

Hetzell - Wundram

Die Grundbautechnik und
ihre maschinellen
Hilfsmittel

Die Grundbautechnik und ihre maschinellen Hilfsmittel

Von

Dipl.-Ing. G. Hetzell und Dipl.-Ing. O. Wundram

Baurat, Hamburg

Oberbaurat, Hamburg

Mit 436 Textabbildungen



Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH

1929

ISBN 978-3-642-51284-1

ISBN 978-3-642-51403-6 (eBook)

DOI 10.1007/978-3-642-51403-6

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

Copyright 1929 by Springer-Verlag Berlin Heidelberg

Originally published by Julius Springer in Berlin 1929

Softcover reprint of the hardcover 1st edition 1929

Vorwort.

An guten Büchern über den Grundbau ist kein Mangel, aber es fehlt bisher an einer Veröffentlichung, die dem Maschinenbetrieb auch auf diesem Gebiet der Baukunst die ihm gebührende, in der Praxis längst eroberte Stellung zuweist. Es lag das Bedürfnis vor, die beiden so verschiedenen Gebiete Grundbau und Maschinenbetrieb zu einem einheitlichen Bilde zusammenzufassen.

Bei dieser Zielsetzung mußten theoretische Betrachtungen in den Hintergrund treten. Durch ausgewählte neuzeitliche Beispiele sollte beim Maschineningenieur Verständnis erweckt werden für die Vorgänge auf der Baustelle, wobei Rücksicht darauf genommen wurde, daß auch der Bauingenieur hier mancherlei Neues erfährt. Der bauleitende Bauingenieur sollte dann aber vor allen Dingen die von dem heutigen Maschinenbau für ihn bereitgestellten maschinellen Hilfsmittel gründlich kennenlernen.

Fördert das vorliegende Buch zweckvolles Zusammenarbeiten beider Fachrichtungen, so hat es seinen Zweck erfüllt.

Wichtig ist es uns, den Firmen und Behörden, die uns durch Hergabe von Unterlagen aller Art so bereitwillig unterstützt haben, auch an dieser Stelle unseren verbindlichsten Dank auszusprechen.

Hamburg, Februar 1929.

Hetzell. Wundram.

Inhaltsverzeichnis.

	Seite
Einleitung	1
Erster Teil: Gründungsbauten.	
Von Baurat Dipl.-Ing. G. Hetzell , Hamburg.	
I. Technische Grundlagen	6
A. Der Baugrund	6
Auswahl der Baustelle S. 6 — Prüfung des Baugrundes S. 7 — Erdbaumechanik S. 11 — Prüfung der Grundwasserverhältnisse S. 11 — Chemie des Grundwassers S. 13.	
B. Die Baustoffe	15
Allgemeines S. 15 — Holz S. 15 — Natürliche Steine S. 18 — Eisen S. 21 — Beton S. 23 — Baukontrolle des Betons S. 32 — Beton in Meereswasser S. 35 — Beton in Moorwasser S. 36 — Beton in Grundwasser S. 36 — Schutz des Betons gegen Schadwasser S. 39.	
C. Erddruck und Tragfähigkeit	41
Allgemeines vom Erddruck S. 41 — Wesen des Erddrucks S. 42 — Grenzwerte des Erddrucks S. 42 — Coulombsche Theorie S. 42 — Kreisförmige Gleitflächen S. 44 — Richtung des Erddrucks S. 45 — Erddrucktabellen S. 45 — Tragfähigkeit des Baugrundes S. 45 — Kegeldruckversuche S. 47 — Flächenhafte Probelastungen S. 48 — Druckverteilung im Boden S. 49 — Einfluß von Form und Größe der Belastungsfläche S. 51 — Zunahme der Tragfähigkeit mit der Tiefe S. 51.	
II. Die verschiedenen Gründungsarten	52
A. Flachgründung	52
Allgemeines S. 52 — Frostgrenze S. 52 — Randpressungen S. 52 — Sohlenreibung S. 54 — Bodenverbesserung S. 55 — Bodenbetonierung S. 55 — Bodenversteinigung S. 56.	
B. Pfahlgründung	56
Allgemeines S. 56 — Rammformeln S. 57 — Neuere Erwägungen für die Tragkraft von Pfählen S. 59 — Probelastungen S. 61 — Der Pfahlrost S. 67 — Holzpfähle S. 71 — Eisenbeton-Fertigpfähle S. 76 — Eisenbeton-Ortspfähle S. 80 — Außergewöhnliche Betonpfähle S. 90 — Schraubenpfähle S. 97.	
C. Die Spundwand	99
Allgemeines S. 99 — Berechnung freistehender Wände S. 100 — Berechnung gestützter Wände S. 101 — Spundwand hinter Kaimauern S. 103 — Hölzerne Spundwände S. 104 — Eiserne Spundwände S. 105 — Eisenbetonspundwände S. 111 — \perp -förmige Eisenbetonspundbohlen S. 118.	
D. Brunnengründungen	119
Allgemeines S. 119 — Statische Berechnung der Tragfähigkeit S. 120 — Berechnung der Brunnenwände S. 121 — Der Brunnenkranz S. 122 — Form der Brunnen S. 123 — Ausgeführte Brunnengründungen S. 124.	
E. Senkkastengründungen	133
Allgemeines S. 133 — Herstellung der Kästen S. 135 — Kaimauern auf Senkkästen S. 135 — Docks auf Senkkästen S. 144 — Senkkästen als Haltedrückdämben S. 146.	

F. Druckluftgründungen	147
Allgemeines S. 147 — Berechnung der Arbeitskammer S. 149 — Eiserne Arbeitskammern S. 152 — Arbeitskammern aus Eisenbeton S. 158 — Gewölbte Kammerdecken S. 167 — Die Versenkanlagen S. 169.	
G. Die Taucherglocke	173
Allgemeines S. 173 — Ausgeführte Glocken S. 174.	
H. Grundwassersenkung	178
Allgemeines über Wasserhaltung S. 178 — Zweck und Ziel einer Grundwassersenkung S. 179 — Der Durchlässigkeitswert S. 180 — Wirkung eines einzelnen Brunnens S. 182 — Ergiebigkeit eines einzelnen Brunnens S. 186 — Reichweite eines einzelnen Brunnens S. 186 — Einzelbrunnen in artesischer Schicht S. 187 — Brunnengruppen S. 188 — Probesenkungen S. 189 — Der Filterbrunnen S. 189 — Der Schachtbrunnen S. 193 — Anordnung der Brunnen S. 193 — Die Saugleitung S. 194 — Staffelung S. 194 — Tiefpumpsenkung S. 196 — Abflußleitungen S. 197 — Grenzen der Grundwassersenkung S. 197 — Ausgeführte Senkungen in ungespanntem Grundwasser S. 197 — Ausgeführte Senkung in artesischem Grundwasser S. 210.	
I. Das Gefrierverfahren	214
Allgemeines S. 214 — Kälteerzeugung S. 215 — Anwendungen S. 215.	
K. Gründungen auf wandelbarem Boden	217
Gründungen im Erdbebengebiet S. 217 — Gründungen im Bergbauggebiet S. 220 — Gründungen auf labilen Bodenschichten S. 223.	
L. Einrichtung von Gründungsbaustellen	226
Allgemeines S. 226 — Zeitplan S. 226 — Maschinenplan S. 227 — Aufteilungsplan S. 228.	
Literaturverzeichnis	230

Zweiter Teil: Die Maschinen für Gründungsbauten.

Von Oberbaurat Dipl.-Ing. **O. Wundram**, Hamburg.

Einleitung	235
I. Kraftquellen und Antriebsmaschinen	236
A. Grundsätzliches über Betrieb und Wirtschaftlichkeit	236
B. Belebte Motoren	242
C. Dampfantriebe	243
Allgemeines S. 243 — Dampflokomobilen S. 247.	
D. Verbrennungskraftmaschinen	250
Allgemeines S. 250 — Benzin-Benzolmotor S. 252 — Glühkopfmotor S. 253 — Dieselmotor S. 254.	
E. Elektrischer Antrieb	256
Allgemeines, Stromerzeugung und -fortleitung S. 256 — Elektromotoren S. 261.	
F. Wasserkraftanlagen	264
G. Windkraftanlagen	265
H. Druckwasser- und Preßluftherzeugung	266
Druckwasser S. 266 — Preßluft S. 268.	
I. Schlußbetrachtung über Baumaschinenantriebe	270
II. Baumaschinen	271
A. Allgemeines	271
B. Hebezeuge	272
Flaschenzug und Hebebock S. 273 — Bauwinden S. 275 — Baukräne S. 280 — Aufzüge und Elevatoren S. 288.	
C. Horizontalförderer	290
D. Wasserhebemaschinen	293
Allgemeines S. 293 — Kolbenpumpen S. 295 — Kreiselpumpen S. 299 — Pulsometer, Dampf- und Wasserstrahlpumpe S. 304 — Nichtsaugende Wasserförderer S. 305 — Schlußbetrachtungen über Baupumpenbetrieb S. 308.	

	Seite
E. Baggereimaschinen	309
Allgemeines S. 309 — Löffelbagger S. 310 — Greifbagger S. 313 — Eimerkettenbagger S. 315 — Sonderausführungen S. 317 — Antriebsarten S. 319 — Bodenabförderung S. 321.	
F. Bauwerkstatt und sonstige Hilfseinrichtungen	324
Werkzeugmaschinen S. 324 — Schweißeinrichtungen S. 324 — Preßluftwerkzeuge S. 327 — Beleuchtungsanlage S. 329.	
G. Maschinen zur Bereitung und Verteilung von Beton	329
Maschinen zur Aufbereitung der Zuschlagstoffe S. 330 — Maschinen zum Mischen von Beton und Mörtel S. 335 — Verteilung von Beton und Mörtel auf der Baustelle S. 342 — Gesamtbetonierungsanlagen S. 347.	
H. Ramm-Maschinen	351
Allgemeines S. 351 — Rammen mit Freifallbär S. 352 — Dampfrahmen mit Dampfbar, Pfahlhämmer S. 355 — Sonderarten von Rammen S. 360 — Hilfseinrichtungen für Rammarbeiten S. 363.	
I. Maschinenanlagen für Druckluftgründungen	368
Luftbeschaffungsanlage S. 368 — Luftschleusen S. 373 — Gefahren der Preßluftarbeit S. 380.	
K. Hilfsmittel zur Grundwassersenkung	383
Saugleitung S. 384 — Pumpenanlage S. 387.	
L. Kälteerzeugung für Gefriergründungen	392
Literaturverzeichnis	396

Einführung.

Alles Bauen ist dem Gesetz der Schwere unterworfen, jedes Bauwerk belastet den Grund, auf den es gestellt ist. Daher ist sichere Gründung Voraussetzung und erste Sorge alles Bauens. Schon die Planung muß hierauf eingestellt sein; Einsicht in vorhandene Karten und geologische Schichtenpläne sowie die Kenntnis benachbarter Gründungen gibt Fingerzeige. Art und Mächtigkeit der auf der gewählten Baustelle vorhandenen Bodenschichten ist dann durch Schürfungen und Bohrungen nachzuprüfen, in wichtigen und zweifelhaften Fällen müssen Probelastungen Aufschluß geben über die zulässige Beanspruchung des Untergrundes. Gleichzeitig ist die Aufmerksamkeit zu richten auf Vorhandensein von Grundwasser, seine Spiegelhöhe und seine chemischen Verunreinigungen. Erst wenn diese von der Natur gebotenen Unterlagen vollkommen erforscht sind, kann ein endgültiger Entwurf bearbeitet werden.

Einige Bemerkungen über die neuzeitliche Auffassung von Erddruck und Tragfähigkeit sind an dieser Stelle einzuschalten. Nur wenn wir wissen, oder doch wenigstens annähernd wissen, welche mechanischen Kräfte der Untergrund auf das in ihm eingebettete Gründungsbauwerk ausüben kann und wie hoch wir seine Widerstandsfähigkeit in Anspruch nehmen dürfen, nur dann können wir ein geeignetes Bauverfahren auswählen und den einzelnen Baugliedern richtige Abmessungen geben.

Wichtig ist dann die Wahl der Baustoffe. Beton und Eisenbeton beherrschen heute den Grundbau in solchem Maße, daß wir an einer kurzen Zusammenfassung ihrer für den Grundbau wichtigsten Eigenschaften nicht vorbeikommen. Betrachtungen über die natürlichen Steine und die Verwendung von Holz und Eisen im Grundbau schließen sich zwanglos an.

Jetzt können wir mit der Besprechung der Gründungsverfahren selbst beginnen. Vom Einfachen gehen wir dabei zum Verwickelten, indem wir zunächst Gründungen betrachten, bei denen der Untergrund auf der Baustelle ohne weiteres oder mit geringen Nachhilfen genügend tragfähig ist, um auf ihm Bauwerke zu errichten. Solche Fälle sind das Gebiet der Flachgründung, bei der Eindringen in die Tiefe nur soweit nötig ist, wie es der Zweck des Bauwerkes oder Rücksicht auf Frostgefahr erfordert.

Ist es dagegen nicht möglich, ein Bauwerk auf den Bodenschichten unmittelbar unter der Bausohle genügend standsicher zu gründen, sei es, daß diese selbst zu weich sind, sei es auch, daß sie auf nachgiebigen Unterlagen ruhen, so spricht man von altersher von schlechtem Baugrund und ist gezwungen, durch Tiefgründung das Bauwerk auf tiefere, genügend tragfähige Schichten abzustützen.

Das einfachste Mittel, die Schwierigkeiten schlechten Baugrundes zu überwinden, ist die Pfahlgründung. Holz ist hier von jeher der gegebene Baustoff, in früheren Jahrzehnten in unübersehbarer Fülle vorhanden, heute aber, bei den vielfach erforderlichen großen Abmessungen in den Kulturländern, namentlich auch in Deutschland, nur schwer zu erfassen. Schon aus Gründen der Volkswirtschaft muß man sich deshalb oft nach einem Ersatzbaustoff umsehen. Beton und Eisenbeton sind die Retter.

Verwandt mit dem Gründungspfahl und meist gleichzeitig mit ihm angewendet ist die Spundwand, die heute nicht mehr allein aus Holz, sondern vielfach aus Eisenbeton hergestellt wird. Daneben spielen die für diesen Zweck besonders gewalzten Profileisen, die man neustens durch Kupferzusatz rostsicher zu machen sucht, eine von Jahr zu Jahr wachsende Rolle.

Pfahlgründung stützt das Bauwerk in vielen einzelnen Punkten und überträgt seine Last auf ebensoviel Punkte des Untergrundes. Ist der Untergrund in seinen tieferen Schichten so fest, daß die Auflasten zusammengefaßt und durch Pfeiler auf einige wenige Punkte der tragfähigen Schichten übergeleitet werden können, so erhält man eine Bauweise, die von der Pfahlgründung den Vorzug größerer statischer Klarheit hat. Solche Pfeiler können in kleinerem Ausmaß in offenen Baugruben aufgemauert werden; ist aber aus den Bodenverhältnissen oder wegen Wasserandrang oder Platzmangel der Aushub einer Baugrube nicht möglich, so greift man bei Gründungstiefen bis etwa 10 m zur Brunnengründung. Unter dem Rande beliebig geformter röhrenförmiger Brunnen wird der tragende Boden abgegraben, so daß der Brunnenkörper im Untergrunde versinkt; dies Verfahren wird fortgesetzt, bis die tragfähige Schicht erreicht ist; dann wird der Hohlraum des Brunnens mit Sand oder Beton ausgefüllt, so daß ein massiver Pfeiler entsteht. Brunnengründungen waren eine Zeitlang durch andere Verfahren in den Hintergrund gedrängt, kommen jetzt aber, unter Verwendung fabrikmäßig hergestellter Brunnenringe aus Eisenbeton, wieder etwas häufiger zur Anwendung.

Beim Vorhandensein von Grundwasser ist es schwierig, an den unteren Brunnenrand zu gelangen, um dort etwa auftretende Hindernisse, Steine, Baumstämme u. dgl. zu beseitigen. Zur Überwindung solcher Schwierigkeiten ist in der Mitte vorigen Jahrhunderts aus der Brunnengründung heraus die Druckluftgründung entwickelt. Man zog in etwa Manneshöhe über dem unteren Brunnenrand einen Boden in den Brunnen und verdrängte unter diesem, in der sog. Arbeitskammer, das Wasser durch Druckluft. Mittels besonderer Schleusen- vorrichtungen konnten jetzt Leute in die trockene Kammer gehen und dort allerlei Arbeiten verrichten. Heute vermeidet man die Vorstufe des offenen Brunnens meist ganz und beginnt gleich mit der Herstellung einer Arbeitskammer. Diese Kammer wird, wenn sie die richtige Tiefe erreicht hat, mit Mauerwerk oder Sand angefüllt und so ein Teil des Bauwerkes; man spricht deshalb von einer „Druckluftgründung mit verlorener Arbeitskammer“. Solche Gründungen sind ausführbar bis zu Tiefen von 30 m unter dem Wasserspiegel, doch sollte man nur in besonderen Fällen über 25 m gehen, da der Mensch höheren Luftdruck als 2,5 at nur kurze Zeit ohne Schädigung seiner Gesundheit aushalten kann.

Nahe mit der beschriebenen Gründungsart verwandt, und doch in der Anwendung deutlich unterschieden, ist die Gründung mittels Taucherglocke, bei der die Arbeitskammer nicht ein Teil des Bauwerkes wird, sondern nur dazu dient, zeitweise einen wasserfreien Raum unter dem Wasserspiegel herzustellen. Die Glocke war früher ein beliebtes Hilfsmittel zur Herstellung umfangreicher Betonierungen unter Wasser, nachdem man aber gelernt hat, aus Eisenbeton verlorene Arbeitskammern in immer größeren Abmessungen herzustellen, ist die Taucherglockenarbeit heute beschränkt auf kleine Nebenausführungen, namentlich Ausbesserungen, die die Kräfte eines einzelnen Tauchers überschreiten.

Zunehmende Sicherheit in der einwandfreien Herstellung dünner Eisenbetonwände hat auch den Anlaß gegeben zur Entwicklung der sog. Senkkastengründung, die heute besonders im Wasser- und Hafengebäudebau nicht mehr entbehrt werden kann. Unter Senkkästen versteht man leichte, mit einem Boden versehene offene Kästen, die an geeigneter Stelle im Trocknen fabrikmäßig her-

gestellt, dann zu Wasser gelassen und schwimmend an den Ort ihrer Verwendung gebracht werden. Hier werden sie durch Ballastfüllung abgesenkt und bilden nun, nachdem sie ausbetoniert oder mit Sand gefüllt sind, standsichere Gründungs Pfeiler.

Nicht eigentlich Gründung, sondern mehr Hilfsmittel zur Durchführung verschiedener Gründungsarbeiten, ist die zu einem eleganten und sicheren Verfahren entwickelte Grundwassersenkung. Gründungen unter dem Spiegel des Grundwassers haben immer das Mißliche, daß man die Arbeit nicht unter Augen haben kann und daher kein ganz klares Urteil über ihre Güte erhält. Außerdem wird jede Unterwassergründung verhältnismäßig teuer. Durch offene Wasserhaltung kann man ja in vielen Fällen das Grundwasser aus der Baugrube entfernen, dieser Wasserhaltung sind aber Grenzen gesetzt, da zu starke Entnahme durch das Mitreißen kleiner Bodenteilchen eine Gefährdung benachbarter Bauten herbeiführt, auch wohl die eigene Bausohle lockert. Hier tritt helfend die Grundwassersenkung ein, bei der die Baugrube schon vor ihrem Aushub dadurch wasserfrei gemacht wird, daß man mittels Rohrbrunnen, ähnlich wie bei der Wasserversorgung, das Wasser aus dem Boden saugt, und zwar schneller, als es durch die engen Bodenporen wieder zufließen kann. Selbst in unmittelbarer Nähe offener Wasserläufe und sogar unter der Sohle von Flüssen ist das Verfahren mit Erfolg angewendet; für uns ist es seiner maschinellen Hilfsmittel wegen besonders wichtig.

Einen anderen Weg zur Fernhaltung des Grundwassers zeigt das Gefrierverfahren, das also auch keine Gründung selbst, sondern nur ein Hilfsmittel ist. Bei ihm wird der Boden rings um die Baustelle dadurch in eine steinharte, trockene und wasserundurchlässige Masse verwandelt, daß das Wasser in ihm durch eingetriebene Kühlrohre gefroren wird. Zusammen mit dem wasserdurchtränkten Boden bildet es dann eine Mauer von Sandsteinhärte. Das Verfahren ist entwickelt im Bergbau und hat auch dort sein hauptsächlichstes Anwendungsgebiet. Für Gründungswerke wird es wegen seiner Kostspieligkeit und wegen der langen Zeit, die zur Herstellung einer genügend starken Frostmauer nötig ist, nur ausnahmsweise verwendet; in fließendem Grundwasser versagt es überdies vollständig.

Bautechnisch wertvolle Gründungsvorgänge, wie der Schutz der Bauwerke gegen schädliches Grundwasser, die Gründung auf dem wandelbaren Boden des Bergbau- und Erdbebengebietes, sowie die sehr wichtige Unterhaltung und Verstärkung von Gründungsbauten streifen wir nur kurz, da sie keine besonderen maschinellen Hilfsmittel erfordern. Abschließend ist jedoch die Einrichtung von umfangreichen Gründungsbaustellen, wenigstens in ihren Grundzügen, zu besprechen. Die Bauaufgaben des Tiefbaues sind rein quantitativ im Laufe der Jahre ständig gewachsen; damit wuchs die Schwierigkeit, sie wirtschaftlich zu gestalten, besonders die großen Mengen der benötigten Baustoffe rechtzeitig und billig an den Ort ihrer Verwendung zu bringen. Der planmäßigen Einrichtung der Baustelle wird jetzt vom Baubeginn an größte Aufmerksamkeit zugewandt, und wenn wir auch noch fern von einer Taylorisierung und Rationalisierung des Grundbaues sind, so wird doch in vielen Fällen die Baustelle zur Fabrik, der Baustellenbetrieb zum Fabrikbetrieb; die Baumaschine gibt den Takt an für die übrigen Arbeiten. Dieser Entwicklung muß der bauleitende Ingenieur seine volle Aufmerksamkeit zuwenden.

Größere Gründungsarbeiten sollten niemals ohne den sachverständigen Beirat eines auf diesem Sondergebiet besonders erfahrenen Maschineningenieurs eingeleitet und durchgeführt werden, seine Arbeit wird sich immer bezahlt machen. Von dem leitenden Bauingenieur aber ist zu verlangen, daß er mit den maschinellen Hilfsmitteln soweit vertraut ist, daß er die Anforderungen der Baustelle in technisch brauchbarer Form dem Maschinentechniker klarlegen kann, und

daß er imstande ist, aus mehreren Vorschlägen den für seine Arbeit günstigen herauszufinden. Die hierzu erforderliche Aufklärung und Belehrung bringt der zweite Buchteil.

Bei der zusammenhängenden Darstellung der maschinellen Hilfsmittel sind wir ausgegangen von der Betrachtung der Kraftquellen, die zum Antrieb der eigentlichen Baumaschinen in Frage kommen. In dem hierzu bestimmten ersten Hauptabschnitt werden besonders eingehend Dampflokomobile, Verbrennungsmotor und Elektromotor behandelt und ihre Einrichtung soweit besprochen, daß auch der Bauingenieur ihre Arbeitsweise verstehen und beurteilen kann. Die Gesichtspunkte der Betriebssicherheit und Wirtschaftlichkeit werden beleuchtet, so daß bei der Wahl zwischen verschiedenen Möglichkeiten die Entscheidung erleichtert wird. Obwohl nicht zu den primären Kraftquellen gehörig, werden in diesem Hauptabschnitt ferner die zum Bauvorgang benötigten Preßluft- und Druckwasseranlagen kurz erläutert. Den Kraftmaschinen und Kraftübertragungsmitteln gegenüber stehen die von ihnen betriebenen Baumaschinen, d. h. jene maschinellen Einrichtungen, die unmittelbar auf den Bau einwirken. Da der Versuch, diese Baumaschinen nach Gesichtspunkten der Maschinenteknik oder der Bautechnik in ein System zu bringen, zu keinem Erfolg führt, so ist im zweiten Hauptabschnitt der Weg eingeschlagen, zunächst die maschinellen Hilfseinrichtungen zu besprechen, die zwar für Gründungsbauten benötigt werden, immerhin aber auch bei anderen Bauarten, ja sogar auch in anderen Zweigen der Technik bekannt und viel benutzt sind. Nach diesen Abschnitten gehen wir dann über zu den Sonderanlagen für den Grundbau.

Alles Bauen, besonders für die Zwecke der Gründung, ist in seiner Wirtschaftlichkeit im hohen Maße von den Fördereinrichtungen abhängig. Die Förderung des Bodenaushubes, der Baustoffe und Baumittel, des Wassers usw. nimmt oft eine beträchtliche Höhe der Gesamtkosten in Anspruch, so daß zuerst, zeitlich sowohl wie wirtschaftlich, sich der Bauausführende nach den richtigen Fördermitteln umzusehen hat. Die der Hubförderung dienenden Flaschenzüge, Winden, Kräne, Aufzüge und Becherwerke sind unentbehrlich für den Grundbau, während neuerdings auch die Horizontalförderer (Bandtransporte u. ä.) bei mittleren und größeren Baustellen sich wegen ihrer Wirtschaftlichkeit und Leistungsfähigkeit ihr Gebiet erobern.

Wohl keine Grundbaustelle ist der Sorge für die Fortschaffung des andringenden Wassers entoben, nebenbei ist auch Gebrauchswasser in dieser oder jener Form nötig. Sehr vielseitig ist das Gebiet der Pumpen und anderen Wasserhebemaschinen, so daß ein kritischer Überblick für den Bauingenieur von Nutzen ist. Für Bodenaushub im Massenbetrieb kommen die Baggereinrichtungen in Frage: größere Baustellen kommen heute ohne Trockenbagger, Kranschaufler, Greiferkräne u. a. nicht mehr aus. Daß ein maschinell gut ausgerüsteter Baubetrieb der Werkstatteinrichtung zur Instandhaltung der Baumaschinen bedarf, ist klar. Neben den dafür nötigen Werkzeugmaschinen verlangt man aber auch solche für die Bearbeitung und Zubereitung von Baustoffen. Ein besonderer Abschnitt ist daher den Bauwerkzeugmaschinen und maschinell betriebenen Kleingeräten (Preßluftgeräte u. ä.) gewidmet.

Da der moderne Grundbau Beton und Eisenbeton in Riesenmengen verarbeitet, sind die Maschinen für die Bereitung, Mischung und Förderung von Beton und Mörtel so in den Mittelpunkt des baulichen Interesses gerückt, daß man sehr oft für diese Maschinenart schlechthin die Bezeichnung „Baumaschine“ benutzt. Auch hier ist es dem Bauingenieur vonnöten, einen Überblick über die Vielseitigkeit der Maschinenarten zu gewinnen.

Die folgenden Abschnitte, die sich mit den Sondermaschinen und -anlagen für den Grundbau befassen, beginnen mit dem am längsten bekannten Hilfsmittel, dem Rammergerät, das viele Wandlungen bis zu seiner jetzigen

Vollkommenheit durchgemacht hat. Druckluftgründungen verlangen sehr oft einen großen Maschinenpark an Antriebsmaschinen, Luftpumpen und -leitungen, Personen-, Material- und gemischten Schleusen und sonstigem Zubehör; neben diesem muß der Bauingenieur auch die darauf bezüglichen Reichsverordnungen kennenlernen. Die Grundwassersenkung macht, wenn sie betriebssicher und wirtschaftlich betrieben werden soll, einen Einblick in die dafür bestgeeigneten Pumpenarten, Leitungssysteme usw. nötig. Eine erheblich geringere Wichtigkeit beansprucht das Gefrierverfahren beim Grundbau für sich, doch auch hier sollen die Maschinen und Hilfsmittel zur Kälteerzeugung kurz besprochen werden.

Neben der allgemeinen Einführung in das Gebiet der Baumaschinen bezweckt der zweite Buchteil vor allem, dem Bauingenieur ein Urteil zu verschaffen über Leistungsfähigkeit, Wirtschaftlichkeit und Betriebssicherheit, wozu besonders Wert auf Angaben über Leistung und Kraftbedarf gelegt wurde. Für ein vertieftes Studium über die Dinge des zweiten Buchteiles dient der angefügte Schriftennachweis.

Erster Teil.

Gründungsbauten.

I. Technische Grundlagen.

A. Der Baugrund.

Auswahl der Baustelle.

Schwierige Untergrundverhältnisse können einen Bau so verteuern, daß der wirtschaftliche Zweck des mit ihm geplanten Vorhabens vereitelt wird; bei nicht genügender Berücksichtigung gefährden sie Bestand und Benutzbarkeit des fertigen Werkes. Ferner können nachbarliche Verhältnisse die Ausführung einiger Gründungsarbeiten, wie das Rammen schwerer Pfähle und das Ausheben tiefer Baugruben, unmöglich machen, und schließlich kann das Heranbringen der bei Gründungsarbeiten in großen Mengen gebrauchten Baustoffe an der aus wirtschaftlichen und verkehrstechnischen Gründen gewählten Baustelle besonders schwierig sein. Alle diese Verhältnisse kann man in ihren Grundzügen schon erkennen beim Studium geeigneter topographischer Karten, namentlich der sehr zuverlässigen Meßtischblätter 1:25000, die für ganz Deutschland überall erhältlich sind. Daneben findet man auf den verschiedenen Ämtern in der Regel noch Pläne größeren Maßstabes, die zwar meist bereitwilligst zur Verfügung gestellt werden, aber mit Vorsicht zu benutzen sind, da sie leider oft veraltet sind. In allen Fällen wird örtliche Besichtigung das Kartenstudium ergänzen müssen; sie zeigt fast stets noch Einzelheiten, die auf der Karte nicht vorhanden waren oder übersehen sind und bewahrt vor unangenehmen Überraschungen.

Neben Erkundung der Oberfläche darf das Studium geologischer Karten nicht vernachlässigt werden. Diese Karten enthalten aus den ihnen zugrunde liegenden topographischen Karten die Darstellung der Geländebeschaffenheit entweder durch Schraffur oder durch Höhenkurven unter besonderer Hervorhebung von geodätisch bestimmten Punkten. Darüber hinaus werden die Gesteinsarten, welche an der Oberfläche angetroffen werden, dargestellt durch verschiedene Farben, von denen einige, wie rot für Granit, blau für Kalkstein, konventionell sind. Eine Farbenerklärung gibt Aufschluß über die Bedeutung der einzelnen Farben, und außerdem sind auf den Karten in der Regel einige Querschnitte, sog. Randprofile, dargestellt, die das Verständnis erleichtern. Begleitet werden die Karten von Erläuterungsheften.

Solche Karten werden von den Landesanstalten bearbeitet und sind im Buchhandel erhältlich; vielfach ist auch für sie der Maßstab 1:25000 gewählt. Die geologischen Anstalten haben hierüber hinaus in ihren Sammlungen meist noch viel Sondermaterial, Proben von tieferen Schichten, Bohrprofile usw. Ihrer Mitarbeit sollte sich der Gründungsingenieur in weit höherem Maße, als es bisher geschieht, bedienen, zumal er nur selten selbst über die nötigen geologischen Kenntnisse verfügt.

Bei größeren Bauvorhaben wird man unter Umständen auch durch geophysikalische Aufschlußarbeiten Kenntnis von der Beschaffenheit des

Untergrundes zu erlangen suchen. Die meisten in der Erde verborgenen Stoffe üben durch ihr Schwerfeld und durch die von ihnen ausgehenden elektrischen und radioaktiven Strahlungen Kräfte aus, die die überlagernden Schichten durchdringen und an der Erdoberfläche gemessen werden können. Andererseits haben sie auch Eigenschaften, die termische und elektrische, künstlich in den Untergrund geleitete Strömungen in einer für die verschiedenen Bodenarten deutlich unterscheidbaren Weise beeinflussen. Durch Zusammenfassung der verschiedenen geophysikalischen Messungsergebnisse hat man im Bergbau und in der Wasserversorgung vielfach gute Ergebnisse erzielt, für den Gründungsbau muß die Methode noch verfeinert werden, die geophysikalische Anstalt in Göttingen ist in dieser Richtung tätig¹.

Prüfung des Baugrundes.

Nach Erledigung der allgemeinen Vorarbeiten ist vor endgültigem Entwurf in jedem einzelnen Falle eine genauere Prüfung des Baugrundes nicht zu umgehen. Für diese Prüfung müssen die vorhandenen Bodenschichten, soweit sie das Bauvorhaben beeinflussen können, der Besichtigung zugänglich gemacht werden; aus Erfahrungen an anderen Baustellen kann dann meist auf ihre baulichen Eigenschaften geschlossen werden. Bietet in besonderen Fällen die Erfahrung nicht genügend Anhaltspunkte, so muß durch Probelastungen, physikalische und chemische Untersuchungen das Bild vervollständigt werden.

Das sicherste Mittel zum Erkennen der Bodenschichtung ist das Schürfloch, bei dem alle Untergrundverhältnisse am Ort ihrer Lagerung besichtigt werden können. Dieses Mittel wird jedoch recht kostspielig, sobald es sich um größere Tiefen handelt, die Aussteifung der Baugrube erforderlich machen, oder sobald besondere Wasserhaltung nötig ist. Unter Umständen scheidet man aber auch vor den gewaltigen Ausgaben einer sehr tiefen Schürfung nicht zurück, wenn man sich davon besondere Aufschlüsse verspricht. In Jmuiden, an der Baustelle der neuen Seeschleuse, ist mit Hilfe eiserner Spundwände (vgl. S. 181) ein 5×5 m großes, 20,50 m tiefes Schürfloch ausgehoben, um Einblick in Verhältnisse zu bekommen, die durch Bohrungen nicht genügend geklärt werden konnten. In gewissen Tiefen war beobachtet, daß der Boden für horizontale Wasserströmungen gut durchlässig war, für senkrechte dagegen gar nicht. Die Bohrungen hatten an dieser Stelle „schlickhaltigen Sand“ ergeben, die Aufgrabung zeigte, daß 1 bis 2 cm starke Kleischichten mit 1 bis 5 cm starken horizontalen Sandschichten abwechselten. Damit war die Aufklärung der verschiedenen Durchlässigkeit, die für die geplante Grundwassersenkung sehr wichtig war, gefunden.

Glaubt man auf Schürflöcher verzichten zu können, so ist das einfachste Mittel, wenigstens einige Kenntnis der obersten Schicht zu erhalten, das Visitier-eisen. Eine etwa 3 cm starke zugespitzte Eisenstange wird mit der Hand in den Boden gedrückt, aus dem hierbei auftretenden Widerstand kann man Schlüsse auf die Tragfähigkeit der durchbohrten Schichten ziehen. Auch über die Art der Bodenschichten erhält man einigen Aufschluß: Sand und Kies knirschen beim Drehen der Stange, Lehm und Mutterboden geben einen dumpfen Ton. Wird die Stange dann herausgezogen, so haften vielleicht kleine Bodenreste an ihr; man kann das unterstützen, indem man in die Stange flache, schräg nach unten gerichtete Löcher bohrt. Diese Löcher füllen sich beim Herausziehen der Stange mit Boden.

Besonders zweckmäßig wird das Visitier-eisen verwendet bei Arbeiten in weichem Boden, der auf Fels aufliegt, und bei dem es sich darum handelt, an möglichst vielen Stellen die Stärke der Überdeckung zu ermitteln. Für solche Untersuchungen ist eine besonders leichte und praktische Ausführung des Schürfgerätes als „Light boring and prospecting rod“ im Engineer vom Juni 1926 beschrieben.

¹ Bauging. 1920, S. 206.

Zu Untersuchungen in größerer Tiefe dienen Bohrungen. Das einfachste Gerät hierfür ist der Tellerbohrer (Abb. 1), der mit einem hölzernen Handgriff in den Boden geschraubt wird und in weichem Boden Proben aus Tiefen von 2—3 m zu entnehmen gestattet. Für etwas größere Tiefen benutzt man in weichem, aber leidlich standfestem Boden den Löffelbohrer oder die Schappe (Abb. 2). Je nach dem Zusammenhang der angetroffenen Bodenarten ist der Löffel mehr



Abb. 1.
Tellerbohrer.

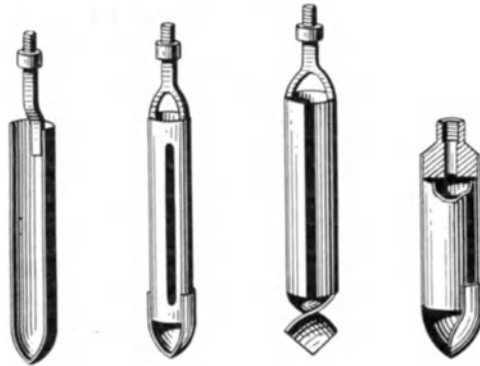


Abb. 2. Löffelbohrer oder Schappe.



Abb. 3. Spiralbohrer.

oder weniger geschlossen, es empfiehlt sich, ihn in jedem Falle so offen wie möglich zu nehmen, da das den Bohrfortschritt erleichtert. Sind im Untergrunde harte Schichten angetroffen, bei denen die Schappe versagt, so greift man zum Spiralbohrer (Abb. 3), der ebenso wie die Schappe drehend gehandhabt wird, und der so geformt ist, daß er das zu bohrende Material zunächst schneidet und dann hochhebt. Losgeschnittener Ton windet sich um den Bohrer und sogar um das Gestänge in die

Höhe; durch einen das Gewinde im oberen Teil umgebenden Mantel wird es möglich, auch Kies und Sand mit dem Spiralbohrer zu erbohren.

Ist dagegen der Boden weich, wenig zusammenhängend und mit Wasser durchtränkt, so ist eine grundsätzlich anders arbeitende Bohrerart, der Ventil- oder Stoßbohrer am Platze (Abb. 4). Wie sein Name sagt, wird er nicht wie die bisher beschriebenen Bohrerarten drehend, sondern stoßend be-

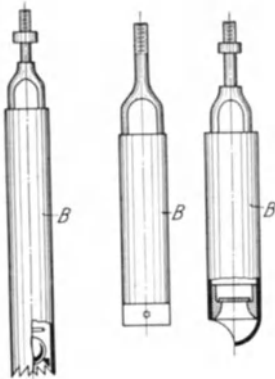


Abb. 4. Ventil- oder
Stoßbohrer.

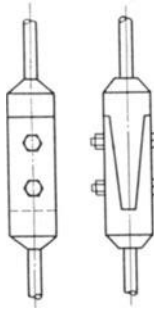


Abb. 5. Plattenschloß
eines Bohrgestänges.

Ende durch ein Ventil, entweder Klappen oder Kugelventil, abgeschlossen ist. Dieses Rohrstück hängt an einem festen Bohrgestänge und an einem Bohrseil, das über Tag unter Benutzung eines Dreibockes und einer Seilscheibe einer Winde zugeleitet wird. Die Gestänge, die aus 3—5 m langen, meist quadratischen schmiedeeisernen Stangen bestehen, werden durch Plattenschlösser (Abb. 5) verbunden. Für leichte und flache Bohrungen findet man als Gestänge auch Gasrohre, die miteinander verschraubt sind. Der Bohrer wird gefüllt durch Aufstoßen auf den Grund. Um ihm das Eindringen zu erleichtern, wird er dabei

durch kreisförmige, aufgelegte Eisenplatten vom Durchmesser des Bohrers beschwert. Das Entleeren des heraufgehobten Bohrers geschieht entweder durch Umkippen des Bohrrohres oder durch Abschrauben des Ventils. Zu letzterem wird man sich wohl nur bei besonders langen und dicken Bohrern, wie sie z. B. für die später noch zu beschreibende Pfahlbohrung gebraucht werden, entschließen.

Der Ventilbohrer ist das für Bodenuntersuchungen wichtigste Gerät; er ist vielseitig verwendbar und liefert im allgemeinen die Bohrproben in großer Reinheit. Er verändert jedoch ihre Konsistenz; für manche Zwecke ist es aber gerade wichtig, daß die Bohrprobe nicht durch Umrühren oder Kneten verändert wird, sondern möglichst in ihrer gewachsenen Beschaffenheit an das Tageslicht gebracht wird. Für solche Zwecke hat der Oberingenieur der schwedischen Staatsbahnen Olsson¹ ein einfach zu handhabendes Werkzeug erdacht, das er Kolbenbohrer nennt (Abb. 6).

Es besteht aus einem zylindrischen Rohr, wie wir es beim Ventilbohrer kennen gelernt haben, und einem in diesen Zylinder eingepaßten kurzen Kolben, der die Bestimmung hat, einerseits bei Einführung des Rohres das untere Ende zu verschließen, so daß keine Unreinigkeiten in den Zylinder dringen können und andererseits beim Emporziehen des Rohres das obere Ende des Zylinders zu dichten, so daß ein Heraussaugen der Probe aus dem Zylinder verhindert wird. Der Bohrzylinder wird mittels Verlängerungsröhren von 1 m Länge und der Kolben mit Verlängerungsstangen gehandhabt. Wenn man in die Tiefe gelangt ist, aus der die Probe entnommen werden soll, wird das Gestänge und der an ihm hängende Kolben festgelegt und der Zylinder weiter hinabgepreßt, bis der Kolben am oberen Zylinderende steht. Auf diese Weise füllt sich das Rohr mit einer Probe, die ohne Kneten und Umrühren aus der Schichtenfolge herausgeschnitten ist. Zur Besichtigung wird die Probe mit dem Kolben wieder aus dem Bohrer herausgepreßt.

Trifft man bei Bodenuntersuchungen für Bauzwecke auf gewachsenen Felsen und ist dieser als gesund und genügend mächtig erkannt, so ist die Untersuchung in der Regel beendet. Es ist aber oft nicht leicht zu unterscheiden, ob man tatsächlich gewachsenen Fels oder einzelne, in weichen Boden eingebettete Steine vor sich hat. Ein erfahrener Geologe kann hier verhängnisvolle Irrtümer verhindern. Bei einzelnen Steinen ist dann zu überlegen, ob der Stein zertrümmert werden soll, oder ob nicht, was meist billiger ist, das Bohrloch aufgegeben (sog. Fehlbohrung) und an einer anderen, benachbarten Stelle ausgeführt werden kann. Zum Zertrümmern von Felsen und Steinen dient der Meißelbohrer (Abb. 7). Bei ihm fällt ein schwerer Stahlmeißel mit seiner Schneide so lange auf den Stein, bis dieser zertrümmert ist. Die Form der Meißelschneide wird wie die Abb. 7 zeigt, verschieden ausgebildet; am verbreitetsten sind einblattige Meißel mit gekrümmter spitzer oder schräger Schneide, jedoch auch Kreuzmeißel finden Verwendung, und zwar besonders in klüftigem Gebirge, in dem sich ein Flachmeißel

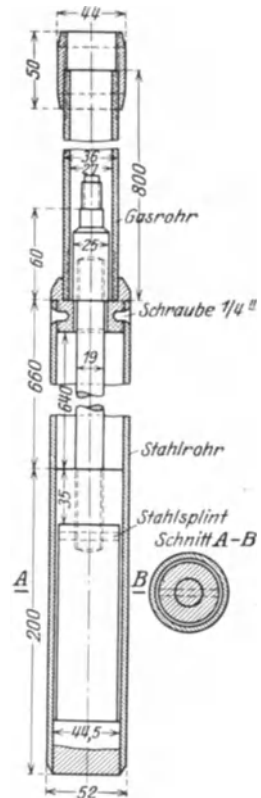


Abb. 6. Kolbenbohrer.
(Z. Bauverw. 1925, S. 391.)

¹ Z. Bauverw. 1925, S. 391.

leicht festklemmen kann. Der Meißelbohrer gehört zur Gattung der Stoßbohrer, er wird während des Stoßens bei jedem Hub etwas gedreht und zertrümmert so allmählich das Gestein, wobei seine Arbeit durch Wasserspülung unterstützt werden kann. Je nach dem Gebirge ist das Gestänge, das für die Wasserspülung auch gern hohl genommen wird, verschieden zu wählen: in mittelhartem Boden oder beim Zerschlagen einzelner Steine reicht Verschraubung aus, für Arbeiten in hartem Felsen kommt nur eine Verbindung durch Keil und Splint in Frage.

Bohrungen in weichem, nicht standfestem Boden erfordern eine Auskleidung des Bohrloches durch das Bohrrrohr. Diese Rohre, meist geschweißte Eisenrohre von 100—200 mm Durchmesser, müssen dem Bohrer selbst einigen Spielraum geben, damit er sich nicht festklemmen kann und müssen innen und außen auch an den Verbindungsstücken möglichst wenig Vorsprünge zeigen. Sie sind mit Gewindemuffen untereinander zu verbinden und werden durch Drehen, seltener durch Rammen eingetrieben. Das unterste Rohrende wird dabei durch einen aufgeschraubten, mit Schneide versehenen kurzen

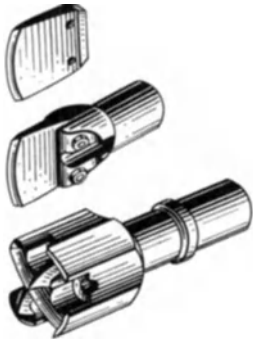


Abb. 7. Meißelbohrer.



Abb. 8. Bohrröhrverbindungen. Rohrschuh.

Ring, den Rohrschuh, verstärkt, das obere Rohrende muß beim Rammen durch einen ähnlichen Ring gleichfalls geschützt werden. Abb. 8 zeigt verschiedene Bohrröhrverbindungen und einen Rohrschuh. Nach Beendigung der Bohrung werden die Rohre — wenn nötig unter Zuhilfenahme von Wasserspülung — wieder gezogen.

Die Bohrlöcher sind über die ganze Bausohle gleichmäßig zu verteilen, wobei jedoch Stellen zu vermeiden sind, an denen bei der späteren Bauausführung Sand, Wasser oder auch Druckluft emporquellen können. Beim Bau des Elbtunnels in Hamburg legte man die einzelnen Bohrlöcher 20 m vor der Tunnelachse an, um ein „Auspfeifen“ der Druckluft zu verhindern. Im allgemeinen werden Bohrungen alle 50—100 m genügen; bei sehr ungleicher Schichtung müssen sie aber auch enger genommen werden. In solchen Fällen empfiehlt es sich, die Bohrungen zu geologischen Profilen zusammenzufassen, oder bei flächenhaften Baustellen Höhenschichtenpläne des tragfähigen Baugrundes zu zeichnen.

Die beim Abbohren eines Geländes zu berücksichtigenden Punkte hat der preußische Minister für öffentliche Arbeiten wie folgt zusammengestellt:

Für wichtige und schwierige Bohrungen wählt man Futterrohre, die möglichst nicht enger als 15 cm sind. Die Rohre sind während des Bohrens nicht tiefer als für die Bohrarbeiten notwendig (etwa 0,50 bis 0,70 m unter Bodenhöhe des Bohrers) abzusenken. Sobald Wasser im Boden angetroffen wird, ist dessen Höhenlage einzumessen und in das Verzeichnis einzutragen. Zum Vergleich mit diesem Wasserstand erscheint es zweckmäßig, gleichzeitig den Wasserstand benachbarter Gewässer oder Brunnen aufzunehmen. Der Wasserstand im Futterrohr ist täglich vor Beginn und nach Schluß der Bohrarbeit einzumessen; auch während des Bohrens sind die Wasserverhältnisse im Futterrohr dauernd zu beachten.

Die beim Bohren gewonnenen Proben sind an Ort und Stelle unmittelbar in die dafür bestimmten Kästen zu geben, die Abteilungen von 8—10 cm Länge, Breite und Höhe enthalten.

Die Abteilungen sind streichvoll zu füllen, was besonders bei Bodenarten wie Marschklei, Moor u. dgl., bei denen eine Beurteilung des Wassergehaltes erwünscht ist, notwendig wird. Das durch Verdunsten des Wassers eintretende Schrumpfen der Proben gibt einen ungefähren Maßstab für den Wassergehalt und damit auch annähernd für die Festigkeit solcher Bodenarten. Die Kästen sind in dauerhafter Farbe mit der Zahl des Bohrloches und die einzelnen Abteilungen mit Unterzahlen zu versehen, die in dem Verzeichnis neben den erbohrten Schichten anzugeben sind.

Geben die nach diesen Gesichtspunkten ausgeführten Bohrungen immer noch nicht genügenden Aufschluß, um besonders die wichtige Tragfähigkeit des Untergrundes zu beurteilen, so muß man Probebelastungen vornehmen. Kommt es besonders darauf an, die Wasserdurchlässigkeit des Bodens zu ermitteln, so werden Bohrergergebnisse stets nur mangelhafte Kenntnis vermitteln, für genauere Vorarbeiten sind Probesenkungen nicht zu umgehen. Beide Verfahren, die über die gewöhnliche Bodenuntersuchung hinausgehen, werden an anderer Stelle behandelt werden, und zwar die Probebelastung in den Abschnitten über Tragfähigkeit, die Probesenkung im Abschnitt über Grundwassersenkungen.

Erdbaumechanik.

Die Baupraxis begnügt sich heute noch meist damit, die erhaltenen Bohrergergebnisse dem Aussehen und der Konsistenz nach mit ähnlichen Befunden auf anderen Baustellen zu vergleichen; aus den dort gemachten Erfahrungen werden dann Schlüsse auf die technischen Eigenschaften des Untergrundes an der neuen Stelle gezogen. Es läßt sich nicht bestreiten, daß dieses Verfahren ziemlich roh und unwissenschaftlich ist und leicht zu Fehlurteilen führen kann, da oft gleiche geologische Schichten bei anderer Entstehungsart und anderem Wassergehalt ein durchaus anderes Verhalten gegenüber den Angriffen der äußeren Kräfte zeigen. Wege zu einer besseren und zuverlässigeren Beurteilung des Untergrundes sucht die namentlich in Amerika entwickelte „Erdbaumechanik“, die aus einzelnen, meßbaren „Bodenkonstanten“, wie spez. Gewicht, Bodenstruktur, Größe und Gestalt der einzelnen Bodenkörner, Porenvolumen, Wassergehalt, Konsistenz usw. die baulichen Eigenschaften eines Bodens herleitet. Der deutsche Leser findet das Wissenswerte aus diesem Gebiet in dem beachtenswerten Buch „Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage“ von Dr. Ing. Terzaghi. Die neue Wissenschaft verdient auch in Deutschland gefördert zu werden, damit sie bald praktische brauchbare Ergebnisse zeitigt. Die Deutsche Bauingenieurgesellschaft hat einen besonderen Ausschuß hierfür eingesetzt, der bereits seine Arbeiten aufgenommen hat.

Prüfung der Grundwasserverhältnisse.

Mit Bodenuntersuchungen eng verknüpft sind — oder sollten wenigstens sein — Untersuchungen über die Grundwasserverhältnisse auf der Baustelle. Der vorstehend erwähnte preußische Erlaß weist hierauf besonders hin.

Unter Grundwasser versteht man dasjenige Wasser, das die Hohlräume im Trümmergestein unserer Erde füllt, dort entweder stillsteht oder sich den Gefällverhältnissen entsprechend langsam fortbewegt. Grundwasser ist also zu unterscheiden von Wasser, das an der Oberfläche in zusammenhängenden Flächen sichtbar ist und von Wasseransammlungen, die sich in unterirdischen größeren Hohlräumen als zusammenhängende Wassermasse vorfinden. Das Grundwasser wird gespeist durch atmosphärische Niederschläge und schwankt daher in seiner Höhe mit den Niederschlags-Versickerungs- und Verdunstungsverhältnissen; seine Spiegelhöhe ist auch abhängig von benachbarten Oberflächengewässern, mit denen es meist in hydraulischem Zusammenhange steht. Im Tidegebiet folgt das Grundwasser bis ziemlich weit ins Land hinein der Tidebewegung benachbarter Wasserläufe, wobei dann der Tidehub mit der Entfernung vom offenen Wasser abnimmt.

Die Spiegelhöhe des Grundwassers kann sich im Zusammenhange mit benachbarten Gewässern in kurzer Zeit erheblich ändern. Nach Prinz betragen die jährlichen Schwankungen im Spreetal bei Berlin 580 mm, in der Wiezeniederung bei Hannover 550 mm, im Maintal bei Frankfurt 430 mm und in der Hochebene von München 320 mm. Dagegen schwankte in Hamburg, in dem sog. Zippelbrunnen, der Spiegel in der Zeit vom 14.—24. April 1903, also in nur 10 Tagen, um den hohen Betrag 1,97 m.

Wechseln im Untergrund durchlässige und undurchlässige Schichten, so können mehrere Wasserstockwerke übereinanderliegen, nimmt die Schichtung einen muldenförmigen Verlauf, so wird das Wasser in der Mulde, sobald eine undurchlässige, gleichfalls muldenförmige Deckschicht vorhanden ist, unter Spannung stehen; wir sprechen von einem gespannten Wasserspiegel und von artesischem Wasser. Die Druckhöhe artesischen Wassers kann in den Bohrlöchern am Betrage des Aufsteigens des Wassers gemessen werden, die Bohrrohre sind dabei unter Umständen erheblich über die Erdoberfläche zu verlängern. Auch durch eingebaute Manometer kann der Druck festgestellt werden, wobei dann 1 at Überdruck einem Auftrieb von 10 m entspricht. Eine durch die sämtlichen Druckhöhenpunkte eines artesischen Wassers gelegte Ebene bezeichnen wir als seine Druckebene; die einzelnen Teile dieser Druckebene können dabei entweder über oder unter der Erdoberfläche liegen, wir sprechen dann von einem positiven und einem negativen Stück der Druckebene; in der Grenzlinie beider steigt das Wasser genau bis zur Erdoberfläche.

Bei Prüfung der Grundwasserverhältnisse einer Baustelle haben wir zu unterscheiden zwischen den mit Wasser gefüllten Schichten, dem Grundwasserträger, und der undurchlässigen Sohle derselben, der wassertragenden Sohle. Grundwasserträger, entstanden aus zertrümmertem Urgestein, sind über die ganze Erde verbreitet; über den Stand des Grundwassers in ihnen unterrichten im Gebiet des Deutschen Reiches über 8000 Grundwasserbeobachtungsstellen, die regelmäßig durch die Landesanstalt für Gewässerkunde gemessen werden; in den anderen Kulturländern ist ein ähnliches Beobachtungsnetz vorhanden. Die Grundwasserträger sind geologisch als Alluvium oder Diluvium anzusprechen. In ersterem Falle sind sie meist sehr gleichmäßiger Natur, wenn wir auch Schichten verschiedener Körnung antreffen; bedeutende Unregelmäßigkeiten finden wir dagegen bei Wasserträgern diluvialen Ursprungs. Auch hier kommen wagerechte Schichten vor, die auf Schwankungen in der geschiebeführenden Kraft des Wassers zurückzuführen sind, daneben aber weit unangenehmere Pressungen und Verdrückungen der ursprünglichen Ablagerungen, die durch die Kraft des Gletschereises hervorgerufen sind. Bohrergebnisse in einem derartig verworfenen Untergrunde können nur ein recht unklares Bild geben, besonders verleiten sie leicht dazu, auf mehrere Wasserstockwerke zu schließen. Dabei sind solche unterirdischen Störungen oft durch spätere regelmäßige Ablagerungen verdeckt und dann auf der Oberfläche schwer zu erkennen.

Besteht der Untergrund aus größeren, zusammenhängenden Grundwasserträgern, die an irgendeiner Stelle Wasserzufluß und an einer anderen Wasserabfluß haben, so entsteht ein fließendes Grundwasser, ein Grundwasserstrom, dem ein Gefälle des Grundwassers entspricht. Umgekehrt: zeigt der Grundwasserspiegel Gefälle, so wissen wir, daß wir es mit fließendem Grundwasser zu tun haben. Messung des Grundwasserstandes nicht nur an einem, sondern an mehreren benachbarten Punkten der Baustelle ist daher äußerst wichtig, da fließendes Grundwasser gewisse Gründungsarten, wie das später zu besprechende Gefrierverfahren, unmöglich macht und andere, wie das Senken des Grundwassers, erheblich erschwert.

Zur Ermittlung und Einmessung des Grundwasserspiegels sind nach den Methoden, die für Bodenuntersuchungen üblich sind, schmiedeeiserne Rohre von

25—100 mm Durchmesser niederzubringen und in diese die eigentlichen Beobachtungsrohre einzusetzen; das Vorbohrrohr ist dann wieder zu beseitigen. Die Beobachtungsrohre sind am unteren Ende mit Löchern versehen; bei feinkörnigem Boden sind diese Löcher durch Auflegen eines Metallgewebes zu schützen. Das Rohr ist unten zu schließen durch einen Pfropfen, der im Innern mit einem Haken versehen werden kann und dann auch beim Ziehen der Rohre gute Dienste leistet. Die Vorbohrrohre selbst unter entsprechender Lochung des unteren Endes für die Beobachtungen zu benutzen, ist nicht angängig, da sich die Lochung beim Absenken leicht verstopft.

Ob das Beobachtungsrohr in guter hydraulischer Verbindung mit dem Untergrunde steht, läßt sich durch Aufguß von Wasser feststellen. Verschwindet die hierdurch bewirkte vorübergehende Hebung des Spiegels im Rohre schnell, so ist freie Verbindung vorhanden, hält sie sich längere Zeit, so ist die Verbindung mit dem Untergrunde mangelhaft, die Zuflußöffnungen sind mehr oder weniger verstopft. Abhilfe schafft man in solchen Fällen durch das sog. Stöpseln, bei dem ein festschließender Pfropfen, der evtl. durch Lederscheiben abzudichten ist, im Rohr auf und nieder bewegt wird, wobei durch die Druckschwankungen die Löcher freigemacht werden.

Die Messung des Grundwasserspiegels selbst geschieht in einfachster Weise durch einen kurzen eisernen Stab, der an einem Meßband aufgehängt ist. Der Stab soll vor der Verwendung geraut und mit Kreide o. dgl. eingerieben werden, damit sich die Spiegelmarke deutlich abhebt. Sind die Beobachtungsrohre eng, so muß das Maß der Wasser-Verdrängung durch den Meßstab und die dadurch bewirkte Spiegel-erhöhung berücksichtigt werden. Ist in Abb. 9 D der innere Durchmesser des Beobachtungsrohres, d der Durchmesser des Meßstabes und l die beobachtete Eintauchtiefe = , so erhalten wir für die Spiegelhöhung Δ

$$\Delta = \frac{d^2 l}{D^2}.$$

Um dieses Maß Δ muß der beobachtete Spiegel erniedrigt werden, um die ungestörte Spiegelhöhe zu erhalten.

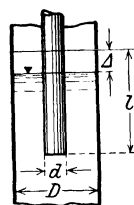


Abb. 9. Grundwassermessung im Bohrrohr.

Chemie des Grundwassers.

Im Vergleich mit Oberflächenwasser ist Grundwasser dank der filtrierenden Teile des Untergrundes oft sehr rein; es kann aber auf seinem Wege durch den Untergrund auch Säuren, namentlich Kohlensäure, aufgenommen haben und dann schädliche Einwirkungen auf die mit ihm in Berührung kommenden Bauteile ausüben. Besonders verdächtig ist in dieser Beziehung artesisches Wasser. Schon beim Vorentwurf einer Gründung sind daher in verdächtigen Fällen chemische Untersuchungen des Grundwassers vorzunehmen, um Aufschluß darüber zu gewinnen, ob besondere Schutzmaßnahmen erforderlich sind. Bei dieser Gelegenheit empfiehlt es sich dann, das Wasser auch auf die Möglichkeit von Gasabsonderungen und auf seinen Luftgehalt zu prüfen, die beide geeignet sind, einen Pumpenbetrieb zu erschweren und bei stärkerem Auftreten den Einbau von besonderen Lüftungsanlagen erforderlich machen. Nach Prinz enthält gewöhnliches Grundwasser häufig mehr als 11 Luft in 1 cbm.

Temperatur, Farbe und Geschmack des Wassers, die für Zwecke des Haushaltes und des Gewerbes sehr große Bedeutung haben, sind für Bauarbeiten belanglos, soweit sie nicht, wie namentlich die Farbe, auf besonders verunreinigtes Wasser schließen lassen. Wichtiger ist schon die Härte des Wassers. Die Härte wird erzeugt durch wasserlösliche Erdalkalien, die sich in erheblichen Mengen absetzen können, und dann zur Verstopfung von Brunnen und allerlei Leitungen

führen. Sie wird nach Härtegraden beurteilt. In Deutschland hat das Wasser 1 Härtegrad, wenn in 100 000 Teilen Wasser 1 Teil Kalk (CaO) vorhanden ist. Für etwa vorhandenes Magnesiumoxyd wird die äquivalente Menge Kalk gerechnet, die man durch Multiplikation der Magnesiumoxydmenge mit dem Faktor 1,4 erhält. Ein französischer Härtegrad bezeichnet die Anwesenheit von 1 Teil Kalkkarbonat in 100 000 Teilen Wasser, ein englischer Härtegrad 1 Gewichtsteil Kalk in 125 000 Teilen Wasser. Für Umrechnungen entnehmen wir aus Keilhack folgende Angaben:

Es entsprechen 100 englischen Härtegraden 80 deutsche, 100 französischen Härtegraden 56 deutsche, 100 französischen 70 englische.

Gesamthärte in deutschen Graden	Benennung
0—4	sehr weich
4—8	weich
8—12	mittelhart
12—18	ziemlich hart
18—30	hart
über 30	schr hart

Nach Prinz, der sich einer Einteilung von Klut anschließt, teilt man das Wasser den Härtegraden nach wie nebenstehende Tabelle zeigt ein.

Wichtiger noch als der Härtegrad des Wassers ist für uns sein Gehalt an Chlorverbindungen, Eisen, Mangan, Ammoniak und Säuren. Zahlreiche Wässer unterirdischen Ursprungs greifen infolge ihrer chemischen Beimischungen Mörtel und Metalle an, gefährden

damit die Bauwerke und machen besondere Schutzmaßnahmen notwendig.

Im einzelnen müssen wir uns merken:

1. Chlorverbindungen: Chlor findet sich im Grundwasser stets an Metalle — namentlich Chlornatrium (Kochsalz) und Chlormagnesium — gebunden. In der norddeutschen Tiefebene liegt der Herd der Versalzung in der Regel in der tiefliegenden Zechstein- oder Salzformation, die sich vom Niederrhein und der Mündung der Weser bis nach Rußland erstreckt und neben Kochsalz auch die für Deutschland so wichtigen Kalilager enthält. In anderen Fällen handelt es sich um eingesickertes Meerwasser; der Salzgehalt nimmt dann mit der Entfernung von der Küste schnell ab.

2. Eisen: Eisen ist fast überall in den Grundwässern, besonders auch in den Grundwässern der norddeutschen Tiefebene, vorhanden. Oft ist es mit organischen Säuren, mit Phosphorsäure und anderen Mineralsäuren verbunden, am häufigsten findet es sich jedoch in der Form von wasserlöslichem, doppelkohlenstoffsaurem Eisenoxydul, das sich beim Hinzutritt von Luft in Eisenhydroxyd, das in Wasser unlöslich ist, verwandelt. Wird eisenhaltiges Wasser, wie bei Grundwassersenkungen, durch Leitungen geführt, so schlägt sich das Hydroxyd nieder und verengt den Querschnitt, es treten dann vielfach auch noch stark wuchernde Algenarten auf und bald ist die ganze Leitung verstopft.

Der Eisengehalt der unterirdischen Gewässer ist sehr verschieden. Nach den Ermittlungen der Kgl. Landesanstalt für Wasserhygiene in Berlin-Dahlem fanden sich z. B. im Grundwasser bei Breslau 15—20, bei Finsterwalde 9—10, bei Glogau 7—23, bei Stargard i. Pommern 2,6, bei Stettin 0,05—0,2 mg Fe_2O_3 in 1 l.

3. Mangan: Manganverbindungen treten im Grundwasser in ähnlicher Weise wie Eisenverbindungen auf und können auch wie diese zur Verstopfung von Leitungen führen.

4. Kohlensäure (wichtig). Wässer mit freier oder angreifender Kohlensäure sind zu den Schadwässern zu rechnen; sie zerstören Metalle und Mörtel schnell. Ein klassisches Beispiel hierfür ist die später noch näher zu besprechende Südbrücke in Magdeburg, bei der die Wirkung der freien Kohlensäure noch dadurch verstärkt wurde, daß es sich um fließendes, artesisches Wasser handelte, bei dem immer neue Kohlensäuremengen an das Bauwerk herangebracht wurden (vgl. S. 23 und S. 37).

Der Nachweis freier Kohlensäure ist einfach: 50—100 ccm des zu prüfenden Wassers werden mit 5—10 Tropfen alkoholischer Rosolsäure versetzt; bei Gegenwart von freier Kohlensäure wird das Wasser gelb.

Nach Boussingault und Levy enthält auch die Luft im Untergrund mehr Kohlensäure als die atmosphärische Luft, und zwar in humusreichem Boden bis zu 90mal soviel. Petenkofler fand in der Grundluft von München bis zu 4 m Tiefe im Maximum 183,3 Teile Kohlensäure auf 10000 Teile Luft. Das in den Boden eindringende Wasser findet also überall Gelegenheit, sich mit Kohlensäure anzureichern und aggressive Formen anzunehmen (vgl. Keilhack S. 59).

Sehr unangenehm hat sich unter vielen anderen Fällen der Gas- und Säuregehalt des Grundwassers bemerkbar gemacht beim Bau der dritten Schleuse in Wemeldingen in Holland, bei dem das Grundwasser durch die Siemensbauunion um 8 m gesenkt wurde. Zur Bekämpfung der Gasentwicklung mußte zwischen Pumpen und Saugleitung eine besondere Entlüftungsanlage eingebaut werden, zur Bekämpfung der Säuren wurden gleichzeitig „Zinkschutzsäcke“ eingebracht, die durch elektrolytische Wirkung die Angriffskraft des säurehaltigen Wassers erheblich verminderten¹.

B. Die Baustoffe.

Allgemeines.

Gründungsbauten erfordern keine grundsätzlich anderen Baustoffe als der Hochbau, es sind aber vielfach andere Eigenschaften, auf die hier Wert gelegt werden muß. Ein besonderer Maßstab ergibt sich aus den meist sehr verschiedenen Abmessungen der Bauteile beim Hoch- und beim Tiefbau und aus den mechanischen und chemischen Angriffen, denen in Erde und Wasser steckende Bauglieder ausgesetzt sind. Kurze Zusammenfassung der für den Tiefbau wichtigsten Baustoffe: Holz, natürlicher Stein, Eisen und Beton, unter besonderer Berücksichtigung des Betons, der auf dem Wege ist, alle anderen Baustoffe aus dem Gründungsbau zu verdrängen, ist daher notwendig.

Holz.

In der Entwicklung der letzten Jahrzehnte ist Deutschland aus einem Holz exportierenden Lande ein Land der Holzeinfuhr geworden. Schwere Ramppfähle in größeren Mengen sind heute in Deutschland kaum zu bekommen, wir sind auf diesem Gebiet sehr stark von unseren östlichen Nachbarn abhängig geworden. Auf dieser Tatsache gründen sich nicht unberechtigte Angriffe, die aus volkswirtschaftlichen Kreisen gegen die von altersher geübte starke Verwendung von Holz für Gründungsbauten erhoben werden. Wenn trotzdem auch heute noch große Mengen Holz, namentlich Rundholz, im Tiefbau verwendet werden, so ist dies zurückzuführen auf die vorzüglichen Eigenschaften guten Bauholzes: Es ist verhältnismäßig leicht zu handhaben, kann z. B. schwimmend zur Baustelle gebracht werden, ist nicht schwer zu bearbeiten und wenn nicht besondere tierische Schädlinge vorhanden sind, unter Wasser unbegrenzt haltbar.

Holz ist über Wasser und noch mehr im Wechsel von Naß und Trocken nur beschränkt brauchbar; bei Gründungsarbeiten sind damit seiner Verwendung die Grenzen gesteckt. Dabei schadet es jedoch nichts, wenn das Holz für kurze Zeit aus dem Wasser hervorragt, wenn es nur wieder unter Wasser kommt, ehe seine Oberfläche vollkommen ausgetrocknet ist. Die Kapillarität des Holzes in seiner Längsrichtung spielt hierbei eine Rolle: infolge des in den Haarröhrchen aufsteigenden Wassers hält sich senkrecht aus dem Wasser

¹ Bautechnik 1924, H. 24, S. 250.

aufsteigendes Holz, also z. B. Ramppfähle, höher hinauf feucht als wagerecht verlegte Hölzer. Im Tidegebiet liegt wegen des kurzfristigen Spiegelwechsels die Fäulnisgrenze erheblich über dem mittleren Niedrigwasser, was das Bauen in diesem Gebiet, z. B. die Verzimmerung der gerade hier in großem Umfange verwendeten Pfahlgründungen, erheblich erleichtert und verbilligt. Aus Schulz, „Seehafenbau“ I, S. 218, entnehmen wir, daß bei der Kaimauer im Außenhafen von Emden die Rostebene der Pfahlgründung 1,47 m über NW. liegt und daß dieses Maß am Fischereihafen in Geestemünde 1,40 m beträgt. In Hamburg, wo das normale Niedrigwasser etwa auf + 2,90, das normale Hochwasser auf + 5,10. Hbg. null liegt, läßt man die Pfahlköpfe hölzerner versteifter Spundwände bis + 4,15, also 1,25 über NW. und damit sogar etwas über dem mittleren Wasserstand hinausragen, ohne daß schädliche Einflüsse bemerkt werden.

Für Gründungsarbeiten kommen ihres schlanken Wuchses und ihres großen Harzgehaltes wegen in erster Linie die Nadelhölzer, Kiefer, Fichte und Tanne in Frage, zu ihnen gesellt sich in den Seehäfen die aus Amerika stammende Pitchpine und Oregonpine, von denen die erstere jedoch bei der heutigen Preisgestaltung kaum noch wettbewerbsfähig ist. Eiche ist wegen ihres hohen Preises und wegen der vielfach gekrümmten Stämme meist nur für kleinere Teile verwendbar, Buche, namentlich Rotbuche, die schon längere Zeit für Eisenbahnschwellen viel benutzt wird, hat man versucht, auch in den Tiefbau einzuführen, doch ist sie bisher nur vereinzelt verwendet, da Buchenholz bei nicht ganz sachgemäßer Behandlung sehr leicht reißt.

Für besondere Zwecke, namentlich wenn es sich um die Abwehr tierischer Schädlinge handelt, kommen auch ausländische Harthölzer, wie Jarrah, Blue Gum, und Tallow, alles Eukalyptusarten, meist aus Australien, vor allen Dingen aber Greenheart (Nectandra Rodioli) für Gründungsbauten in Frage. Letzteres ist ein sehr schweres ($\gamma = 1,08$ bis 1,26) im Kern grünlichgelbes, im Splint zuweilen rötliches Holz, das dem Bohrwurm und auch Termiten besonders gut widersteht und gegenwärtig bei holländischen und englischen Seebauten, wo Bohrwurmgefahr vorliegt, viel verwendet wird. Auch am neuen Hafen von Helgoland hat man Greenheart (Grünherzholz) verwendet.

Der Widerstand des Greenheart gegen tierische Schädlinge erklärt sich durch den Gehalt an giftigen Alkaloiden, die auch Vorsicht beim Verarbeiten verlangen. Greenheart wird aus Britisch- und Holländisch-Guyana in ansehnlichen Stärken und Längen bis zu 15 m in den Handel gebracht.

Die Festigkeit von Holz nimmt mit wachsender Feuchtigkeit ab, so ist z. B. die Druckfestigkeit nassen Fichtenholzes mit 63% Feuchtigkeit nach Hütte I, S. 596, 24. Auflage, nur halb so groß wie die des luftgetrockenen Holzes, das etwa 14% Feuchtigkeit enthält, auch die Festigkeit von Eichenholz nimmt mit steigender Feuchtigkeit stark ab. Da alle Gründungshölzer mehr oder weniger feucht sind, ist auf diesen Umstand besonders Rücksicht zu nehmen.

Nach der preußischen Ministerialbestimmung vom 24. Dezember 1919 sind folgende Spannungen zulässig.

Holzart (gesundes, trockenes Holz von einwandfreier Be- schaffenheit)	Zulässige Spannungen \parallel zur Faser in kg/cm ²			
	Zug	Druck	Biegung	Schub
Eichenholz	100	80	100	10
Kiefernholz	100	60	100	10
Fichtenholz	90	50	90	8
Tannenholz	80	50	80	8
Kiefernholz \perp zur Faser	0	12	—	35

Für dauernd durchnäßtes Holz sind entsprechend seiner geringen Festigkeit kleinere Zahlen anzuwenden.

Für Bauten zu vorübergehenden Zwecken (Rüstungen) dürfen die Zahlen bis um 25% erhöht werden. Stützen sind nach derselben Bestimmung auf Knicken mit 7—10facher Sicherheit ($J_{\min} = 70 P_1 l^2$ bis $100 P_1 l^2$) zu berechnen, die untere Grenze gilt für vorübergehende Bauten.

Nach Lang darf für Gerüstbauten aus Grünholz oder Floßholz höchstens 43%, für Wasserbauten nur 40% der Druckbelastung lufttrockenen Holzes zugelassen werden.

Das wichtigste Bauholz für Gründungsarbeiten ist der Ramppfahl, der mit der seltenen Ausnahme der Verwendung ausländischer Hölzer in Deutschland fast nur aus einheimischen Kiefern- und Fichtenholz besteht. Es ist nicht unwichtig, die Stämme beider Holzarten mit Sicherheit unterscheiden zu können, da Kiefernholz wegen seines hohen Harzgehaltes und seiner hervorragenden Zähigkeit für Gründungsbauten meist vorgezogen wird und daher auch einen höheren Preis hat.

Die Hauptunterscheidungsmerkmale sind die folgenden:

Kiefer.

1. Kern und Splint in der Farbe deutlich unterschieden. Kern dunkel, Splint hell. Bei älterem Holz läßt dieser Unterschied besonders im trockenen Zustande mehr und mehr nach, durch Annässen kann er wieder deutlicher gemacht werden.

2. Borke grob, nach unten wächst sie bei älteren Stämmen auf 50 mm Stärke.

3. Äste schräg nach oben, daher Schnittflächen der Äste am Stamm oval.

Fichte.

1. Zunächst gar kein Unterschied in der Farbe zwischen Kern und Splint; bei älteren Stämmen beginnt ein Nachdunkeln von außen her, also dann Splint dunkel, Kern hell.

2. Borke fein, überall nur 12—14 mm Stärke.

3. Äste horizontal, daher kreisförmige Schnittfläche.

Als Ramppfähle kommen für größere Längen ganze Bäume zur Verwendung; bei kürzeren Pfählen wird jedoch oft das Stammende als Tischlerholz verkauft, und nur das obere Ende des Baumes gibt den Ramppfahl; kurze Grundpfähle werden fast nur auf diese Weise geschnitten.

Das Aufmaß der Ramppfähle erfolgt nach Festmeter, entweder mit der Fette, einer Art Schublehre einschließlich der Borke (Forstverwaltungen), oder man mißt den Umfang ausschließlich der Borke mit der Kette (Holzhandel). Die Kette trägt so viel auf, daß beide Maßarten im allgemeinen annähernd gleiche Inhaltzahlen ergeben.

Werden Ramppfähle im Walde selbst abgenommen, so kann man zum Teil schon aus der Art des Schlages auf die Gesundheitsverhältnisse der Hölzer schließen. Der regelmäßige Schlag, der Kahlhieb, der eine Fläche gänzlich vom Baumbestand freimacht, liefert, wenn er nicht ein verseuchtes Revier betrifft, meist gesunde Hölzer. Die Durchforstung, die vorgenommen wird, um den Bäumen genügend Luft und Licht zu schaffen, wird schon mehr kranke Stämme enthalten, da man tunlichst solche zum Schlagen herausuchen wird. Der Sammelhieb oder die Totalität nimmt nur trockenes, schadhaftes und krankhaftes Holz. Schwammholz wird in der Regel nicht zur Totalität gerechnet, sondern als besondere Klasse geführt, desgleichen Eulenholz.

Die Abnahme soll möglichst bald nach dem Fällen erfolgen, denn im Walde ist das Holz den Fäulnisregnern besonders ausgesetzt. Ob das Holz gesund ist, stellt man außer durch Besichtigung der Schnittflächen durch Anbohren, und zwar meistens unter Verwendung eines Hohlbohrers (Zuwachsbohrer) fest. Ferner ist zu beachten:

1. Krümmung. Die größte Biegung der Pfähle soll 1% der Länge nicht überschreiten, da sie sonst schwer zu rammen sind. Auszuschließen sind Pfähle, die nach zwei Seiten gekrümmt sind, ferner solche, bei denen die Krümmung nicht gleichmäßig ist, sondern als Knick auftritt. Knicke befinden sich oft unten an der Spitze; sie verhindern dann ein richtiges Stellen unter der Ramme.

2. Drehwuchs. Am lebenden Baum durch spiralförmig geborstene Rinde, am entborkten Stamm durch schraubenförmige Richtung der äußeren Holzfaser zu erkennen. Starker Drehwuchs mindert die Rammfähigkeit.

3. Astreichtum. Gefahr, daß der Pfahl beim Rammen zerschlagen wird. Diese Gefahr tritt besonders ein, wenn mehrere Äste in ein und demselben Querschnitt vorkommen. Die Äste müssen, wenn sie zahlreich auftreten, wenigstens durchaus gesund sein.

4. Vollholzigkeit. Bei der Kiefer beträgt der Abfall auf 1 m des Stammes im Mittel etwa $1\frac{1}{2}$ cm des Durchmessers. Der Zopfdurchmesser soll für Rammpfähle nicht unter drei Viertel des mittleren Durchmessers betragen. Die Vorschrift einer besonderen Zopfstärke verlangt daher auch einen entsprechend starken Mitteldurchmesser.

5. Splintigkeit. Hölzer mit sehr hohem Splintgehalt werden gern als Rammpfähle vorgeführt, da sie als Bauholz nicht brauchbar sind. Sie haben mindere Festigkeit.

6. Risse, äußere Verletzungen. Angriffspunkte für tierische Schädlinge und Fäulniserreger. Spechtlöcher sind ein Zeichen, daß Insekten an dem Baum gearbeitet haben; diese bevorzugen aber kranke und absterbende Bäume.

7. Stockfäule, Kernfäule, Ringschäle. Die Stockfäule geht von der Wurzel aus und reicht nur selten weit nach oben. 1—2 m über der Erde kann der Stamm durchaus brauchbar und gesund sein. Kernfäule befällt den ganzen Stamm und tritt am stehenden Baum nach und nach ein, wenn er im Walde abstirbt. Äußerlich zu erkennen durch bedeutenden Harzausfluß (Kienzopf). Als Rammpfähle können solche Bäume, wenn die Krankheit noch nicht zu weit fortgeschritten ist, noch genommen werden. Stand der Krankheit durch Anbohren feststellen. Ringschäle entsteht durch Bildung einer Kluft in Richtung der Jahresringe; zuweilen ist auf große Länge der Kern völlig vom Splint gelöst. Solche Pfähle splintern beim Rammen.

8. Schwamm. Die an den Kiefern Ostdeutschlands und Polens am meisten vorkommende Krankheit; sie besteht in dem Eindringen und Fortwuchern einer Pilzart im Kernholz, die das Holz schließlich vollkommen zermürbt. Zu erkennen sind Schwammstellen zunächst an den Resten der Fruchtträger, konsolartigen Auswüchsen am Baum. An älteren Pfählen sollte man jede dunkle Stelle mit Mißtrauen betrachten. Durch Abkratzen dieser Stelle mit einem Eisen kommt man meist auf den Rest einer Fruchtkonsole, auf faules Astholz o. dgl. Häufig werden die Schwammstellen, um das Holz gesünder erscheinen zu lassen, künstlich verdeckt. Stark schwammige Hölzer sind als Rammpfähle unbrauchbar.

Natürliche Steine.

Von einem natürlichen Stein, der zu Gründungsarbeiten verwendet werden soll, verlangen wir in erster Linie große Widerstandsfähigkeit gegen Witterungseinflüsse und Schadwasser. Ferner eine gewisse Härte, erhebliche Druckfestigkeit und, wenn es sich um Bauten unter Wasser handelt, ein möglichst hohes spez. Gewicht. Bei der großen Verschiedenheit der natürlichen Gesteine in den verschiedenen Brüchen und in ein und demselben Bruch wieder in den einzelnen Schichten und Lagen lassen sich bestimmte Angaben über die zulässige Beanspruchung

einer geologischen Gesteinsart nur mit großer Vorsicht machen. Amtliche Vorschriften rechnen daher mit sehr hohen Sicherheitskoeffizienten. So fand z. B. Dr. Böhme nach Zentralbl. Bauverw. 1914, S. 81 in nebenstehender Tabelle angegebene Druckfestigkeit, die wohl als Höchstwerte ausgesuchter Stücke anzusehen sind.

Gesteinsart	Mittlere Druckfestigkeit K (kg/cm ²)	
	trocken	durchnäßt
Basalt . . .	3110	2800
Porphyr . . .	2120	2035
Grauwacke . .	1860	1790
Granit . . .	1830	1770
Kalkstein . .	1000	800
Sandstein . .	760	690

Hingegen gilt nach den preuß. Ministerialbestimmungen vom 24. Dezember 1919, wenn keine besonderen Festigkeitsnachweise gebracht werden, folgende Tafel.

Die zulässigen Beanspruchungen gelten für Quadern und bestes Quadernmauerwerk \perp zur Lagerfläche.

Bei Sandstein ist besondere Vorsicht geboten.

Für besonders schlanke Pfeiler und Gewölbe gelten weitere Herabsetzungen.

Aus der ersten Zusammenstellung erkennen wir, daß alle Gesteine eine gewisse Erweichbarkeit haben, weshalb Druckprüfungen außer in trockenem Zustande meist auch an wassersatten Würfeln, vielfach auch noch an

solchen, welche einer Frostbehandlung unterworfen waren, also nach 25 maligem Gefrieren bis ins Innere und Auftauen im Wasser, vorgenommen werden. Das Verhältnis der Druckfestigkeit im wassergelagerten Zustande (P_w) zu derjenigen im trockenen (P_t) ergibt den Erweichungskoeffizienten $\eta = \frac{P_w}{P_t}$.

	Gesteinsart	Zulässige Druckspannung für	
		Auflagersteine	Pfeiler und Gewölbe
1.	Basalt . . .	65	45
2.	Granit . . .	60	40
3.	Syenit . . .	55	40
4.	Porphyr . .	40	30
5.	Marmor . .	—	20
6.	Basaltlava .	—	15
7.	Sandstein . .	—	15
8.	Tuffstein . .	—	10
9.	Bruchstein .	—	5—7

Neben der Druckfestigkeit eines Gesteines ist wichtig die Härte, die durch Ritzen oder Schaben mit einem harten Gegenstand festgestellt wird. Verbreitet ist eine Einordnung des zu prüfenden Gesteins in die bekannte Härteskala von Mohs, die 10 Härtegrade enthält. Zu beachten ist dabei, daß der Unterschied der Härten zwischen den Anfangsgliedern viel geringer ist als zwischen den höheren, und daß gemengte Steine überhaupt keine einheitliche Härte haben; Angaben wie Granithärte (8) sind daher irrtümlich und irreführend. Zu beachten ist ferner, daß ebenso wie die Druckfestigkeit auch die Härte der Gesteine beim Austrocknen zunimmt. Alle Gesteine lassen sich in bergfeuchtem Zustande leichter bearbeiten und leichter nach allen Richtungen spalten als im austrockneten; bei Gewinnung der Steine in der Nähe eines größeren Gründungsbauwerkes kann das von Wichtigkeit sein. Beim Lagern an trockener Luft verliert sich aber die Bruchfeuchtigkeit schnell, in brennender Sonne schon nach wenigen Tagen. Eine zuverlässige Erklärung der Erhärtung beim Austrocknen gibt es gegenwärtig noch nicht.

Das Gewicht der Steine zu kennen ist notwendig, um einmal den Druck, den sie ausüben, ermitteln zu können und um sich ein Bild machen zu können, welchen Widerstand ein Stein von bestimmter Größe den Angriffen strömenden Wassers und schiebenden Eises, die ihn aus seiner Lage entfernen wollen, entgegenzusetzen vermag. Wir haben zu unterscheiden zwischen Raumgewicht und absolutem spezifischen Gewicht. Das Raumgewicht ist das Gewicht der Raumeinheit einschließlich Porenräume. Es wird entweder durch Ermittlung des Gewichtes G eines regelmäßigen Steinkörpers (z. B. eines Würfels) und des Rauminhaltes J derselben berechnet aus

$$r = \frac{G}{J},$$

oder an unregelmäßig gestalteten Probekörpern nach Tetmajer aus der Formel

$$r = \frac{G_1}{G_2 - G_3},$$

worin G_1 das Gewicht des getrockneten Probestückes in der Luft, G_2 das Gewicht des wassergesättigten in der Luft und G_3 das Gewicht des wassergesättigten im Wasser bedeutet.

Das absolute spezifische Gewicht S ist das Gewicht der Raumeinheit des Materials ausschließlich Porenräume. Es wird durch Wägung des lückenlosen Materials, also des Pulvers mit Hilfe des Pyknometers, bestimmt.

Der Dichtigkeitsgrad d ist der Gehalt an fester Masse in der Raumeinheit. Er wird ermittelt durch Vergleich des Raumgewichts v mit dem spezifischen Gewicht s , also

$$d = \frac{r}{s},$$

oder als Undichtigkeitsgrad

$$u = 1 - \frac{r}{s}.$$

Von der Dichtigkeit eines Gesteins ist seine Durchlässigkeit, seine Wasseraufnahmefähigkeit, seine Frostbeständigkeit und im großen und ganzen auch seine Festigkeit abhängig. Wir bringen nachstehend nach Herrmann eine Zusammenstellung der Werte r , s , d und u der wichtigsten Gesteinsarten, wobei wir vorausschicken, daß Eruptivgesteine in weichem, geschmolzenem Zustande aus der Erdtiefe hervorgekdrungen, dann aber oft zertrümmert und mit anderen Gesteinsarten wieder verkittet sind, während Schichtgesteine sich aus verschiedenen Mitteln, namentlich aus Wasser, abgelagert haben und daher mehr oder weniger ausgeprägte Schichtung zeigen.

	Raumgewicht	Spez. Gewicht	Dichtigkeitsgrad	Undichtigkeitsgrad
	r	s	d	u
Eruptivgesteine:				
Biotitgranit von Demitz-Thumitz i. Sa.	2,673	2,703	0,989	0,011
Biotitgranit Kindisch bei Kamentz i. Sa.	2,702	2,740	0,986	0,014
Biotitgranit Döbschütz i. Wv. Görlitz	2,608	2,622	0,993	0,007
Biotitgranit Hasserode im Harz	2,618	2,638	0,992	0,008
Biotitgranit Lysekil in Schweden	2,623	2,643	0,992	0,008
Biotitgranit Carlskrona in Schweden	2,671	2,685	0,995	0,005
Quarzporphyr v. Röcknitz bei Wurzen in Sachsen	2,572	2,621	0,981	0,019
Quarzporphyr von Löbejün bei Halle	2,536	2,633	0,963	0,037
Felsit porphyr von Weinheim i. Bad.	2,477	2,656	0,933	0,067
Gabbro aus dem Radautal bei Harzburg	2,932	2,941	0,997	0,003
Diabas vom Koschenberg bei Senftenberg	2,950	2,963	0,996	0,004
Basalt vom Hoheberg b. Orb (Gelnhausen)	2,929	2,934	0,998	0,002
Basalt von Sproitz bei Niesky O.-L.	3,024	3,081	0,985	0,005
Phonolith von Oberrothweil, Kaiserstuhl	2,444	2,543	0,961	0,039
Schichtgesteine:				
Ruhrkohlsandstein von Dahlhausen	2,585	2,655	0,974	0,026
Portasandstein vom Hausberge	2,202	2,727	0,807	0,193
Keupersandstein von Neubrunn, Unterfranken	2,225	2,630	0,846	0,154
Kreidesandstein von Friedersdorf i. Schles.	2,227	2,638	0,844	0,156
Kreidesandstein von Wünschelburg i. Schles.	2,112	2,593	0,812	0,188
Rhätsandstein v. Velpke i. Braunschweig	2,270	2,633	0,862	0,138
Liassandstein von Fels in Luxemburg	2,277	2,676	0,851	0,149
Marmor von Pentelikon	2,699	2,714	0,994	0,006
Marmor von Synnada i. Kleinasien	2,695	2,708	0,995	0,005
Marmor von Fürstenberg b. Schwarzenberg in Sa.	2,708	2,715	0,997	0,003
Muschelkalk von Kreuzheim i. Baden	2,261	2,730	0,828	0,172
Muschelkalk von Oberdorla in Thüringen	2,186	2,727	0,802	0,198
Dolomit von Brunkensen, Hannover	2,545	2,808	0,906	0,094

Zu Gründungsarbeiten werden Gesteine aller Art verwendet, sofern sie nur ausreichende Festigkeit besitzen. Da aber die weicheren und porösen Steine den Angriffen des Wassers nur unvollkommen widerstehen, sollte man sich bei Bauten für lange Dauer auf die festen Gesteine mit kompaktem Gefüge wie Granit, Syenit, Diabas, Basalt usw. beschränken. Zum mindesten sollte man in schwer durchlässigem Boden die untersten Schichten aus diesen Gesteinen aufführen.

Von den angeführten Gesteinsarten bedarf noch einer besonderen Betrachtung der Basalt, da dieser in gewissen Lagen zu dem sog. Sonnenbrand neigt. Unter Sonnenbrennern versteht der Baufachmann Basaltsteine, die beim Liegen an der Luft in ein trockenes Haufwerk von unregelmäßigen eckigen Körnern in Erbsen- bis Haselnußgröße zerfallen. Er ist im Anfangszustand an hellen Punkten, von denen feine Strahlen ausgehen, zu erkennen; durch Kochen treten diese Erscheinungen schärfer hervor. Das Entstehen des Sonnenbrandes spielt sich in langen Zeiträumen ab; es ist deshalb schon bei den ersten Anzeichen eines solchen Zerfalles äußerste Vorsicht geraten. Brüche, in denen Sonnenbrenner festgestellt werden können, etwa im Abraum, sind besser ganz zu meiden.

Eisen.

Eisen als Baustoff für selbständige Bauglieder führt sich im Tiefbau nur langsam ein; in den Kreisen der Praktiker bestehen auch heute noch Bedenken wegen seiner angeblich zu kurzen Lebensdauer. In der Tat ist die Lebensdauer eiserner

Bauteile in Berührung mit lufthaltigem Wasser beschränkt, besonders wenn dieses Wasser wie Meerwasser und Moorwasser auch noch aggressive Beimengungen enthält. Jedes Eisen, das mit Wasser und Luft gleichzeitig in Berührung kommt, rostet; auch der Boden enthält vielfach eisenangreifende Stoffe, während er andererseits allerdings befähigt erscheint, eine schützende Kruste um das Eisen zu bilden. Rosten des Eisens bedingt aber nicht nur eine Minderung der Stärkeabmessungen, sondern auch, wohl infolge elektrolytischer Vorgänge, eine gewisse Festigkeitsminderung. Wichtige Beobachtungen hat hierüber Dr.-Ing. Ederhof¹ veröffentlicht. Er hat 23 Jahre alte eiserne Pfähle in Wilhelmshaven untersucht und dabei auch über den Einfluß der Wassertiefe und der Bodentiefe Feststellungen gemacht. Von den untersuchten Pfählen stand der

Tiefe	Umgebung	Durchschnitts-	Stärke-	Festig-
		stärke		
		mm	%	%
I. Pfahl im Tideswasser.				
1	Luft . . .	7,61	15,4	2,2
	Kenterzone.	7,56		
2	Luft . . .	7,56	18,0	3,9
3	oder	7,26	19,3	5,6
4	Wasser . .	7,45	17,2	4,8
5	Kenterzone.	4,80	46,7	13,4
6	Muscheln .	8,31	7,7	10,0
7	Kleiboden .	8,85	1,7	6,6
8	„ . . .	8,93	0,8	3,3
9	„ . . .	8,72	3,1	0
10	„ . . .	9,00	0,0	3,9
11	„ . . .	8,88	1,3	4,5
12	Sand . . .	8,54	5,1	9,3
13	„ . . .	8,77	2,6	7,7
II. Pfahl im Hafenwasser.				
0,8	Luft . . .	9,6	32,3	2,7
1,5	Kenterzone .	9,4	28,4	6,6
2,4	Wasser . .	11	17,7	3,3
3,0	„ . . .	11,5	12,3	0,0
3,6	Muscheln .	12,25	6,2	0,5
4,4	Klei . . .	12,35	4,6	0,9
5,3	„ . . .	12,7	3,8	4,1
6,0	Sand . . .	12,9	0,8	6,2

eine im offenen Tidestrom, der andere im Hafenwasser; bei beiden traten die größten Rostverluste in der Kenterzone auf, was besonders bei dem Hafensepfahl auffällt. Obenstehende Tabelle zeigt den Einfluß der Wassertiefe und der Kenterlinie auf die Eisenzerstörung. Beachtenswert ist, daß bei dem Tidespfahl in der Kenterlinie im Verlauf von 23 Jahren annähernd zwei Drittel der Haltbarkeit durch das Seewasser zerstört ist.

¹ Z. Bauverw. 1920, Heft 31, S. 188.

Zu den Beobachtungen in Wilhelmshaven, wo das Salzwasser der Nordsee das Eisen umspült, stehen in gewissem Gegensatz die Untersuchungen Kölles¹, die dieser im Süßwasser von Bremen an zwei eisernen Spundwänden vorgenommen hat². Spundwände sind heute das am meisten umstrittene Gebiet der Eisenverwendung im Tiefbau, und es ist deshalb besonders dankenswert, daß gerade in Bremen, wo die ältesten Ausführungen der heute in ganz Deutschland und auch im Ausland viel verwendeten Larßenwand vorhanden sind, diese Untersuchungen durchgeführt sind. Kölle schnitt aus zwei alten eisernen Spundwänden, von denen die eine am Hohetorhafen in Bremen als Bollwerk dient und bereits 1887, also vor damals 38 Jahren aus C-Eisen und I-Eisen hergestellt war, und die andere aus Larßenbohlen 1906 an der Hemelinger Schleuse als Schleusenwand erbaut war, Probestücke heraus. Der äußere Befund an Ort und Stelle zeigte am Hohetorhafen mangelhafte Unterhaltung. Nach den Feststellungen war anzunehmen, daß die Wand bei der Herstellung keinen Anstrich erhalten hat; sicher war, daß seit 1895, also über 30 Jahre, keinerlei Unterhaltungsarbeiten an ihr ausgeführt sind. Infolgedessen waren namentlich die Stellen, wo das Wasser nicht schnell ablaufen konnte, also z. B. die Fugen zwischen Gurtung und Wand, ziemlich stark vom Rost angegriffen. Beim Aufgraben der Hinterfüllung zeigte sich ein mehr oder weniger starkes Anhaften des Hinterfüllungsbodens an der Wand; die anhaftende Bodenschicht war mit Rost durchsetzt.

Bei der Schleusenspundwand war der örtliche Befund wesentlich günstiger. Das geringere Alter dieser Wand (18 Jahre), ferner, daß sie auf der Wasserseite sowohl als vor der Hinterfüllung auch auf der Rückseite einen Anstrich erhalten hatte, waren augenscheinlich nicht die einzigen Gründe für den geringen Rostangriff. Es war deutlich zu erkennen, daß auch der Hinterfüllungsboden, der aus reinem Flußsand bestand, eine wesentlich rostschützende Wirkung ausgeübt hatte, denn es hatte sich eine fest am Eisen haftende Kruste gebildet, die weiteres Rosten verhinderte.

Eisenkonstruktionen für Grundbauten sind hiernach zu vermeiden, wenn sie mit Seewasser in Berührung kommen; sie halten dagegen eine ziemlich lange Zeit, wenn ihre Umgebung nur reines Wasser und reinen Boden enthält und wenn das Anbringen von Schutzanstrichen möglich ist. Auch hier ist aber eine, wenn auch nur geringe, Rostgefahr vorhanden, der man am besten durch eine gewisse Überstärke Rechnung trägt. Auch kann man Eisen durch Zusätze von Kupfer, Nickel oder Chrom nahezu rostfrei machen, besonders der Kupferansatz scheint für die Zukunft wichtig zu werden.

Schutz des Eisens durch Anstrich mit Teer- oder Asphaltfarben ist, wo irgend möglich, stets zu empfehlen; solche Schutzhaut hält bei nicht zu grobem Boden selbst beim Einrammen der Eisenteile stand. Beim Bau einer eisernen Uferwand auf der Insel Wieringen waren Bohlen, die man vor dem Rammen 3 Minuten in heißen Steinkohlenteer getaucht hatte, nachdem sie in scharfen Sand gerammt und dann wieder herausgezogen waren, noch von einer völlig unverletzten Teerschicht überzogen.

Eisen erhält beim Walzen oft starke innere Spannungen, die bei den durch Rammen hervorgerufenen Erschütterungen und starken Temperaturschwankungen gefährlich werden können. Prüß berichtet hierüber³ aus Kiel. Hier waren große Mengen starker eiserner Spundbohlen einzurammen; nach großer, langandauernder Kälte trat plötzlich Tauwetter auf; beim Rammen sprangen infolge der Temperaturspannungen eine „Rothe Erde“-Spundbohle schwersten Profils und ebenso eine Larßenbohle, gleichfalls schwersten Profils, horizontal durch.

¹ Z. Bauverw. 1925, S. 545.

² Z. Bauverw. 1920, Heft 31, S. 188.

³ Z. Bauverw. 1920, H. 33. S. 205.

Walzfehler waren an den Bruchstellen nicht festzustellen, das Eisen war durchaus gesund. Bei späteren Witterungsumschlägen trat das Abspringen unter denselben Verhältnissen noch zweimal auf.

Beton.

Über Beton ist in Lehrbüchern, Taschenbüchern, amtlichen und nichtamtlichen Vorschriften ein so reiches Material niedergelegt und leicht zugänglich, daß es sich erübrigt, auf die allgemeinen Eigenschaften des Betons an dieser Stelle einzugehen. Nur einige Punkte, die neuerdings im Gründungsbau wichtig geworden sind, sollen hervorgehoben werden. Es sind dies: die Anwendung hochwertigen Zements und des Tonerdezements, der Zusatz von Traß und Kalk zum Beton, die richtige Auswahl der Zuschlagstoffe, des Wassergehaltes und die neueren Erfahrungen bei dem Antransport des Zementes. Der Betonprobe auf der Baustelle, die neben den meist langwierigen Laboratoriumsproben, bei dem heute durchweg üblichen Bautempo eine große Rolle spielt, ist ein besonderer Abschnitt gewidmet, desgleichen der Einwirkung von Schadwassern und dem Schutz gegen dieselben.

Neben dem seit altersher bekannten Portlandzement, der im Mittel enthält:

58—66 %	Kalk,
20—26 %	Kieselsäure,
4—9,5 %	Tonerde,
2,2—4,5 %	Eisenoxyd,

werden für Gründungsbauten jetzt in großem Maßstabe Hochofenzemente und Eisenportlandzemente verwendet, da sie bei gleicher Güte meist etwas billiger sind. Die Hochofenschlacke, die die Grundlage dieser Zemente bildet, besteht aus Kalk-Tonerde-Silikaten, ist also in ihrer Zusammensetzung dem Portlandzement ähnlich. Sie wird fein gemahlen und für Herstellung von Eisenportlandzement fabrikmäßig mit 70% Portlandzement innig gemischt. Im Laboratorium und in der Praxis hat sich der so hergestellte Eisenportlandzement dem reinen Portlandzement als durchaus ebenbürtig erwiesen. Dasselbe ist von den Hochofenzementen zu sagen, die bei einem Mindestgehalt von 15% Portlandzement vorwiegend aus basischer Hochofenschlacke bestehen, die durch schnelles Abkühlen gekörnt ist. Man rühmt den Hochofenzementen ihres geringeren Kalkgehaltes wegen erhöhte Salzwasserbeständigkeit nach. In noch höherem Maße besitzt Widerstandsfähigkeit gegen Schwefelsäure, in dem an die Stelle der Tonerde, also des Aluminiumoxyds, Eisen- und Manganoxycide getreten sind. Erzzement hat etwas höheres spez. Gewicht als Portlandzement (3,26 bis 3,49), bindet etwas langsamer ab als dieser, erreicht aber höhere Festigkeiten. In fetteren Mischungen und auch mit Traßzusatz hat er sich im Meerwasser gut bewährt. Gegenüber schwefelsäurehaltigem Grundwasser hat Erzzement aus Hennmoor, wie übrigens auch alle anderen untersuchten Zemente an der Südbrücke bei Magdeburg, versagt (vgl. S. 37).

Mit großen Hoffnungen, die sich leider nur teilweise erfüllt haben, hat man vor einigen Jahren die Einführung sog. hochwertiger Zemente in den Grundbau begrüßt. Unter diesem vielversprechenden Namen werden Zemente in den Handel gebracht, mit denen man einen Beton besonderer Druckfestigkeit erzielen kann und die, was z. B. bei der Herstellung von Betonpfählen sowie bei Wasserandrang von größter Wichtigkeit ist, schneller erhärten. In ihrer chemischen Zusammensetzung unterscheiden sie sich nicht grundsätzlich vom Portlandzement; ihre besonderen Eigenschaften erhalten sie vor allem durch sehr feine Mahlung. Ein abschließendes Urteil über hochwertige Zemente abzugeben, ist heute wohl noch nicht möglich. Im allgemeinen sind die Erfahrungen, die in der Praxis mit ihnen gemacht sind, gut, doch sind auch eine ganze Zahl Fehlschläge bekannt. Teils

sind diese wohl auf nicht einwandfreies Material zurückzuführen, teils aber auch auf falsche Behandlungsart. Hochwertiger Zement ist ein recht empfindliches Material, bei dem die erprobten Regeln für die Betonbereitung noch sorgsamer beachtet werden müssen als bei gewöhnlichem Zement, namentlich ist bei hochwertigem Zement noch mehr als bei gewöhnlichem für ein gleichmäßiges Erhärten durch Nachbehandlung des Betons in den ersten Tagen zu sorgen. Beachtenswert ist ferner die Beobachtung, daß hochwertige Zemente bei längerem Lagern ihre Hochwertigkeit einbüßen, auch wenn sie, wie bei den anderen Zementen üblich, gegen Nässe und Feuchtigkeit geschützt sind.

Von hochwertigen Zementen muß man im allgemeinen verlangen, daß sie schon nach zwei Tagen die sonst nach 28 Tagen geforderte Normalfestigkeit aufweisen und nach 28 Tagen Normenfestigkeiten über 500 kg/cm^2 besitzen. Gelingen sie diesen Ansprüchen nicht, so rechtfertigen sie nicht den höheren Preis.

Wesentlich andere Zusammensetzung als die bisher besprochenen Zemente besitzen die Tonerdezemente, auch Schmelzzemente genannt. Sie werden vorzugsweise von Frankreich aus unter dem Namen „Ciment fondu“ und „Ciment elektrofond“ in den Handel gebracht, doch auch deutsche Tonerdezemente werden in durchaus guten Qualitäten angeboten und von Jahr zu Jahr häufiger verwendet.

	Portlandzement %	Tonerdezement %
Kalk	58—66	35—45
Kieselsäure . .	20—26	5—10
Tonerde	4—9,5	35—55
Eisenoxyd . . .	2,2—4,5	5—15
Titansäure . . .	—	2—3

Die Natur der Tonerdezemente erkennt man am besten aus einer Gegenüberstellung mit Portlandzement. Nebenstehende Tabelle zeigt den Durchschnitt in Prozenten.

Im Vergleich mit Portlandzement ist Tonerdezement als an

Kalk und Kieselsäure arm, an Tonerde reich zu bezeichnen. Hierin liegt seine gute Widerstandsfähigkeit gegen Schadwässer, die hauptsächlich auf den Kalk des Zements einwirken, begründet. Die chemische Zusammensetzung ist wohl auch eine Ursache der überraschend schnellen Erhärtung der Tonerdezemente, die sie trotz hohen Preises für gewisse Fälle des Tiefbaues unentbehrlich machen wird. Die Erhärtungszeit darf dabei nicht verwechselt werden mit der Abbindezeit, letztere beträgt wie beim Portlandzement 4—7 Stunden, erstere dagegen ist erheblich kürzer als bei allen übrigen Zementen. Bei einer Prüfung durch die Tiefbaudeputation der Stadt Berlin wurde festgestellt, daß ein Beton 1 : 3 aus Alca-Schmelzzement normenmäßig hergestellt schon nach 24 Stunden eine Druckfestigkeit von 546 kg/cm^2 und eine Zugfestigkeit von $29,78 \text{ kg/cm}^2$ aufwies. Diese Festigkeiten stiegen bis zum 28. Tage auf 776 bzw. $47,58 \text{ kg/cm}^2$. In Hamburg wurden beim Bau einer Kaimauer Eisenbetonpfähle aus Schmelzzement anderer Herkunft bereits 50 Stunden nach Fertigstellung mit gutem Erfolg gerammt.

Die amerikanisch-englische Bezeichnung „Quick Hardening Alumina Cement“ ist sehr treffend, sie hebt das für Gründungsarbeiten so wichtige schnelle Erhärten gebührend hervor.

Die Tonerdezemente entwickeln während des Abbindens und Erhärtens eine ziemlich bedeutende Wärmemenge, die sich in einer Temperatursteigerung von $30\text{—}40^\circ \text{C}$ bemerkbar macht. Dieser Temperaturanstieg ermöglicht es, daß Tonerdezement auch bei Frost einwandfrei abbindet, so daß mit ihm hergestellter Beton noch verwendet werden kann bei Temperaturen, bei denen im Mörtel andere Zemente das Anmachwasser gefriert und das Abbinden hindert.

Tonerdezement mit anderen Zementen zu vermischen ist nicht zu empfehlen, da seine guten Eigenschaften von den anderen Zementen meist überdeckt, zuweilen auch geschädigt werden. Besser ist es schon, besonders wenn es sich um den Schutz gegen Schadwasser handelt, einen Portlandzementbetonkörper mit

einer Schicht Tonerdezementbetonschicht zu überziehen. Torkretierung scheint hierfür geeignet. In der Versuchsanstalt für Beton und Eisenbeton an der Technischen Hochschule in Karlsruhe sind Versuche angestellt über das Haften von Tonerdezementmörtel auf Portlandzementbeton. Die Versuche zeigten, daß Mörtel aus Tonerdezement auf Portlandzementbeton ebensogut haftet wie Portlandzementmörtel.

Traß. Zwischen den Zementen als Bindestoff des Betons und den Zuschlagstoffen steht der Traß. Traß ist ein Eruptivgestein, das im Nettetal bei Andernach und im Brohltal gewonnen wird. Er ist selbst kein Mörtelbildner, hat aber die Eigenschaft, an den freien Kalk der Zemente Kieselsäure abzugeben und ihn so unschädlich zu machen. Kalk und Traß geben gleichfalls einen hydraulischen Mörtel, der hohe Festigkeiten erreicht und wegen seiner großen Widerstandsfähigkeit gegen Seewasser für Gründungsbauten brauchbar ist; der Kalkzusatz darf dabei nicht zu hoch genommen werden, da sonst Kalk frei bleibt und die Erhärtung unter Wasser nachteilig beeinflußt. Auf ein Raumteil Traß rechnet man $\frac{2}{3}$ bis 2 Raumteile Kalkteig.

Traß zu Zementmörtel gegeben, macht ihn dichter, elastischer und widerstandsfähiger gegen Seewasser, gibt ihm auch eine größere Geschmeidigkeit, weshalb man Traß neuerdings besonders dem Gußbeton beimischt. Die Festigkeit des Zementbetons wird allerdings durch stärkeren Traßzusatz verringert, was aber bei Grundbauten meist zulässig ist. Traß besitzt nicht das gleiche Erhärtungsvermögen wie Zement, soll daher durch Traßzusatz der Beton eine größere Dichtigkeit erhalten, so darf man nur 10—15% des Trasses als Zementzusatz ansehen, der Rest ist den Zuschlagstoffen zuzurechnen. Ist vor allen Dingen erhöhte Beständigkeit gegen schädliche Salzwässer erforderlich, und spielt dabei die Festigkeit keine besondere Rolle, so empfiehlt Grün bei Portlandzementbeton 3%, bei Hochofenzement 15% des Bindemittelgehalts.

In der letzten Zeit ist vielfach behauptet worden, daß Traß durch anderes Steinmehl ersetzt werden könne. Zur Beantwortung dieser Frage wurden vom Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem umfangreiche Dichtigkeits- und Druckfestigkeitsversuche angestellt und zum Gegenstand einer besonderen Veröffentlichung gemacht. Das Prüfungsamt kommt zu dem Schluß, daß Traß nicht durch Steinmehl ersetzt werden kann, und daß überdies der Zusatz von Steinmehl auf weichen und noch mehr auf flüssig angemachten Beton ungünstig einwirkt.

Zuschlagstoffe. Zement ist der Bindestoff eines Betonkörpers, die Teile aber, die gebunden werden sollen, bezeichnet der heutige Sprachgebrauch mit einem Namen, der ihre Wichtigkeit für die Güte des Betons gar nicht genügend hervor-treten läßt, er nennt sie **Zuschlagstoffe**.

Der Einfluß der Zuschlagstoffe und besonders die Kornzusammensetzung desselben ist viel größer, als früher angenommen wurde; Festigkeit, Dichte und Widerstandsfähigkeit gegen Schadwasser hängen in hohem Maße vom Zuschlagstoff und seiner Körnung ab. Richtige Korngröße des Zuschlags gestattet Zementersparnis bei gleicher Güte des Betons.

Als Zuschlagstoffe kommen in Betracht:

1. Flußkies und Flußsand,
2. Grubenkies und Grubensand,
3. Schotter, Splitt und Quetschsand,
4. Hochofenschlacke,
5. Ziegelsteinschotter,
6. Bimssteine.

Die Reihenfolge, in der die Zuschlagstoffe aufgeführt sind, entspricht ungefähr auch ihrem Wert für die Betonbearbeitung; die Zuschläge zu 5 und 6 sind nur für Leichtbeton und bei geringen Festigkeitsanforderungen verwendbar.

Von größter Bedeutung ist die Korngröße der Zuschlagstoffe. Sie muß so gewählt werden, daß durch das Vorhandensein verschieden großer Körner möglichst geringe Hohlräume entstehen, und, da jedes einzelne Korn mit einer Zement-

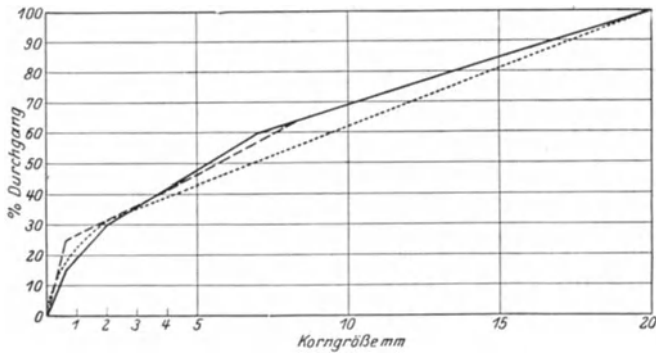


Abb. 10. Kurven von Fuller, Graf und Hermann für die günstigste Körnung des Betonzuschlages. (Nach Grün, Beton.)

Eingehende Versuche über die günstigste Kornzusammensetzung sind angestellt von Fuller¹, Graf² und Hermann³ (Abb. 10). Welchen Einfluß der

Gehalt an einzelnen Korngrößen auf Litergewicht, Druckfestigkeit und Gefüge der Betone ausüben, zeigt Abb. 11, die wir dem Buch von Dr. Grün⁴ entnehmen.

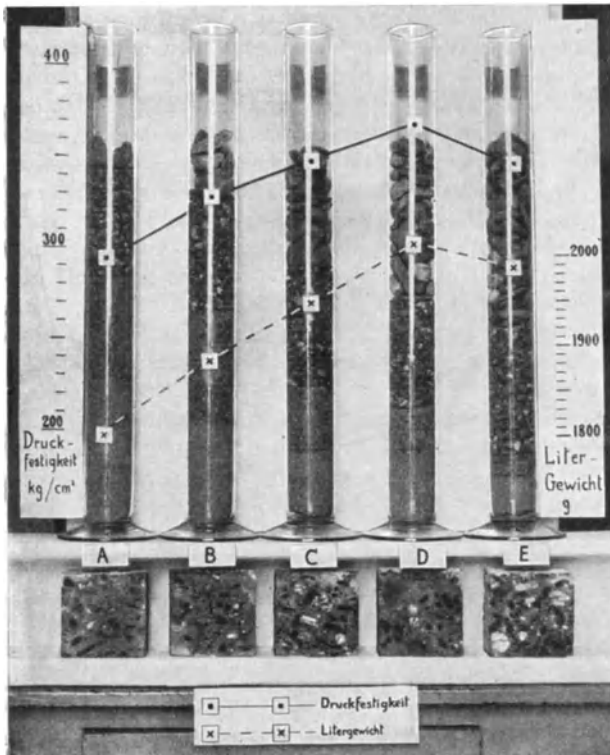


Abb. 11. Litergewicht, Druckfestigkeit und Gefüge des Betons. (Nach Grün, Beton.)

In Übereinstimmung mit diesen Versuchsergebnissen schreibt z. B. neuerdings die Wasserbaudirektion Hamburg für die Lieferung von Kiessand für Betonarbeiten vor:

„Der für den Beton bzw. Eisenbeton zu verwendende Kiessand muß in allen Korngrößen aus hartem, der Verwitterung nicht unterliegendem Gestein bestehen und muß frei von Kreide, Schlamm und erdigen Bestandteilen sein. Ton darf bis zu höchstens 1,5%, kleine Kohleteilchen dürfen im Betonkiessand bis zu höchstens 0,2%, in dem Kiessand für Eisenbeton überhaupt nicht enthalten sein. Der Sandanteil

¹ Fuller: Eng. News Rec. 1907, S. 599.

² Graf: Der Aufbau des Mörtels im Beton. Berlin: Julius Springer 1923.

³ Hermann: Bauing. 1923, S. 18.

⁴ Grün: Der Beton. Berlin: Julius Springer 1926.

des Kiessandes umfaßt alle Korngrößen bis zu 5 mm, der Kiesanteil alle Größen über 5 mm. Die Zusammensetzung von Kies und Sand soll sein: Sand 60—40%, Kies 40—60%.

Es dürfen ferner alle Korngrößen bis zu 2 mm im Mittel nicht mehr als 60 % Sandanteil ausmachen, und zwar darf davon der Anteil des feinsten Kornes bis zu 0,2 mm, im Mittel 15 % nicht überschreiten.

Die größten Bestandteile des Kiesel dürfen beim Kiessand für Beton einen Durchmesser von 60 mm, bei Eisenbeton von 25 mm nicht überschreiten. Der vorbeschriebene Kiessand hat im Mittel im eingerüttelten Zustande einen Hohlraum von 18—20%. Die obere Grenze von 20 % darf im Mittel nicht überschritten werden.

Ähnliche Vorschriften haben andere Behörden erlassen, vgl. z. B. die Lieferbedingungen der Tiefbaudeputation Berlin, mitgeteilt in Brenneke-Lohmeyer, Der Grundbau S. 84.

Kiessand in der optimalen Zusammensetzung ist aus natürlichen Gewinnungsstellen meist nicht vorhanden, und die Kieslieferanten sträuben sich vielfach, besondere Aufwendungen zur Verbesserung ihres Kiesel zu machen. In der Tat wird man auch durch Aussieben bei den großen Mengen, die im Gründungsbau gebraucht werden, kaum wirtschaftlich arbeiten können; eher kommt schon eine Mischung verschiedener Zuschlagstoffe in Frage.

Die Wasserbaudirektion Hamburg hat ihre Lieferungsbedingungen auch auf ihre Wirtschaftlichkeit geprüft. Zu den Versuchen wurden zwei in Hamburg viel gebrauchte Kiessorten verwendet und mit einem bedingungsgemäßen Kies verglichen. Der Unterschied des natürlichen Kiessandes vom bedingungsgemäßen Kiessand bestand hauptsächlich im Kiesgehalt (über 5 mm), der bei den beiden Naturkiessanden 20%, beim Bedingungskiesel aber 60% betrug.

Die folgende Tabelle gibt die Zusammensetzung der Kiessande, ihr Gewicht und ihre Hohlräume an. Sie zeigt, daß der bedingungsgemäß zusammengesetzte Kiessand ein größeres Raumgewicht (2,01 gegenüber 1,95 bzw. 1,97%) und einen geringeren Hohlraum (18,3 gegenüber 21,2 bzw. 22,9%) als die beiden Kiessande in natürlichem Gemenge hat. Die Dichte des gerüttelten Kiessandes entspricht erfahrungsgemäß etwa der Dichte des gestampften Kiessandes im Beton. Das Raumgewicht des eingefüllten Kiessandes ist vom Feuchtigkeitsgehalt des Kiessandes abhängig und wird im Mittel zu 1,55 kg/l angenommen werden können.

	Kornzusammensetzung						Raumgewicht	Hohlraum
	Kies	Sand						
	über 5 mm %	5—2 mm %	2—1 mm %	1—0,5 mm %	0,5—0,2 mm %	unter 0,2 mm %	gerüttelt kg/l	%
Naturkiessand I . .	20	14	22	18	24	2	1,95	21,2
Naturkiessand II . .	20	19	25	19	16	1	1,97	22,9
Bedingungskiesel	60	16	8	7	5	4	2,01	18,3

Mit diesen drei Kiessandsorten wurden unter Verwendung von Eisenportlandzement „Granit“ vom Hochofenwerk Lübeck Druckwürfel hergestellt. Die Mischungsverhältnisse waren 1 : 6, 1 : 8 und 1 : 10, bezogen auf den fertig gestampften Beton.

In der nachstehenden Tabelle sowie in Abb. 12 sind die Ergebnisse der Untersuchungen zusammengestellt und die durch das Mischen erzielte Verbesserung hinzugefügt. Dabei sind die natürlichen Kiesel nicht mehr unterschieden, da die mit ihnen hergestellten Probewürfel nahezu gleiche Festigkeit aufwiesen, was bei der nahezu gleichen Körnung auch nicht anders zu erwarten war.

	Mischungsverhältnis		Druckfestigkeit nach			
			7 Tagen		28 Tagen	
	im fertiggestampften Beton	beim Mischen auf der Baustelle	Absolute Werte in kg/cm ²	Verhältnisswerte mit natürlichem Kiessand = 100	Absolute Werte in kg/cm ²	Verhältnisswerte mit natürlichem Kiessand = 100
Natürl. Kiessand mit 20% Kies	1 : 6	1 : 7,2	100	100	164	100
Künstl. gemischter Kiessand mit 60% Kies	Zement: 225 kg/m ³ Fertigbeton		158	158	235	144
Natürl. Kiessand mit 20% Kies	1 : 8	1 : 9,5	77	100	116	100
Künstl. gemischter Kiessand mit 60% Kies	Zement: 175 kg/m ³ Fertigbeton		139	180	211	181
Natürl. Kiessand mit 20% Kies	1 : 10	1 : 12	45	100	75	100
Künstl. gemischter Kiessand mit 60% Kies	Zement: 140 kg/m ³ Fertigbeton		101	225	142	191

Die Tabelle zeigt eine erhöhte 28-Tage-Festigkeit des bedingungsgemäßen Kiessandes von 44% in Mischung 1 : 6, von 81% in Mischung 1 : 8 und in 91% in Mischung 1 : 10. Die günstige Wirkung des richtig gekörnten Kieses fällt also um so mehr ins Gewicht, je magerer die Mischung ist. Die nachfolgende zeichnerische Darstellung zeigt besonders deutlich, daß die 7-Tage-Festigkeiten beim bedingungsgemäßen Kiessand fast durchweg über den 28-Tage-Festigkeiten bei Verwendung des untersuchten natürlichen Kiessandes liegt.

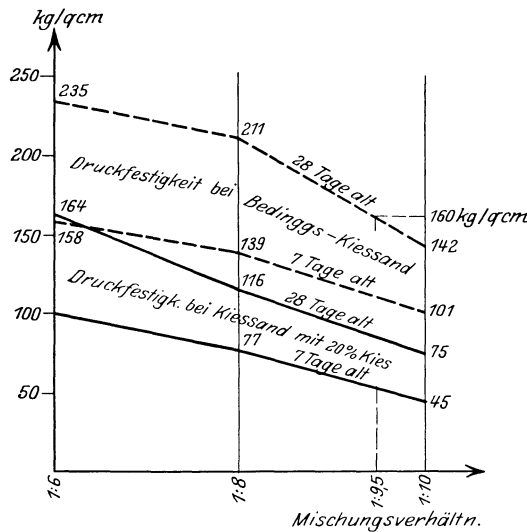


Abb. 12. Druckfestigkeiten von Beton bei verschiedenen Kiessorten.

Es blieb noch die Frage zu untersuchen, ob es wirtschaftlicher ist, die höhere Festigkeit des Betons unter Verwendung des billigeren, aber feinkörnigeren Kiessandes durch Zumischung einer größeren Zementmenge oder aber unter Beibehaltung des gleichen Mischungsverhältnisses durch Verwendung des gröberen, aber teureren Kiessandes zu erreichen.

Das Verhältnis der Druckfestigkeiten verschieden gemischter Betone unter Verwendung desselben Kiessandes ist etwa

$$\frac{1:3}{1} : \frac{1:4}{0,77} : \frac{1:5}{0,62} : \frac{1:6}{0,50} : \frac{1:7}{0,43} : \frac{1:8}{0,37} : \frac{1:10}{0,29} : \frac{1:12}{0,23}$$

Die Druckfestigkeiten der Versuchskörper verhalten sich vergleichsweise:

$$\frac{1:6}{164:235} = 0,50 : 0,72 \quad \frac{1:8}{116:211} = 0,37 : 0,67 \quad \frac{1:10}{75:142} = 0,29 : 0,55$$

Man könnte also zur Erreichung der fettgedruckten Festigkeiten mit Bedingungskies mischen

statt 1 : 6 etwa 1 : 4,3 ,	statt 1 : 8 etwa 1 : 4,7,	statt 1 : 10 etwa 1 : 5,6 ,
Zementverbrauch:		
statt 225 kg etwa 345 kg ,	statt 175 kg etwa 320 kg ,	statt 140 kg etwa 270 kg
Zementkosten:		
statt 11,70 M. etwa 18 M.	statt 9,10 M. etwa 16,60 M.	statt 7,30 M. etwa 14,— M.
Mehrkosten f. 1 m ³ Beton:		
6,30 M.	7,50 M.	6,70 M.

Diese Mehrkosten an Zement für 1 m³ Beton sind so erheblich, daß ihre Ausgabe nur gerechtfertigt erscheint, wenn die Mehrkosten an bedingungsgemäßigem Kiessand, durch dessen Verwendung die gleichen Festigkeiten erreicht werden, gegenüber dem feineren Kiessand mehr als 3—4 M. betragen.

Erklärt man für einen bestimmten Zweck, etwa den Bau einer Kaimauer, eine bestimmte Festigkeit, etwa 160 kg/cm¹, wie sie unter Verwendung des natürlichen Kiessandes in Mischung 1 : 6 bei diesen Versuchen erreicht wurde, für ausreichend, so erreicht man die gleiche Festigkeit mit dem Bedingungskießsand bereits in Mischung 1 : 9,5 (vgl. Festigkeitskurven auf der vorigen Seite), also mit 150 kg Zement statt mit 225 kg. Der Preisunterschied beträgt 3,90 M. pro Kubikmeter.

Besondere Sorgfalt erfordert die Wahl der Zuschlagstoffe bei Betonbauten im Seewasser. Nach einer Veröffentlichung des American Concrete Institute vom 20. Januar 1926 ist die Zerstörung solcher Bauten oft auf die Verwendung zu feinen Sandmaterials zurückzuführen. Versuche zeigten, daß verschiedene Mörtelarten unversehrt blieben, solange sie mit scharfen und grobkörnigem Sand angemacht waren, daß sie aber um so stärker vom Seewasser zersetzt wurden, je feiner das Sandmaterial war. Selbst ein fetter Mörtel mit feinem Sande ist gegen diese Zersetzung nicht so widerstandsfähig wie ein Mörtel, der weniger Zement, aber größeren Sand enthält. Die Pfeiler einer Landungsbrücke, die im Jahre 1920 erbaut war, zeigten schon ein Jahr nach ihrer Herstellung deutliche Spuren der Zerstörung; bereits im zweiten Jahre waren Instandsetzungsarbeiten notwendig. Bei der Untersuchung zeigte sich, daß der verwendete Sand eine sehr große Kornfeinheit aufwies. Die Siebprobe ergab, daß ein Sieb mit 0,14 mm Maschenweite noch 8,2%, bei einer Probe aus dem feinsten Material sogar 10,75% durchließ, während hierfür bei gewöhnlichen Bauten höchstens 5%, bei Seebauten zweckmäßig noch weniger zuzulassen sind. Die Zerstörungserscheinungen wurden hier nach der Feinkörnigkeit des Sandes zugeschrieben.

Nicht so ängstlich steht man allerdings der Verwendung feinen Sandes in Holland gegenüber. In Ijmuiden sind besondere Studien über die Verwendung feinen Dünensandes beim Bau der neuen Schiffsschleuse angestellt. Die ausgeführten Proben haben erwiesen, daß ein Zusatz Dünensand zum Flußsand bis zu einem Drittel der Menge der Festigkeit des Betons nicht schadet, dessen Dichtigkeit vielmehr befördert; wenigstens dann, wenn nicht gleichzeitig der Traßzusatz so groß ist, daß er den Gehalt an feinen Körnern bereits auf den zulässigen Höchstbetrag gebracht hat. Die Wasserdichtigkeit ist dabei an 10 cm dicken Platten erprobt, die einen einseitigen Wasserdruck von 1—5 at ausgesetzt wurden¹.

Wasserzusatz. Dichtigkeit und Festigkeit des Betons werden beeinflusst durch Güte und Menge des Anmachwassers. Für das Anmachen eignet sich Leitungswasser und reines Brunnenwasser sowie solches aus natürlichen, nicht verunreinigten Wasserläufen. Der Verwendung von Meerwasser steht in Notfällen nichts im

¹ Der Ingenieur 1924, S. 756.

Wege, in Holland ist es verschiedentlich ohne Nachteil verwendet; ungeeignet sind dagegen alle Wässer, die erheblichere Mengen Kohlensäure, Schwefelsäure oder Verbindungen der letzteren enthalten, desgleichen alle durch Fabrikabwässer verunreinigten Gewässer. Chemische Untersuchung hat nur Zweck, wenn sie durch ein hierin besonders erfahrenes Zementlaboratorium vorgenommen werden, andernfalls sind sie mehr schädlich als nützlich.



Abb. 13. Die Setzprobe. Messen des Plumpsmaßes.
(Nach Grün.)

Der zugesetzten Wassermenge nach unterscheidet man

1. Stampfbeton, 6—7 Gewichtsprozent Wasserzusatz;
2. weichen oder plastischen Beton, 8—10 Gewichtsprozent Wasserzusatz;
3. Gußbeton 10—15% Wasserzusatz.

Der erforderliche Wasserzusatz ist abhängig von der Trockenheit der Zuschlagstoffe, der Bearbeitungstemperatur und dem Mischungsverhältnis. Fette Mischungen erfordern mehr Wasser als magere.

Stampfbeton gibt die besten Festigkeiten, vorausgesetzt daß genügend Stampfarbeit aufgewendet wird. Weicher Beton steht ihm an Festigkeit etwas nach, übertrifft ihn aber an Dichte; er wird hauptsächlich bei Eisenbetonbauten verwendet, da er leichter zwischen den Eiseneinlagen zu verteilen ist. Die Plastizität des weichen Betons wird gemessen durch die Setzprobe, bei der eine oben

unten offene Blechkanne von 30 cm Höhe, 10 cm oberen und 20 cm unteren Durchmesser in Lagen von je einem Viertel der Höhe mit dem zu untersuchenden Beton gefüllt wird. Nach Füllen der Form und Abstreichen des überstehenden Haufens wird die Kanne nach oben abgehoben und neben den entstandenen Betonhaufen gestellt. (Abb. 13.)

Auf die Form wird nun eine Latte wagerecht über den Haufen weggelegt und das Setzmaß gemessen. Das Setzmaß wächst mit zunehmendem Wasser-

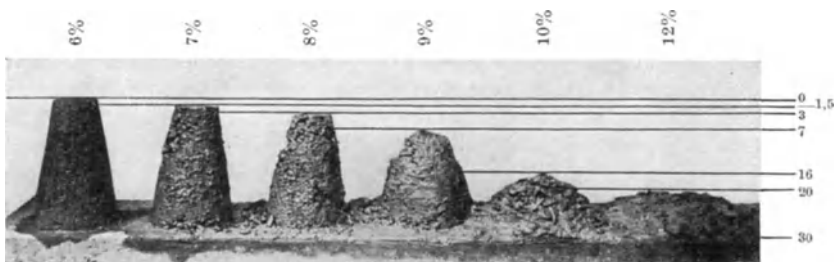


Abb. 14. Setzproben mit verschieden hohem Wassergehalt. (Nach Grün.)

gehalt, während gleichzeitig die Festigkeit abnimmt. Nachstehende Tabelle, die wir wieder dem Buche von Grün entnehmen, zeigt diese Verhältnisse, während in Abb. 14, die aus derselben Quelle entnommen ist, die verschiedenen Probekörper selbst zusammengestellt sind.

Gußbeton, also Beton mit 10—15% Wasserzusatz, hat den großen Vorzug, einen einheitlichen, nicht durch Arbeitsfugen gefährdeten Baukörper zu schaffen und das Verarbeiten sehr großer Mengen von Baustoffen zu erleichtern. Er erreicht allerdings, wie wir gesehen haben, nicht die Festigkeit des Stampfbetons, auf die es im Grundbau mit seinen großen Massen ja auch oft nicht so sehr

ankommt, ist dafür jedoch dem Stampfbeton in bezug auf Dichtigkeit wieder überlegen. Wichtig ist, daß nicht mehr Wasser zugesetzt wird, als zum Fließen unbedingt nötig ist, durch Traßzusatz sucht man deshalb die Fließbarkeit und Geschwindigkeit der Betonmasse unter Einschränkung des Wasserzusatzes zu erreichen.

Gußbeton gestattet infolge seiner Gleichmäßigkeit und Dichte von der sonst üblichen Verkleidung der Ansichtsflächen und der den Angriffen von Schadwasser, namentlich Seewasser, ausgesetzten Flächen abzusehen, wodurch erhebliche Ersparnisse gemacht werden können, ohne daß die Güte des Bauwerkes gemindert wird. Beim Bau der neuen Doppelschleusen in Geestemünde hat gerade dieser Punkt wesentlich dazu beigetragen, daß man sich zu einer Ausführung in Gußbeton entschloß. Die Bauausführung ist hier im Trockenen mit Grundwassersenkung erfolgt und dabei der Gußbeton ohne jeden Putz und ohne jede Verblendung gelassen, trotzdem er nach Fertigstellung dem Magnesia und Sulfat enthaltenden Grund- und Seewasser ausgesetzt ist und Teile des Bauwerkes durch den Tidewechsel regelmäßig abwechselnd naß und trocken werden. Durch Fortfall der Verblendung erhielt man ein einheitliches Bauwerk, das 15% billiger war als Stampfbeton mit Außenhautverblendung.

Als Mischungsverhältnis war hier auf Grund von Versuchen gewählt: 1 Zement, $\frac{1}{2}$ Traß, 5 Kiessand, von dem 50% eine Korngröße unter 7 mm aufwiesen. Die Leistung war recht erheblich, nach Überwindung einiger Schwierigkeiten wurden Monatsleistungen von 9000 m³ Beton in Dreischichtarbeit mit zwei Gießtürmen erzielt; die höchste Tagesleistung betrug 640 m³.

Noch größere Leistungen wurden erreicht beim Gießen der 2500 m³ großen Blöcke für die Sohle der neuen Schleuse in Fürstenberg: in ununterbrochenem Tag- und Nachtbetrieb wurden hier 1000—1200 m³ pro Tag gegossen; an den Hauptern stieg die Leistung sogar vorübergehend auf 1750 m³/Tag.

Anlieferungsweise des Zementes. Zement wird auf der Baustelle angeliefert in Fässern oder in Säcken; das Normalfaß hat 180 kg Rohgewicht und etwa 170 kg Reingewicht, das Sackgewicht beträgt 50 kg oder auch ein Drittel Faß = 56,66 kg. Die Verpackung in Säcken überwiegt. In Deutschland ist zur Zeit die Verpackung in Papiersäcken üblich, die nicht wieder verwendet werden. Wo dagegen noch in Stoffsäcken geliefert wird, sind diese an Lieferfirmen wieder zurückzugeben, können aber vorher mit gutem wirtschaftlichen Erfolg durch eine Sackklopfmaschine gereinigt werden. Beim Bau der Kaimauern in Rotterdam wurden durch Verwendung solcher Maschinen aus je 200 Säcken 50 kg Zement gewonnen.

In Amerika hat man mehrfach Zement auch unverpackt zur Baustelle gebracht, in Deutschland hat man die ersten Versuche in dieser Richtung gemacht beim Bau der Schachtschleuse Anderten im Zuge des Mittellandkanals. Es wurden hier 46000 t Zement benötigt, die geliefert wurden durch die Portlandzementfabrik „Alemannia“ A.-G., die etwa 4 km von der Baustelle entfernt liegt

Setzmaß und Druckfestigkeit von Betonen von verschiedenem Wassergehalt. (Nach Grün, Der Beton. S. 28.)

Nr.	Wasser %	Setzmaß cm	Druckfestigkeit nach 28 Tagen kg/cm ²
1	5	0	210
2	6	0	272
3	7	1,6	275
4	8	3,0	230
5	9	7,0	182
6	10	14,4	151
7	11	19,0	110
8	12	20,0	—

und mit ihr durch ein Baugleis von 90 cm Spur verbunden ist. Im Auftrage der ausführenden Firma, der „Beton- u. Monierbau A.G.“ lieferten hierfür die Linke-Hoffmann-Lauchhammerwerke Wagen, die 7 m³ aufnehmen konnten. (Abb. 15.)

Um im Innern tote Räume zu vermeiden, in denen Zement sich absetzen und erhärten könnte, hat der eiserne Wagenkasten die Form zweier mit ihren breiten Grundflächen aufeinanderstehenden viereckigen Trichtern erhalten. Oben ist eine Klappe von 450/1200 mm lichter Weite vorhanden, durch die der Zement einläuft, unten ist ein wagerechter Schiebeverschluss angeordnet, der durch eine Schraubenspindel schnell und sicher bedient werden kann. Das ganze Verfahren hat sich nach den Angaben von Nakonz¹ sehr gut bewährt, allerdings lagen hier auch die Verhältnisse wegen der Nähe der Zementfabrik besonders günstig.

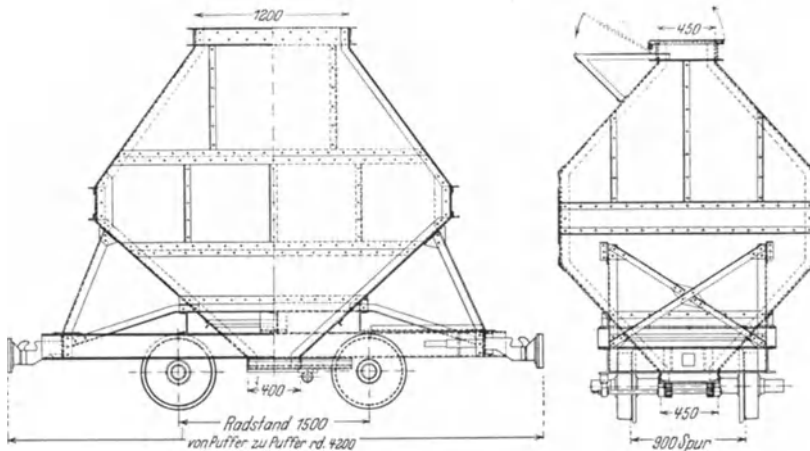


Abb. 15. Zementtransportwagen der Linke-Hoffmann-Lauchhammerwerke. (Nach Nakonz, Bautechnik 1926.)

Baukontrolle.

Für „normenmäßige“ Festigkeitsprüfungen von Zement und Beton geben die anerkannten Prüfungsbestimmungen des deutschen Ausschusses für Eisenbeton, wie sie u. a. im „Betonkalender“ und „Zementkalender“ veröffentlicht sind, erschöpfende Anweisung. Heute werden aber daneben immer die reinen Laboratoriumsversuche unterstützt durch Druckversuche an Würfeln, die auf der Baustelle selbst unter den Verhältnissen der Baustelle und in den im Bauwerk verwendeten Mischungsverhältnissen hergestellt sind. Bei Gußbeton, dessen Eigenschaften noch nicht so allgemein erforscht sind, geht man überall auch dazu über, mittels Steinsäge oder Diamantbohrer geeignete Probekörper aus dem Bauwerk selbst herauszuschneiden und unter die Prüfmaschine zu bringen; auch sucht man durch mikroskopische und chemische Untersuchungen Klarheit über Zusammensetzung und Dichtigkeit vorhandener Betonkörper zu erhalten.

Normenmäßige Prüfung eines Betons kann erst 28 Tage nach seiner Herstellung erfolgen. Das ist eine lange Zeit, während der der Bau nicht stillstehen kann; es besteht deshalb das dringende Bedürfnis, die zu erwartende Festigkeit schon nach wenigen (3 bzw. 7) Tagen auf der Baustelle wenigstens annähernd festzustellen. Der Deutsche Beton-Verein schreibt hierfür eine Balkenprobe vor², und zwar Balken von 2 m Stützweite, 10 cm Höhe, 15 cm Breite und 5 Rund-eiseneinlagen von 14 mm Durchmesser. Die Prüfmaschine (Abb. 16) ist so ein-

¹ Bautechnik 1926, S. 61.

² Vorläufige Leitsätze für die Baukontrolle von Eisenbetonbauten. Okt. 1927. Deutscher Beton-Verein E. V. Oberkassel Siegburg.

fach, daß sie auf jeder Baustelle verwendet werden kann. Eine Versuchsreihe soll aus mindestens drei gleichartigen Balken bestehen. In die Schalung werden die fünf Bewehrungseisen, die nach Abb. 17 zu biegen und zu verbinden sind, unmittelbar auf den Boden gelegt.

Dann werden die Formen angenäßt und nunmehr der Beton mit gleichem Wasserzusatz wie im Bauwerk eingebracht. Die Eisen dürfen dabei nicht angehoben werden, sondern müssen unmittelbar auf dem Formboden liegenbleiben. Die Probek balken werden bei 200 cm Stützweite mit zwei Einzellasten $P/2$ belastet, die je 10 cm von der Balkenmitte entfernt angreifen. Zwischen der Bruchlast P (kg) des Probek balkens und der Bruchspannung B (kg/cm²) besteht die Beziehung

$$B = \frac{45P}{350} + 5 = \frac{P}{7,8} + 5.$$

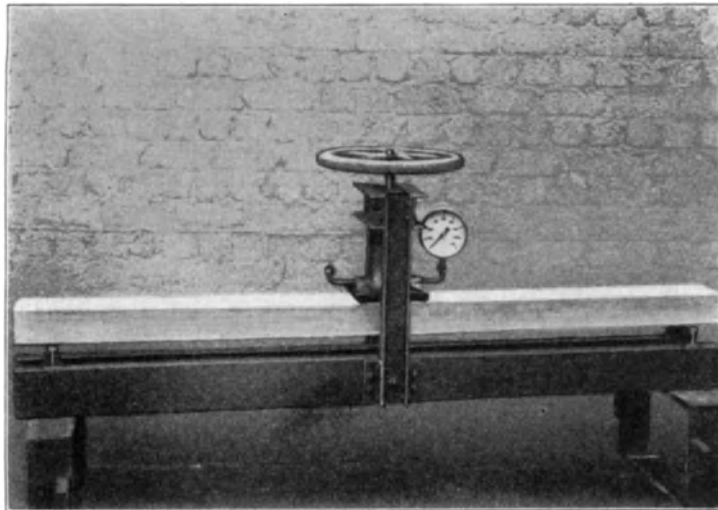


Abb. 16. Prüfmachine für Probek balken des Deutschen Betonausschusses.

Nach den bisher vorhandenen Kenntnissen darf Erfüllung der vorgeschriebenen Würfelfestigkeit We erwartet werden, wenn die Balkenfestigkeit des Betons betragen bei Verwendung von Handelszement nach 7 Tagen:

$$B_7 \geq 120 \text{ kg/cm}^2,$$

$$B_{28} \geq 170 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei Verwendung von hochwertigem Zement

$$\text{nach 7 Tagen } B_7 \geq 170 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{nach 28 Tagen } B_{28} \geq 220 \text{ kg/cm}^2.$$

We bestimmt sich hierbei nach § 19 Ziff. 1 der Eisenbetonbestimmungen des deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom Sept. 1925.

Die dem Betonausschuß angehörenden Firmen haben sich zur Durchführung dieser Baukontrolle verpflichtet.

Die Brauchbarkeit der Balkenprobe wird heute noch nicht von allen Forschern anerkannt; es ist deshalb zu begrüßen, daß im Formungsinstitut der Hütten-Zementindustrie kürzlich Versuchsreihen zum Abschluß gebracht sind, die zwar auch noch zur Durchführung einer Abdrückmaschine bedürfen, aber die Berechnung der 28-Tage-Festigkeit aus der 7-Tage-Festigkeit und der 7-Tage-Festigkeit

aus der 3-Tage-Festigkeit gestatten. Die sehr einfachen Umrechnungsformeln lauten nach Grün und Kunze (Bauing. 1926, H. 44):

$$2. \quad D_{28} = D_7 + 6 \sqrt{D_7},$$

$$3. \quad D_7 = D_3 + 6 \sqrt{D_3}.$$

Voraussetzung für die Anwendung dieser Formeln, die für die Baukontrolle sehr wichtig sind, ist, daß der Beton in beiden Perioden der Erhärtung (0—7 Tage und 7—28 Tage) den gleichen Verhältnissen, Temperatur, Lagerungsart usw. ausgesetzt ist. Andere, weniger einfache Formeln finden wir in Beton und Eisen 1926, S. 117, in der Schweiz. Bauzeitg. 1928 und besonders in Betonkalender (nach Bach), nach Graf nimmt die Festigkeitszunahme für Eisenbeton folgende Werte an (aus Betonkalender 1928, S. 193).

Alter der Probekörper . . .	3 Tage	7 Tage	28 Tage	45 Tage	6 Monate
Festigkeitsverhältniszahlen . .	35—53%	60—70%	100%	105—115%	115—150%

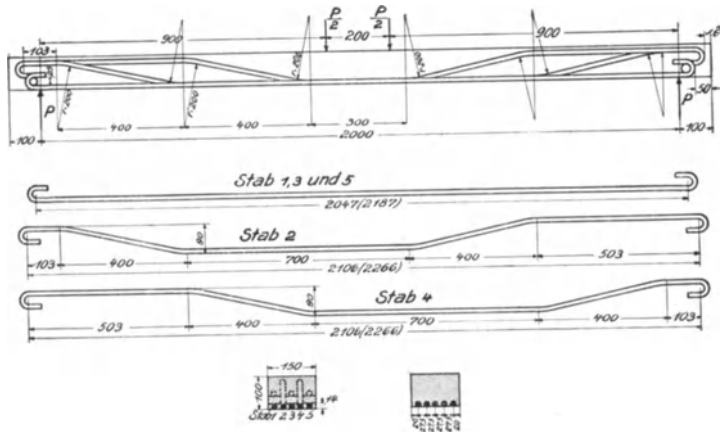


Abb. 17. Probekörper des Deutschen Beton Ausschusses.

Raubbeständigkeit. Neben genügender Festigkeit verlangen wir von einem guten Beton, daß zu ihm Zement verwendet wird, der nicht treibt. Da die Zeit zur Untersuchung des Zementes auf der Baustelle in der Regel nicht ausreicht, um normenmäßige Proben auszuführen, empfiehlt es sich, schon auf der Baustelle eine Kochprobe vorzunehmen, die sich als Vorbeugungsmittel gegen die Belieferung minderwertigen, treibenden Zementes durchaus bewährt hat. Colberg berichtet darüber in der Bautechnik 1924, H. 25, S. 352.

Man rührt 100 g Portlandzement mit 26—28 g Wasser zu einer gleichmäßig feuchten Masse, diese Masse trägt man auf eine Glasplatte auf und läßt den Kuchen zunächst wie bei der Normenprobe 24 Stunden an der Luft trocknen. Während man aber bei der Normenprobe nach 24 Stunden die Kuchen 27 Tage in Wasser legen muß, kann man diese Zeit stark abkürzen, wenn man nach Dr. Kühl den Kuchen samt der Glasplatte in ein Gefäß mit kaltem Wasser bringt, das man langsam, d. h. innerhalb einer halben Stunde zum Kochen bringt. Das Wasser ist nun während der nächsten $4\frac{1}{2}$ Stunden in ganz geringem Sieden zu halten, die Kuchen sind während des Erwärms und des Siedens zu beobachten, um festzustellen, von welchem Zeitpunkt ab sich die Kuchen von der Glasplatte lösen, von wann ab sie netzrissig und mürbe zu werden beginnen oder sich gar ein völliger Verfall einstellt. Dr. Kühl empfiehlt¹ die Ergebnisse dieser Beobachtungen dann nach folgenden Gesichtspunkten einzuordnen:

¹ Kühl: Tonind.-Zg. 1911, Nr. 134.

1. Der Kuchen haftet nach fünfständigem Kochen noch am Glase, sonst keine weiteren Merkmale.

2. Der Kuchen hat sich zwar vom Glas losgelöst, ist aber im übrigen klingend hart, scharfkantig und rissefrei und an der der Glasplatte früher zugekehrten Seite eben geblieben.

3. Der Kuchen löste sich schon beim Anwärmen des Wassers vom Glase, zeigte aber während der ersten Stunden keine Veränderungen. Nach fünfständigem Kochen aber sind geringe Risse und leichte Verkrümmungen bemerkbar. Der Kuchen setzt aber dem Zerbrechen trotzdem einen erheblichen Widerstand entgegen.

4. Der Kuchen löste sich schnell vom Glase, schon nach kurzem Kochen werden feine Risse bemerkbar. Bei Beendigung des Kochens ist der Kuchen über und über netzrissig oder er zeigt klaffende Randrisse; seine Festigkeit ist gering.

5. Der Kuchen löste sich schnell vom Glase, beim Beginn des Kochens zeigte er deutlich Risse und Sprünge, die schnell zunahmen. Allmählich wurde der Kuchen ganz mürbe und es trat nach und nach völliger Zerfall ein.

6. Der Zement wurde schon während des Anwärmens des Wassers über und über netzrissig; bei Beginn des Kochens zerfiel es zu Schlamm.

Bei den Ergebnissen 1—3 gilt der Zement als für die Praxis raumbeständig und wird die Kaltwasserprobe einwandfrei bestehen, bei Ergebnis 4 wäre der Zement als verdächtig anzusprechen und müßte mit Vorsicht behandelt werden. Es liegt die Möglichkeit vor, daß er die Kaltwasserprobe nicht besteht.

Ergebnis 5 und 6 kennzeichnen den Zement als Treiber, der auch die Kaltwasserprobe voraussichtlich nicht bestehen wird. Der Zement wäre vom Gebrauch auszuschließen.

Beton im Meereswasser.

Die Auffassung über das Verhalten von Beton im Meerwasser und die Maßnahmen, die zu seinem Schutz zu treffen sind, gehen heute noch weit auseinander. Sehr lehrreich sind in dieser Beziehung die Ausführungen von Gaßner, der fast bei jedem Punkt ebensoviel Stimmen dafür wie dagegen anführt. Immerhin hat die Forschung einige Tatsachen so weit gesichert, daß sie für das Bauen in und am Meere, aber auch besonders für Gründungsbauten an der Küste als feststehend gelten können. Gaßner faßt zum Schluß seiner Ausführungen diese Tatsachen in zwei Gruppen zusammen:

I. Zementtechnisch. Unter den Portlandzementen, Hochofen- und Eisenportlandzementen nimmt keines dieser Bindemittel ohne weiteres eine generelle Vorrangstellung in der Frage der Wassertauglichkeit ein, sondern es kommt bei allen drei Zementarten lediglich auf die Auswahl geeigneter Marken an. Mißerfolge sind unwahrscheinlich bei der Verwendung erprobter Spezialzemente, als welche unter den Portlandzementen insbesondere die kieselsäurereichen und der Erzzement ein höheres Maß von Sicherheit bieten, als die von mehr Zufälligkeiten abhängigen Spezialhochofenzemente, die ebenso wie die Eisenportlandzemente durch ihre Analyse weniger scharf gekennzeichnet sind. Werden Hochofen- und Eisenportlandzemente verwendet, so sollte dies nur nach Beratung seitens der Versuchsstationen der betreffenden Verbände geschehen. Tonreiche Zemente, ähnlich dem französischen Schmelzzement, bieten beachtenswerte Ausblicke.

II. Betontechnisch. Dichtigkeit des Betons bzw. Mörtels ist von ausschlaggebender Bedeutung; sie muß durch strenge Anwendung der im Betonbau üblichen Regeln erreicht werden, es empfiehlt sich auch zur Erreichung höchstmöglicher Verdickung die Anwendung maschineller Hilfsmittel, z. B. Torkretierung.

Sparsamkeit in bezug auf Zementverbrauch und ebenso der Zusatz von Kalkbrei zum Beton sind bei Ausführungen im Meerwasser völlig verfehlte Maßnahmen. Dagegen ist der Zusatz von Traß zulässig, bei Anwendung von kieselsäurearmen Zementen sogar notwendig. Der Traßzusatz erfolgt am besten nicht als Zementzusatz, sondern als Sandzusatz. Bei Verwendung von kieselsäurereichen Zementen liegt zu einem Traßzusatz keine Veranlassung vor.

Möglichst lange Erhärtung in feuchter warmer Luft vor Beginn des Seewasserangriffes ist von günstigem Einfluß und erforderlich.

Der Verwendung von Seewasser als Betonanmachewasser steht im Notfalle nichts im Wege.

Sehr eingehend über die Einflüsse des Meerwassers auf Beton berichtet auch Kleinlogel in seinem Buch „Einflüsse auf Beton“; aber auch er kommt nicht zu eindeutigen Schlüssen und weist besonders warnend darauf hin, daß Laboratoriumsversuche leicht ein falsches Bild geben. Grün teilt aus den Küstenhäfen der Vereinigten Staaten neben-

Portlandzementbauten im Meerwasser.

Erbaut	Vorhanden	Davon gut	In Verfall geraten
1856	1	1	0
1880—1889	2	1	1
1890—1899	2	—	2
1900—1909	10	3	7
1910—1914	14	6	8
1915—1919	12	9	3

stehende Zusammenstellung mit, die recht zu denken gibt, da von den über 10 Jahre bestehenden Bauwerken 62% zerstört sind.

Aus gleicher Quelle entnehmen wir, daß die Portlandzementbetonwände des 10 m tiefen Trockendocks auf Helgoland wenige Monate nach der Herstellung besonders an den Arbeitsfugen

weißliche Krusten in mehrere Zentimeter dicken Wulsten zeigen, die hauptsächlich aus Kalziumkarbonat bestanden, das durch den hohen Kohlensäuregehalt des Meerwassers aus dem Kalk des Betons gebildet war. An den aus Hochofenzement hergestellten Wandteilen war diese Bildung nur in Spuren vorhanden.

Es besteht also zweifellos bei Betonbauten im Meerwasser eine große Gefahr der Zerstörung; einige Maßnahmen, die geeignet sind, diese Gefahr zu mildern und die sich teils mit den Forderungen von Gaßner (S. 35) decken, teils diese wertvoll ergänzen, finden sich auf S. 131/132 des Grünschen „Beton“.

Beton im Moorwasser.

Moorwässer sind meist sehr salzarme, aber säurereiche Wässer. Neben der nach den neuesten Erfahrungen ziemlich unschädlichen Humussäure kommen in erster Linie in Betracht Kohlensäure und Schwefelsäure; diese Säuren vermögen sich wegen der Salzarmut nicht abzusättigen und treten deshalb als freie Säuren auf. Kalkgehalt des Moorwassers macht sie unschädlich, da er die Säuren bindet; bisweilen verbinden sich die Säuren auch mit den in den Mooren, namentlich in den Niederungsmooren vorhandenen Eisen (Schwefelkies), aber auch dann bleibt Schwefelsäure gefährlich, da Eisen eine schwache Base. Thörner hat 5proz. schwefelsäurige Eisensulfatlösung abwechselnd mit Luft auf Beton wirken lassen und erhielt bei kleinen Probewürfeln schon nach 35 tägiger Versuchsdauer Zerstörungserscheinungen. Schwache Beton- oder gar Eisenbetonteile den Angriffen des Moorwassers auszusetzen, bleibt daher unter allen Umständen gefährlich, dagegen hielten sich nach Mitteilungen des deutschen Ausschusses für Eisenbeton, H. 49, große Betonkörper (Betonpfeiler, Betonpfähle) jahrelang im Moor, so daß man nach 8 Jahren noch keine nennenswerten Angriffe bemerkt. An derselben Stelle waren dünnwandige, allseitig von Moorwasser umspülte Betonrohre, erheblich angegriffen. In Übereinstimmung hiermit wurden nach Grün, S. 137, in Bremen Betonrohre im Moorwasser nahezu aufgelöst, in Osnabrück wurde bereits nach $\frac{1}{2}$ Jahr ein Betonkanal zerstört, soweit er in dem schwefelkieshaltigen Moorboden lag.

Beton im Grundwasser.

Wie bereits im Abschnitt „Grundwasser“ hervorgehoben ist, wirken Wässer schädlicher Zusammensetzung dann besonders nachteilig, wenn sie Mörtel und Beton vor erfolgter Erhärtung umspülen können. Über einen solchen Fall der

Zerstörung frischen Betons durch salzhaltiges Grundwasser berichtet Dr. Grün¹. Bei der Errichtung eines Eisenbetonbauwerkes waren die Säulen in der üblichen Weise in der Schalung gestampft worden, bald nach dem Stampfen war die Wasserhaltung abgestellt worden; das Grundwasser hatte die noch nicht erhärteten Säulenfüße überflutet. Nach dem Ausschalen waren die Säulenfüße vollständig zermürbt (Abb. 18). Verwendet war rheinischer Portlandzement. Da die Säulen in den oberen Teilen vollkommen fest waren, lag die Zerstörung nicht am Zement oder den Zuschlagstoffen. Dagegen wurde durch Analyse festgestellt, daß der untere zerstörte Teil außerordentlich wenig Zement enthielt. Die Analysen sind in nachstehender Tabelle wiedergegeben.

	Unterer Teil zerstört %	Oberer Teil gut %
SiO ₂	91,60	82,68
Al ₂ O ₃	0,37	1,14
FeO	2,31	1,94
Fe ₂ O ₃	—	2,15
MnO	0,13	0,10
CaO gesamt.	2,24	7,94
MgO	0,04	0,22
SO ₃	0,21	0,23
S	0,10	0,04
Glühverlust	3,16	5,70



Abb. 18. Zerstörung eines Säulenfußes durch salzhaltiges Grundwasser. (Nach Grün, Beton.)

Der auffallend geringe Kalkgehalt des Betons aus dem zerstörten unteren Teil der Säulen läßt ohne weiteres darauf schließen, daß viel zu wenig Zement vorhanden ist. Die Annahme, daß beim Mischen Fehler gemacht seien, schließt sich selbst aus, da eine regelmäßige Wiederholung des Fehlers für jeden Säulenfuß ausgeschlossen erscheint. Durch Versuche wurde jetzt festgestellt, daß das Grundwasser schädliche organische Salze enthielt, deren nähere Konstitution jedoch nicht aufgeklärt werden konnte. Diese schädlichen Salze hatten nicht nur ein Erhärten des Betons verhindert, sondern ihm sogar seinen Zement entzogen. Die Wiederherstellung der Säulenfüße erfolgte nun nach Entfernung des morschen Betons durch Umarmelung mit einem Eisenbetonsockel nach Abb. 19, 20 (S. 38.)

Daß auch schon erhärtete Bauwerke durch Schadwasser, aggressives Grundwasser, beschädigt werden können, zeigen die Erfahrungen an der die Elbe in Magdeburg kreuzenden sog. Südbrücke, die für den Betonschutz nachgerade klassische Bedeutung erlangt haben (vgl. S. 14 und 23). Auf Grund von Bohrungen war für die Stropfweiler dieser Brücke Luftdruckgründung bis auf den nicht sehr tiefliegenden, durch die Bohrungen festgestellten Fels gewählt. Die zu durchfahrenden Schichten bestanden aus wechselnden Lagen von Sand und Ton. Bei Beginn des Krieges im August 1914 war der Eisenbetonsenkasten des rechten Stropfweilers über Gelände fertiggestellt und zum Absenken bereit, der des linken Stropfweilers im Bau. Die Arbeiten wurden trotz des Krieges fortgeführt, im Mai 1915 bemerkte man dann im westlichen Stropfweiler einen Querriß im Beton und in der Verbindung, im Januar 1916 zeigte sich auch am rechten Stropfweiler ein Riß. Beide Risse erweiterten sich von Monat zu Monat, mehrere neue traten hinzu, ohne

¹ Grün: Bauing. 1926, H. 10, S. 191.

daß ein Anlaß dazu ersichtlich war. Wohl hatte man erkannt, daß im Untergrund artesisch gespanntes Wasser vorhanden war, da aber reines artesisches Wasser nichts schadet, so sah man keinen Anlaß, die gewählte Gründungsart zu ändern. Feinnivellements zeigten, daß die gerissenen Pfeiler sich in allen Teilen hoben, bis zu 86,8 mm in vier Jahren; ein geologisches Gutachten brachte keine Klarheit, erst chemische Untersuchung des artesischen Wassers brachte den Aufschluß. Nach ihr waren in einem Liter Wasser nicht weniger als 1700 mg Schwefelsäure und 2170 mg Chlor enthalten. Das Wasser ist dabei vollständig klar, farblos und geruchlos, schmeckt allerdings widerlich bitter.

Welche Wirkung hatte die chemische Beschaffenheit dieses Wassers? Beide Pfeiler bestehen in ihrer Hauptmasse aus Beton in der Mischung 1 Teil Portlandzement zu 8 Teilen Elbkies. Für den Eisenbetonsenkkasten war eine Mischung 1 : 6 genommen, seine Füllung war wieder 1 : 8. Durch die Schwefelsäure des

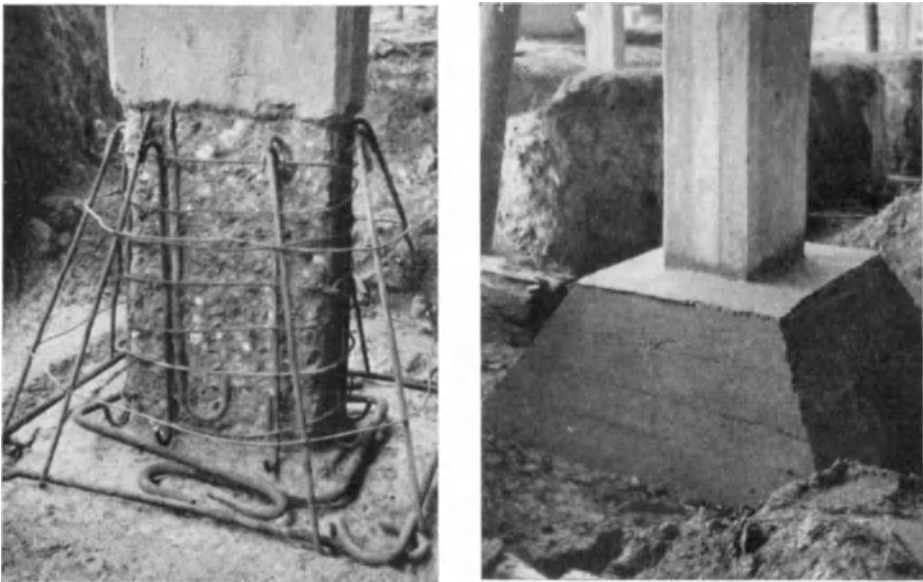


Abb. 19 und 20. Wiederherstellung der Zerstörungen. (Nach Grün, Bauingenieur 1926.)

artesischen Wassers (1700 mg SO_3 in 1 l) ist der kalkreiche Zement, der 7% Tonerde und 63% Kalk enthielt, unter Bildung von schwefelsauren Doppelsalzen aus Kalk und Tonerde zersetzt und mit dieser Umwandlung war eine starke Volumvergrößerung — ein Treiben — verbunden. Je nach der Menge dieser Verbindung wurde der Zement unter Wasser eine mürbe und schließlich breiige weiße Masse ohne jede Festigkeit; nach dem Austrocknen erhält die Masse unter dem Einfluß der Kohlensäure der Luft wieder eine gewisse Festigkeit.

Der Schwefelsäuregehalt des Wassers hätte schwerlich den Beton so stark angreifen können, wenn das Wasser nicht ein fließendes, also ständig und schnell sich erneuerndes gewesen wäre und wenn es erst in einem späteren Stadium der Erhärtung an den Beton herangekommen wäre. Die starke Rißbildung als Folge der Treiberscheinung trat zunächst in dem Schüttbeton der beiden Schleusenschächte auf, der mit dem Wasser sofort nach dem Einbringen in Berührung gekommen war.

Die Schäden hätten vermieden werden können, wenn das artesische Wasser sofort bei seinem Auftreten von einem Chemiker untersucht wäre. Artesisches

Wasser ist immer Fremdwasser und wegen seines unbekanntes Ursprungs von vornherein in allen Fällen mit Mißtrauen anzusehen.

Über die Wiederherstellungsarbeiten sei als Ergebnis aus den Versuchen der Bauverwaltung noch mitgeteilt, daß von zahlreichen Probekörpern aus den verschiedensten Zementen kein einziger Zement auf die Dauer unbeeinflußt blieb. Am ungünstigsten verhielten sich die Portlandzemente, aber auch Eisenportlandzemente, die Hochofenzemente und selbst der Erzzement Hemmoor erwiesen sich für den Wiederaufbau der Stropfweiler für sich allein als unbrauchbar. Versuche mit Isolierungen hatten dagegen gezeigt, daß Isolierungen mit bituminösen Pappen gut hielten, Asphaltpappe ist dabei der Vorzug vor Teerisolierungen zu geben, da besonders bei Luftzutritt der Asphalt beständiger ist. Durch eine solche Isolierung in mehreren Lagen konnte eine Durchströmung des Pfeilerbetons durch angreifendes Wasser durchaus verhindert werden. Darüber hinaus erschien es angebracht, dem Portlandzement auf 1 Teil Zement 0,7 Teile rheinischen Traß zuzusetzen, damit der im abgebundenen Zement verbleibende freie Kalk wenigstens zum Teil durch die Kieselsäure des Traß gebunden wird.

Für die Betonteile außerhalb der Isolierung waren besondere Maßnahmen getroffen, so daß er wenigstens in den ersten Wochen seiner Erhärtung von Angriffen des Schadwassers freigehalten wurde.

Schutz des Betons gegen Schadwasser.

Zwei Eigenschaften des Betons sichern ihm Widerstandskraft gegen Schadwasser: Dichtigkeit und die Freiheit von ungebundenem Kalk. Dichtigkeit wird erzielt durch geeignete Auswahl der Zuschlagstoffe: diejenige Körnung des Zuschlages, die den geringsten Hohlraumanteil aufweist, wird bei gleichem Zementzusatz den dichtesten Beton geben. Auch erhöhter Zementzusatz erhöht natürlich die Dichtigkeit, doch sind dem Grenzen gesteckt, da ein Zuviel an Zement leicht zur Bildung von Schwindrissen führt. Daneben spielt der Wasserzusatz eine wichtige Rolle; bei größerem Wasserzusatz wird der Beton geschmeidiger, die einzelnen Körner gleiten besser gegeneinander und lagern sich dichter; plastischer Beton ist deshalb dichter als Stampfbeton und Gußbeton noch dichter. Auch Traßzusatz erhöht die Geschmeidigkeit des Betons und macht ihn deshalb dichter. Alle Dichtigkeit der Betonmasse verliert aber an Bedeutung, wenn Stampf- oder Setzfugen das Eindringen des Schadwassers in den Betonkörper ermöglichen und im Inneren Zerstörungen anrichten können. Besonders bei Eisenanlagen, Rammpfählen, Spundbohlen u. dgl. kann der kleinste Haarriß hierbei gefährlich werden. Auch unter diesem Gesichtspunkt ist ein Beton mit reichlichem Wasserzusatz, namentlich also Gußbeton, dem Stampfbeton überlegen.

Sicherheit gegen das Vorhandensein freien Kalkes erreicht man durch Auswahl kalkarmer Zementsorten, Hochofenzemente und besonders Erzzement sind hier dem Portlandzement überlegen. Auch Beimengungen von Traß und anderen hydraulischen Zuschlägen kommen in Frage, da durch sie der freie Kalk gebunden wird. Über die Verwendung der Tonerdezemente für solche Zwecke ist bereits das Erforderliche gesagt.

Glatte Oberfläche der Betonkörper verzögern die Angriffe, vor allen Dingen aber suche man das Schadwasser in der Zeit des Erhärtens (6—8 Wochen) dem Beton fernzuhalten, dann wird man mit der nötigen Vorsicht unter Berücksichtigung des oben Gesagten immer einen für gewöhnliche Fälle genügend widerstandsfähigen Beton erhalten.

Besondere Verhältnisse erfordern besondere Schutzmittel, deren Zweck grundsätzlich ist, das Schadwasser vom Beton fernzuhalten. Man sucht dies zu erreichen, indem man entweder dem Mörtel wasserabstoßende Substanzen beimischt oder dem Beton einen wasserdichten Überzug gibt.

Die Beimischungen, die in immer neuen Marken angeboten werden, enthalten neben teeröhlhaltigen oder bituminösen Grundstoffen vielfach dichtende Zuschlagstoffe wie Traß und Zechstein.

Die meisten der hierfür in den Handel gebrachten Mittel wirken einfach porenverstopfend und wasserabweisend, andere aber wirken dichtend durch chemische Umsetzung mit dem Kalkgehalt des Zementes. Eine besondere Rolle spielt Siccifix, das dem Zement bereits in Fabrikbetriebe zugesetzt wird. Für den Zementverbraucher ist das Siccifix als solches käuflich nicht zu erhalten, sondern es wird lediglich mit Siccifix vermahlener Zement in den Handel gebracht. Mit Siccifixzement durchgeführte Betonarbeiten haben große Wasserdichtigkeit und Widerstandsfähigkeit gegen verschiedene Salzwässer gezeigt.

Die Schutzmittel für die Oberfläche des Betons sind einzuteilen in solche, die die Oberfläche umwandeln, in solche, die wie Ölfarbe am Eisen einen Schutzanstrich bilden und in solche, die eine ganz neue, besonders widerstandsfähige Schutzschicht bilden.



Abb. 21. Wiederherstellung einer Betonmauer im Kraftbauverfahren. (Nach Gebauer, Bauingenieur 1926.)

Schutzmittel, die die Oberfläche verändern, bestehen der Hauptsache nach aus Wasserglas oder Fluaten. Die bei dem Anstrich eintretende Abspaltung von Kieselsäure und Kalziumfluorid führt zu weitgehender Verstopfung der Poren, auch wird der freie Kalk der Oberfläche gebunden.

Ganz anders wirken die reinen Anstrichmittel, die keinerlei Verwandtschaft mit dem Beton haben und nur als Schutzhaut dienen. Das bekannteste von ihnen ist Inertol, das aus Steinkohlenteer gewonnen wird und gegen Salze, Basen und schwache Säuren unempfindlich ist, und Siderosthen Lubrose der A.-G. Jeserich, das aus verschiedenen bituminösen Grundstoffen hergestellt und streichfertig geliefert wird.

Wasserdichte Einhüllung des normalen Betonkörpers kann auch hergestellt werden durch Aufspritzen einer besonders fetten Betonschicht, wobei entweder eine getrennte Zuführung von Wasser und Zementzuschlag stattfindet, Torkretverfahren, oder, nach dem Patent Moser Kraftbau, naßgemischter wasser gesättigter Betonmörtel in Frage kommt. Besonders bei nachträglichem Schutz eines Bauwerkes mit gleichzeitiger Ausbesserung bereits entstandener Schäden haben sich beide Verfahren bewährt. Abb. 21 zeigt die Wieder-

herstellung einer angegriffenen Betonmauer mit Spitzbeton nach dem Kraftbauverfahren.

Nach Freilegen aller schadhafte Stellen wurde überall bis auf den gesund gebliebenen Betonkern ausgespritzt und die so entstandenen, teilweise sehr tiefen Löcher und Gruben oder auch die geringer abgearbeiteten Flächen mit naß aufgebrachtem Spritzbeton, teilweise in mehreren Lagen ausgefüllt und glattgespritzt, bis die ursprüngliche Form der Mauern allerorts wieder erreicht war. Hierbei wurden Stellen, an denen Wasser in geringer Menge durchdrang, ohne weitere Maßnahmen überspritzt und gedichtet, stärkere Wasseradern wurden in Rohren abgefangen, diese eingespritzt und das Wasser auf diese Weise, unschädlich für den Bestandteil des frisch angebrachten Betons, abgeleitet.

Die Druckfestigkeit und Dichtigkeit aufgespritzten Betons ist etwa doppelt so groß wie bei gestampftem Beton; dies ist daraus zu erklären, daß beim Aufspritzen zunächst eine zementreichere Schicht entsteht, da anfangs der Hauptsache nach nur Zement haftet, während die Zuschlagstoffe zurückprallen. Ist erst ein Zementbett geschaffen, so bleiben auch die größeren Zuschlagstoffe haften.

Die chemische Widerstandsfähigkeit des Spritzputzes gegen Schadwasser übertrifft die eines Handputzes nur insofern, als er dichter als mancher Handputz ist; Handputz kann aber auch ebenso dicht hergestellt werden wie Spritzputz, nur wird er dann unwirtschaftlich teuer.

Zum Schluß seien noch die Eironitverfahren, von denen das bekannteste der von Prof. Kleinlogel erfundene Stahlbeton ist. Diese Verfahren bestehen darin, daß der Oberfläche des Betons Stahlspäne zugesetzt werden, auch ein Anstrich bestehender Betonkörper mit einer Mischung von Zement und Stahlspänen hat sich bewährt. Die Eironitverfahren schaffen eine sehr harte, besonders auch gegen Ölangriffe widerstandsfähige Oberfläche.

C. Erddruck und Tragfähigkeit.

Allgemeines vom Erddruck.

Gründungsbauten aller Art stehen in engster statischer Beziehung zu dem sie umgebenden Boden, den sie einmal selbst beanspruchen, von dem aber auch Kräfte ausgehen, denen das Bauwerk widerstehen soll. Tägliche Aufgabe der Praxis ist es, dieses Spiel der Kräfte zu berücksichtigen, und schmerzlich wird es dabei empfunden, daß es bisher noch nicht gelungen ist, einwandfreie Berechnungsweisen zu finden. Unsere Erddrucktheorie stützt sich heute auf Annahmen und Beobachtungen, die vor mehr als 100 Jahren gemacht sind; Fortentwicklung ist, im ganzen gesehen, wenig zu spüren, und so kommt es denn, daß Dr. Fre und klagen kann, die Lehre vom Erddruck werde heute „auf den Hochschulen mit Widerwillen gelehrt und gelernt“. Dabei darf nicht verkannt werden, daß das alte Rüstzeug, das uns Coulomb und seine Nachfolger geliefert haben, vielfach trotz seiner unstrittenen Ausgangspunkte zu praktisch brauchbaren Ergebnissen führt. Vielleicht liegt gerade hierin die Ursache des so auffälligen Zurückbleibens der Erddrucklehre gegenüber anderen Zweigen der Statik. Erst in allerneuester Zeit ist man an die experimentelle Untersuchung der statischen Verhältnisse im geschütteten Boden herangegangen und es wird wohl noch lange dauern, ehe man hier praktisch brauchbare, allgemeingültige Grundlagen gefunden hat. Solange das aber nicht der Fall ist, muß man sich bescheiden, den Erddruckverhältnissen mehr beschreibend als rechnend nachzugehen und in praktischen Fällen das erprobte Alte unter sehr kritischer Würdigung der örtlichen Verhältnisse anzuwenden.

Bei dieser Sachlage sehen wir uns nicht veranlaßt, hier eine eingehende Abhandlung über die verschiedenen Sonderfälle der Erddruckberechnung zu bringen,

sondern wollen uns begnügen, die Grundzüge unseres heutigen Wissens vom Erddruck kurz zusammenzufassen. Für weiteres Eindringen in dieses Gebiet muß auf die angegebenen Quellen verwiesen werden.

Wesen des Erddrucks.

Nach heutiger Auffassung müssen wir den Erdboden, soweit er nicht aus festem Gestein besteht, ansehen als eine Masse, bei der wie in einer Flüssigkeit die einzelnen Teilchen ohne Materialzerstörung gegeneinander verschoben werden können, dabei aber zum Unterschied von der Flüssigkeit einer solchen Verschiebung durch Haftung und Reibung einen von der Art des Bodens abhängigen Widerstand entgegenzusetzen. Als Folge dieses inneren Widerstandes kann die Begrenzungsfläche eines Erdkörpers bis auf einen Bruchteil des sog. hydraulischen Druckes — $\gamma \cdot h$ — entlastet werden, ehe eine über die elastische Dehnung der Teilchen hinausgehende grobe Umlagerung stattfindet, und andererseits kann durch äußere Kräfte der Druck auf einen Erdkörper auf ein Mehrfaches von $\gamma \cdot h$ gesteigert werden, ehe das Gleichgewicht des Bodens gestört wird.

Grenzwerte des Erddrucks.

Die beiden Grenzwerte des Druckes, bei denen das Gleichgewicht im Erdkörper gestört wird, sind maßgebend für die Berechnung der Standsicherheit unserer Bauwerke. Aus einer veralteten Auffassung heraus führen die Grenzwerte heute noch die Bezeichnungen aktiver Erddruck für den Kleinst- und passiven Erddruck für den Größtwert. Diese Bezeichnungen behalten wir bei, um keine Verwirrung anzurichten, sind uns aber dabei bewußt, daß sie nicht den Kern der Sache treffen.

Coulombsche Theorie.

Bei Störungen des Gleichgewichts der Erde hinter einer Wand verschieben sich die einzelnen Erdteilchen gegeneinander, und schon der berühmte Festungsbauer Vauban wußte, daß die Trennfläche zwischen ruhenden und bewegten Teilchen nahezu eine Ebene durch den Fuß der Wand war. Man glaubte zunächst, daß die Trennfläche eine natürliche Böschungsfläche sei, d. h. eine Ebene, die sich ausbilden würde, wenn der Erdkörper sich frei und ungehindert abböschern könnte, und man nannte die Trennfläche eine Gleitfläche, weil oberflächliche Beobachtungen den Eindruck erwecken, als rutsche der bewegte Erdkörper auf dieser Fläche als Ganzes ab. Der berühmte Physiker Coulomb (1736—1806) erkannte als erster, daß die Gleitfläche im allgemeinen nicht mit der natürlichen Böschung zusammenfällt, sondern daß die Bestimmung ihrer Lage eine Aufgabe der Maxima und Minima ist. Er untersuchte in jedem einzelnen Falle verschiedene Lagen der Gleitfläche unter der Annahme, daß die Richtung der Mittelkraft auf der Gleitfläche mit der normalen zur Gleitfläche den auch als natürlichen Böschungswinkel bezeichneten Reibungswinkel zwischen Erde und Erde = ϱ bildet und daß die Richtung des Druckes an der Wand mit der Normalen zur Wand den von der Rauigkeit der Wand und der Art des Hinterfüllungsbodens abhängigen, experimentell zu bestimmenden Winkel δ bildet (Abb. 22). Die drei an dem abgleitenden Prisma ABC angreifenden Kräfte E_1Q und G müssen dann, damit Gleichgewicht vorhanden ist, sich in einem Punkte schneiden und ein geschlossenes Kräftedreieck bilden. Daraus ergibt sich, wenn wir den Neigungswinkel der Gleitfläche gegen die Wagerechte mit ϑ bezeichnen und die Summe der Winkel $\alpha + \delta = \psi$ setzen

$$E = G \frac{\sin(\vartheta - \varrho)}{\sin(\vartheta - \varrho + \psi)}.$$

Dieses E wird für verschiedene Winkel ϑ , also für verschiedene Lagen der Gleitflächen verschieden, es ergibt für die Grenzwerte des aktiven oder passiven Erd-

druckes ein Minimum oder Maximum. Für den einfachen Fall senkrechter Wand, horizontaler, unbelasteter Erdoberfläche und horizontalem Erddruck ergibt sich aus $\frac{dE}{d\vartheta} = 0$ der Gleitwinkel

$$\vartheta = 45^\circ + \frac{\varrho}{2} \text{ für den aktiven und}$$

$$\vartheta = 45^\circ - \frac{\varrho}{2} \text{ für den passiven Erddruck}$$

und ferner

$$E_a = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varrho}{2}\right),$$

$$E_p = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varrho}{2}\right).$$

Diese einfachen Ausdrücke für die Größe des aktiven und des passiven Erddruckes benutzt man heute vielfach nicht nur für lotrechte Wände und horizontales Gelände, sondern auch bei geneigter Wand und geneigtem Gelände, die Richtung des so für $\delta = 0$ ermittelten Erddruckes nimmt man dann je nach der Rauhgigkeit der Wand an. Ein solches Verfahren ist berechtigt, nachdem Müller-Breslau für Stützmauern nachgewiesen hat, daß die Standsicherheit mehr von der Richtung als von der Größe des Erddruckes abhängig ist.

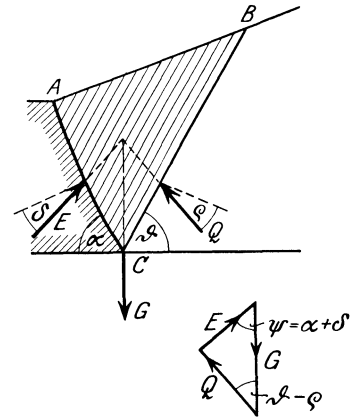


Abb. 22. Coulombsche Gleitfläche.

Das Verfahren Coulombs ist von Culmann und Rebhan fortgebildet und besonders von Poncelet für den Fall ebener Wand, ebener Hinterfüllung und gleichmäßiger Belastung zu eleganter zeichnerischer Darstellung entwickelt, man lese darüber in den speziellen Erddruckbüchern von Krey, Max Möller und Müller-Breslau nach, auch die gebräuchlichen Taschenbücher bringen das Erforderliche.

Die Coulombsche Erddrucktheorie, die sich auf die Annahme ebener Gleitflächen stützt, ist in neuerer Zeit vielfach angegriffen, indem rechnerisch und auch durch Versuche nachgewiesen wurde, daß die Gleitflächen tatsächlich nicht eben, sondern gekrümmt sind. Andere Versuche aber haben gezeigt, daß die nach Coulomb ermittelten Werte des Erddruckes wenigstens beim aktiven Erddruck so nahe mit der Wirklichkeit übereinstimmen, daß man bei praktischen Berechnungen keine krummen Gleitflächen zugrunde zu legen braucht, auch wenn solche in Wirklichkeit auftreten.

Etwas anders liegen die Verhältnisse beim passiven Erddruck. Franzius machte bei seinen Versuchen auf diesem Gebiet die Erfahrung, daß der passive Erddruck ein Mehrfaches des nach Coulomb ermittelten Erddruckes ausmacht und führt dies darauf zurück, daß unter dem Druck der vorwärtsbewegten Wand veränderliche Reibungswinkel auftreten. In der Tat ist es nach den Forschungen von Terzaghi und einigen schwedischen Forschern heute recht zweifelhaft geworden, ob die Reibungswiderstände an der Oberfläche, die einem Abrollen der Materialteilchen auf der natürlichen Böschung entgegenreten, überhaupt mit den bedeutend verwickelten Vorgängen im Innern des Erdkörpers gleichgesetzt werden können. Terzaghi berichtet u. a. über Versuche, bei denen sich für ein und denselben Sand Reibungswerte zwischen 0,25 und 0,44 und zwischen 0,31 und 0,70 je nach der Art des Belastungsvorganges und des Flächendruckes ergaben. Bei plastischen Bodenarten kommt noch dazu, daß der Reibungswinkel vom Wassergehalt abhängig ist und dieser wiederum vom Druck. Veränderliche Reibungswinkel aber bedingen gekrümmte Gleitflächen, und die Versuche von Krey lassen solche auch erkennen. Besonders bei negativer Erddruckneigung

weichen die wirklichen Gleitflächen sehr stark von der Ebene ab und auch die Abweichungen der wirklichen Erddruckgröße von der nach Coulomb ermittelten sind erheblich. In solchen Fällen empfiehlt Krey mit gekrümmten, z. B. kreisförmigen Gleitflächen zu rechnen.

Kreisförmige Gleitflächen.

Kreisförmige Gleitflächen sind auf Grund von tatsächlichen Beobachtungen in letzter Zeit verschiedentlich angewandt bei der Untersuchung von Kaikonstruktionen in weichem Untergrund, um das Entstehen von Rutschungen und ihre Wirkung zu verfolgen; zu brauchbaren Ergebnissen haben diese Untersuchungen z. B. in Gothenburg geführt, wo im Gebiet des Hafens sehr verschiedenartiger und weicher Boden ansteht. Prof. Möller berichtet hierüber in seinen Erddrucktabellen, auch Krey erwähnt dieses Beispiel, das Prof. Sven Hultin zuerst untersucht hat.

In ähnlicher Lage wie die Hafenverwaltung von Gothenburg befand sich die von Schanghai, wo der Untergrund gleichfalls aus weichem, nur selten von dünnen Sand-schichten durchsetztem Lehm besteht. Verschiedene Einstürze von Kaianlagen ergaben stets dasselbe Bild: Landeinwärts, ziemlich weit von der Kaikante, bildete sich ein verhältnismäßig steiler Abbruch, etwa an der Stelle der früheren Kaikante ergaben Lotungen die größte Tiefe und mehrere Meter

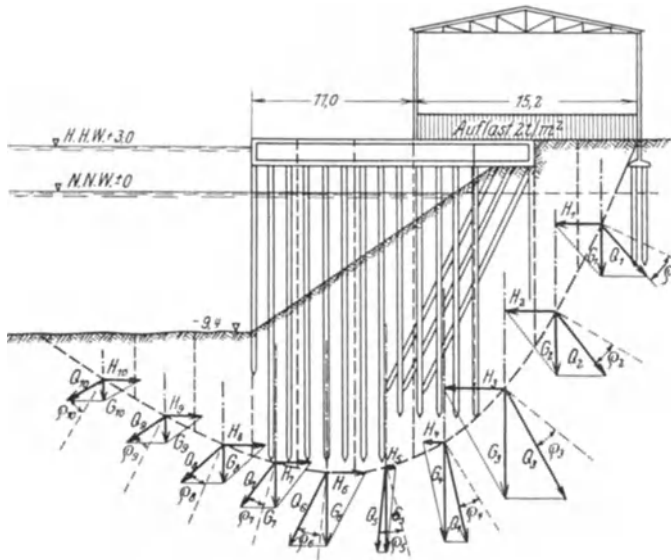


Abb. 23. Gekrümmte Gleitflächen bei der Berechnung von Kaianlagen in Shanghai. (Nach Berrer, Bautechnik 1925.)

flußwärts wurde ein Wall hochgetrieben, dessen Scheitel erheblich über der ursprünglichen Flußsohle lag. Auf Grund dieses Bildes mußte auf eine stark gekrümmte Rutschfläche geschlossen werden, die Hafenbauverwaltung hat daher für solche Fälle eine besondere Berechnungsweise eingeführt, die sich gut bewährt hat. Das Verfahren ähnelt dem in Gothenburg zuerst angewendeten, zeichnet sich aber durch ganz besondere Einfachheit und Übersichtlichkeit aus¹. Zunächst wird an der zu untersuchenden Stelle eine Rutschfläche, die der nach den bisherigen Erfahrungen zu erwartenden Form entspricht, versuchsweise angenommen. Dann wird der darüberliegende Boden mitsamt seiner Belastung durch die Kaimauer und zu erwartende Auflasten in lotrechte Streifen zerlegt und das Gewicht der einzelnen Streifen ermittelt. Diese Gewichte G_1, G_2 usw. werden an der Rutschlinie zerlegt in eine Komponente, die mit der Senkrechten zur Tangente der Rutschlinie den Winkel ϱ einschließt, und in eine wagerechte Komponente. Berücksichtigt wird dabei, daß bei den dortigen Bodenverhältnissen der Reibungswinkel mit der Tiefe abnimmt. Wie Abb. 23 zeigt, ist nur ein Teil der wagerechten Komponenten flußwärts, der andere landwärts gerichtet. Gleichgewicht kann nur be-

¹ Bautechnik 1925, S. 728.

stehen, wenn die Summe der landwärts gerichteten Komponenten mindestens gleich der Summe der flußwärts gerichteten ist; zur Sicherheit wird ein Überschuß von 20% gefordert. Die Untersuchung wird für mehrere mögliche Rutschflächen wiederholt, wobei die ungünstigste, die bei einiger Übung leicht gefunden wird, maßgebend ist.

Richtung des Erddruckes.

Zu den grundlegenden Annahmen der Coulombschen wie übrigens auch jeder anderen Erddrucktheorie gehört der Winkel δ , um den der Erddruck auf eine Wand von der Normalen zu dieser Wand abweicht (siehe Abb. 22). Hier gehen die Meinungen stark auseinander. Während einige Forscher, wie Müller-Breslau, $\delta = 0$ empfehlen und in dieser Wahl einen die Unsicherheit der ganzen Berechnungsweise ausgleichenden Faktor sehen, meinen andere, daß man bei geeigneter Hinterfüllung $\delta = \mp \varrho$ einsetzen dürfe. Die richtige Einschätzung dieses Winkels ist aber, wie besonders Müller-Breslau gezeigt hat, für die Standsicherheit eines Bauwerkes wichtiger als die Größe des Erddruckes selbst. Wir schließen uns der Ansicht von Möller an, der δ zwischen $\frac{1}{3}$ und $\frac{2}{3}\varrho$ je nach der Rauigkeit der Wand schwanken läßt und nur für besondere Fälle, wie für Kai-mauern im Ebbe- und Flutgebiet und für Fälle, in denen der Erdkörper besonders starken Erschütterungen unterworfen ist, wie z. B. der obere Teil von Eisenbahndämmen, $\delta = 0$ fordert.

Erddrucktabellen.

In besonders wichtigen oder besonders unübersichtlichen Fällen wird man auch heute noch ein zeichnerisch rechnerisches Verfahren anwenden müssen, darf dabei aber nie die unsichere Unterlage vergessen, auf der die ganze Erddrucktheorie ruht. Auch die allgemein gebräuchlichen Werte für Einheitsgewichte und Böschungswinkel, wie sie z. B. in der Hütte wiedergegeben sind, stimmen meistens nicht mit der Wirklichkeit überein, werden aber nur sehr selten besonders untersucht. Aus diesem Grunde warnt schon Müller-Breslau vor allen Feinheiten und empfiehlt die Größe des Erddruckes nach den auf S. 43 bereits mitgeteilten Formeln zu berechnen, auch wenn die Wand nicht senkrecht und die Oberfläche nicht horizontal ist.

Dem gleichen Zweck, den entwerfenden Ingenieur von der Rechenarbeit zu entlasten und sein Augenmerk nicht von den Annahmen und Festsetzungen, die für die Standsicherheit maßgebend sind, abzulenken, erreicht man durch die Anwendung von Erddrucktabellen, von denen die von Krey und Möller die verbreitetsten sind. Die beiden Tabellen sind im großen und ganzen auf derselben Grundlage aufgebaut und ergänzen sich vielfach. Die Müllerschen Tabellen berücksichtigen dabei besonders die Wasserverhältnisse vor und hinter der zu untersuchenden Wand.

Beispiele für zeichnerische Untersuchungen von Erddruckaufgaben findet man außer in den beiden erwähnten Tabellenwerken in reicher Fülle auch im Handbuch für Eisenbeton, Band: Grund- und Mauerwerksbau, bearbeitet von O. Colberg und A. Novack.

Tragfähigkeit des Baugrundes.

Die nutzbare Tragfähigkeit oder, was dasselbe ist, die zulässige Belastung eines Baugrundes ist abhängig von der Senkung, die auftreten darf, ohne daß das Bauwerk zerstört oder in seinem Zweck wesentlich behindert wird. Diese zulässige Senkung steht nun leider in keinem festen Verhältnis zur Belastung der Bodeneinheit, das Hooksche Gesetz hat nur bei geringer Belastung Gültigkeit, auch wird der Zusammenhang zwischen Belastung und Senkung verdunkelt durch

den Einfluß, den erfahrungsgemäß Belastungszeit und Größe der Belastungsfläche haben. Diese Einflüsse sind heute rechnerisch noch nicht zu erfassen, dagegen wissen wir leider, daß auch anscheinend ganz gleichmäßiger Baugrund an verschiedenen Stellen durchaus verschiedene Tragfähigkeit aufweisen kann. Klärung kann hier nur in jedem Einzelfall eine sorgsam durchgeführte Probelastung bringen; Probelastungen bei einigermaßen großen Belastungsflächen sind aber teuer und nur bei wichtigeren Bauwerken zu vertreten. Bei geringeren Bauvorhaben muß man sich deshalb mit dogmatisch festgelegten Grenzen begnügen, die, um alle nichtkontrollierten Einflüsse zu berücksichtigen, naturgemäß recht niedrig liegen. Um hier einer einheitlichen Auffassung vorzuarbeiten, hat der sehr tätige DIN.-Ausschuß ein Normenblatt für dieses Gebiet herausgebracht, dem wir folgende Angaben entnehmen:

1. Zulässige Beanspruchung bei
 - a) Auffüllungen, alten Schuttalagerungen bis zu $0,5 \text{ kg/cm}^2$,
 - b) abgelagerten Sandschüttungen bis $1,0 \text{ kg/cm}^2$,
 - c) festem feinkörnigem Sand, festgelagertem trockenem Ton sowie Kies mit Schichten von geringem Sandgehalt $2,5\text{--}3,5 \text{ kg/cm}^2$,
 - d) festgelagertem grobem Sand, Kies, festem trockenem Mergel $3,0$ bis $5,0 \text{ kg cm}^2$,
 - e) Fels darf nach Beseitigung der Verwitterungsschicht mit zwei Dritteln der für das betreffende Gestein festgesetzten Druckspannung (D.I.N.E. 1053) beansprucht werden.

2. Bei tiefliegender Gründung, z. B. Pfeiler-, Brunnen- und Kastengründung darf die zulässige Beanspruchung um die Pressung erhöht werden, die durch die über der Bausohle lagernden Bodenmassen ausgeübt wird.

3. Eine höhere Beanspruchung als die unter 1a bis 1d festgesetzte ist auf Grund von Belastungsversuchen (1) oder ausnahmsweise unter besonderer Begründung zulässig.

4. Bei Pfahlgründungen ist einerseits die Tragfähigkeit der Pfähle, andererseits die Beanspruchung des Baustoffes über dem Pfahlkopf zu berücksichtigen. In zweifelhaften Fällen ist die Tragfähigkeit der Pfähle durch Probelastungen zu ermitteln (2).

Anmerkungen: (1) Als zulässige Bodenpressung kann im allgemeinen etwa die Hälfte der Bodenbeanspruchung, die bei einer belasteten Bodenfläche von 900 cm^2 nach dem Eintreten des Ruhezustandes eine Einsenkung von 1 cm hervorruft, angesehen werden. Diese Regel gilt nur bei annähernd gleichmäßiger Belastung des Baugrundes.

(2) Wenn von der Beanspruchung des Baustoffes am Pfahl abgesehen wird, kann als zulässige Pfahlbelastung höchstens zwei Fünftel der äußersten Belastungsgrenze, d. h. der auf einen Einzelpfahl aufgebrauchten Probelast, die der Eindringungswiderstand des Bodens überwindet, angesetzt werden und andererseits höchstens die Hälfte der Setzungsgrenze, d. h. der Probelast, bei der die gleichmäßige Zunahme der Senkung aufhört.

Von diesem Normenentwurf besonders wichtig scheinen uns die bescheiden in den Anmerkungen untergebrachten Vorschriften für die Auswertung von Probelastungen. Es ist schon viel gewonnen, wenn sich hier eine einheitliche, durch praktische Berührung begründete Auffassung durchsetzt.

Weiter als der Deutsche Normenausschuß, der sich damit begnügt, Grenzen abzustecken, geht der Österreichische Normenausschuß, der den Boden durch direkte Prüfungen zu „normen“ sucht. Unter Vermeidung einer Flächenbelastung, bei der ja Größe und Form der Belastungsfläche eine Rolle spielen, empfiehlt er, Kegeldruckversuche auszuführen, deren praktischen Wert vor allen Dingen in der Handlichkeit und Billigkeit des benötigten Gerätes liegt. Baudirektor Stern in Wien hat hierfür einen besonderen Bodenprüfer konstruiert, der schon

vielfach Anwendung gefunden hat¹. Er behauptet, daß durch Kegeldruckproben mit seinem Apparat die Unschädlichkeit eines bestimmten Bodendruckes für eine Baustelle festzustellen sei.

Zur Verwendung gelangt eine 20 cm lange stählerne Kegelspitze von nur 50 cm² Querschnitt, die durch ruhigen Druck allmählich bis zum Doppelten der beabsichtigten spezifischen Pressung belastet wird. Das Maß der Eindringungstiefe soll Rückschlüsse auf die zu erwartende Senkung des geplanten Bauwerks zulassen, und zwar soll bei Bauwerken mit einer zulässigen Setzung von 30 mm die Gesamteindringung der Prüfungsnadel nicht mehr als 6 cm, bei Bauwerken mit höchstens 10 mm zulässiger Setzung nicht mehr als 4 cm betragen. Diese Maße sind als Mittel aus mindestens drei einwandfreien Versuchen zu bestimmen. Die nebenstehende Abb. 24 zeigt die Anordnung des Sternschen Bodenprüfers.

Für flächenhafte Probelastungen dürfen die Belastungsflächen nicht zu klein genommen werden, da die Senkung, wie schon erwähnt, auch von der

Größe der Belastungsfläche abhängig ist. Belastungsflächen von etwa 1 m² erfordern aber hohe Auflasten und damit die Aufwendung erheblicher Kosten, es sind deshalb verschiedene Verfahren ausgearbeitet, um die Tragfähigkeit des Bodens auch bei Anwendung bescheidener Mittel durch Flächenbelastung einwandfrei festzustellen. R. Meyer schlägt in der Deutschen Bauzeitung 1900

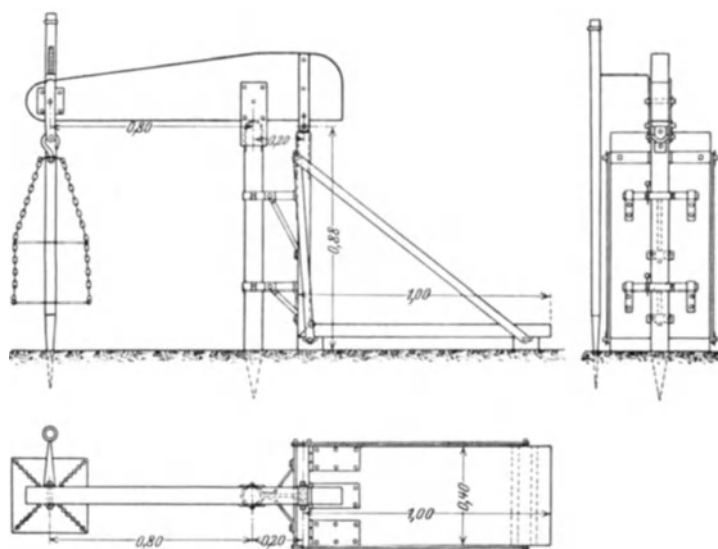


Abb. 24. Bodenprüfer von Stern.

einen Apparat vor, bei dem ein Stempel von 5—20 cm² Fläche, der in einer auf dem Boden festaufstehenden Hülse steht, durch Gewichte auf den Boden gepreßt wird. Die Relativverschiebung zwischen Stempel und Hülse wird durch einen Hebelarm auf eine Mikrometerschraube und von dieser auf einen Mechanismus übertragen, der die Verschiebung in 100facher Vergrößerung anzeigt. In derselben Zeitschrift, Jahrgang 1916, S. 167 und 175, finden wir eine Bodenprüfmaschine beschrieben, die nun schon Plattengrößen von 1500, 500 und 250 cm² aufweist und wie der Sternsche Bodenprüfer nach Art einer Dezimalwaage belastet wird. Eine andere Belastungsart benutzt das von der American Society of Civil Engineers eingesetzte „Foundation Committee“. Die Probelastung wird dabei nach Terzaghi auf dem Boden einer Probegrube vorgenommen. Nach erfolgter Ausschachtung der Grube setzt man auf den eingeebneten Boden derselben ein lotrecht gestelltes, etwa 76 cm hohes, glasiertes Steinzeugrohr mit einem Durchmesser von 38 cm und umschüttet es bis zur Höhe von etwa 70 cm mit Sand. Die Umschüttung hat den Zweck, den Untergrund während der Belastungs-

¹ Vgl. Schweiz. Bauzg. 1925, S. 202; Bauing. 1927, S. 664.

versuche vor einer Verletzung zu bewahren. Auf den Boden des vom Rohr umschlossenen Raumes ruht eine gußeiserne Druckplatte mit einem Durchmesser von 34,3 cm ($F = 927 \text{ cm}^2$), auf die Druckplatte stützt sich ein Holzstempel 27/27. Das obere Ende des Stempels wird durch einen Kantholzhebel belastet, der an einem Sattelholz drehbar befestigt und durch ein Gegengewicht ausbalanciert ist. Druck und Lastarm verhalten sich wie 1 : 10, mit der Vorrichtung können Belastungen bis 10 kg/cm erzielt werden. Die auftretenden Senkungen werden in fünffacher Vergrößerung an einem Zeigerwerk abgelesen.

Über einen in größerem Maßstabe durchgeführten Versuch der Tragfähigkeit unsicheren Baugrundes durch Probelastungen zu ermitteln, berichtet Prof. Kayser¹. Es handelt sich um Vorarbeiten zum Bau einer Wartebrücke in Posen. Der Untergrund an der Brückenbaustelle bestand aus sehr feinem, im Wasser abgelagerten Sand und zeigte bei oberflächlicher Prüfung nur eine geringe Tragfähigkeit. Seine Verwendbarkeit für eine Flachgründung der Brückenpfeiler war festzustellen. Zu diesem Zwecke wurden auf Bodenschichten, die unmittelbar unter der Grundwasseroberfläche lagen, zwei quadratische Pfeiler von je 50 cm Seitenlänge in

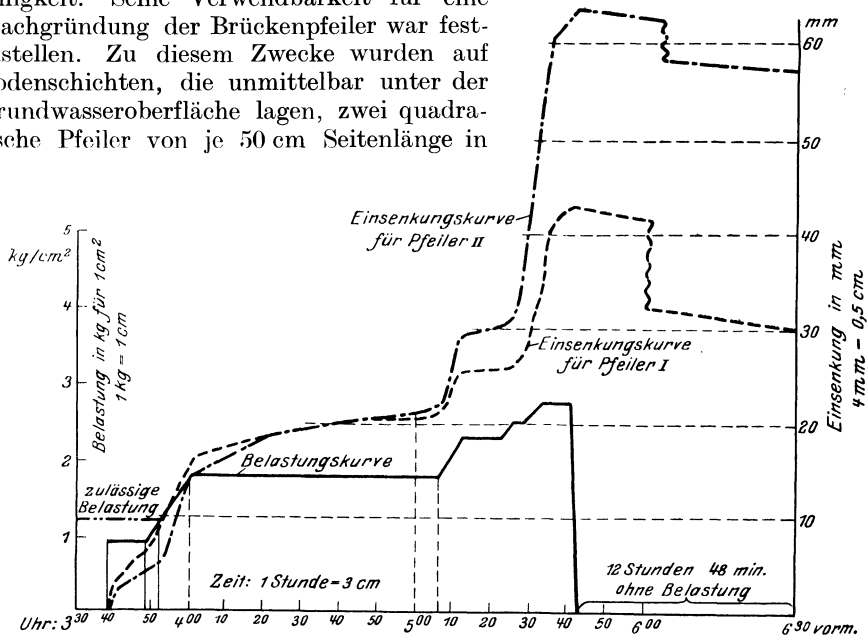


Abb. 25. Zusammenhang zwischen Bodenbelastung und Senkung nach Kayser. (Bautechnik 1924.)

einem Abstände von etwa 2 m errichtet. Auf diese Pfeiler wurden I-Eisen gelegt und mit Sand belastet. Bei den angestellten Versuchen sollte insbesondere die Wirkung der Zeit auf die Eindringungstiefe festgestellt werden. In der Abb. 25 sind die Ergebnisse der Probelastung eingetragen. Aus der Senkungskurve ist zu erkennen, daß beim Aufbringen der Eigenlast, bestehend aus den Trägern und der Sandkiste, zunächst ein starkes Einsinken der Pfeilergrundfläche stattfand. Beim Aufbringen weiterer Belastung ging dann die Einsenkung langsamer vor sich und stieg dauernd entsprechend der aufgetragenen Belastung. Zwischen 4 und 5 Uhr nachmittags war eine Pause eingelegt und trotzdem zeigte der Pfeiler in dieser Zeit beträchtliches weiteres Einsinken. Bei einer Belastung von 2,5 kg/cm² ergaben sich bereits so starke Einsenkungen, daß der Versuch abgebrochen werden mußte. Nun wurden die Pfeiler entlastet und nach der Entlastung setzte eine Ruhepause von etwa 12 Stunden ein. In dieser Zeit ging die Einsenkung nur um wenige Millimeter zurück. Aus der Senkungskurve

¹ Kayser: Bautechnik 1924, S. 670.

erkennen wir, daß die Senkung nur bei niedrigen Belastungen einigermaßen den Belastungen proportional verläuft, also dem Hookschen Gesetz entspricht, und daß die Belastungszeit eine große Rolle spielt, da die Senkungen sich auch unter der ruhenden Last fortsetzen. Lang andauernde Belastungen sind also erforderlich, um die Maximalsenkung bei einer bestimmten Auflast zu erhalten. Wir erkennen ferner, daß die Elastizität des überlasteten, von Wasser durchtränkten Sandbodens sehr gering ist.

Prof. Kayser entnimmt seinen Versuchen, daß eine Belastung von $1,2 \text{ kg/cm}^2$ zulässig ist.

Wie irreführend Probelastungen ohne genügende Berücksichtigung des Zeitfaktors ist, zeigt ein von Terzaghi mitgeteiltes Beispiel. Vor der Erbauung eines auf dem zähen Schlamm des Goldenen Horns bei Konstantinopel errichteten Maschinenhauses hatte man eine Probelastung vorgenommen, bei der sich die Lastfläche bei einer Belastung von 4 kg/cm^2 nur um wenige Millimeter gesenkt hatte. Man gründete daraufhin das Bauwerk auf einer Betonplatte mit 2200 m^2 Grundfläche und glaubte dabei sehr sicher zu gehen, da die Bodenbeanspruchung nur $0,8 \text{ kg/cm}^2$ betrug. Man hatte jedoch den Zeitfaktor, der besonders im Lehm- und Tonboden eine große Rolle spielt, nicht genügend beachtet, d. h. die Probelastung nicht lange genug wirken lassen. Unter der Last des Bauwerkes wuchs die Senkung im Laufe der Jahre auf 40 cm an.

Druckverteilung im Boden.

Die Tragfähigkeit eines Untergrundes rechnerisch zu erfassen, bleibt problematisch, solange der Weg hierzu über die klassische Erddrucktheorie führt. Immerhin sei aber darauf hingewiesen, daß Krey in seinen Erddrucktabellen¹ diesen Weg geht, und zwar untersucht er die Verhältnisse unter der Bausohle sowohl unter Anwendung ebener wie gekrümmter Gleitflächen; er selbst gibt aber zu, daß man

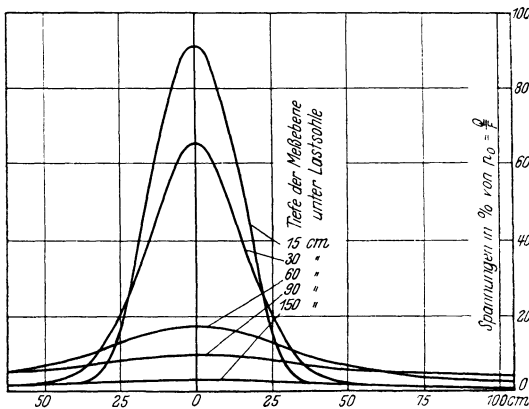


Abb. 26.

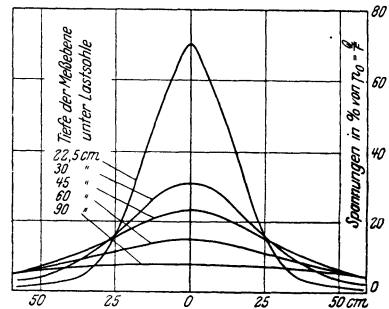


Abb. 27.

Abb. 26 und 27. Druckverteilung in Sand- und Tonboden bei mittlerer Belastung.
(Nach Kögler und Scheidig, Bautechnik 1927.)

bei ebenen Gleitflächen die Grenzen, innerhalb deren die Coulombsche Theorie sich einigermaßen bewährt hat, überschreitet und daß man bei gekrümmten Gleitflächen mehrere unbewiesene Annahmen machen muß, wenn man zum Ziel kommen will.

Große Bedeutung für die Lösung dieser wichtigen Frage gewinnen unter diesen Umständen Versuche, die zum Ziele haben, die Druckverteilung im Boden unter einer belasteten Fläche zu ermitteln, um womöglich daraus dann auf Tragfähigkeit und Senkung unter einer bestimmten Belastung Schlüsse zu ziehen.

¹ Krey: Vgl. S. 122 ff.

Schon die ersten dieser Versuche, die bereits 1879 an der Technischen Hochschule in Prag durchgeführt sind, zeigten, daß unter mittiger Belastung der Druck sich im Boden nicht gleichmäßig verteilt, sondern mit der Tiefe nach außen hin schnell abnimmt. Zu ähnlichen Ergebnissen kam dann Strohschneider in Glatz, der allerdings in sehr kleinem Maßstabe arbeitete. Hier-nach nahmen sich die Amerikaner der Frage an, und zwar in erster Linie die Hochschule in Pennsylvania in Pennsylvania.

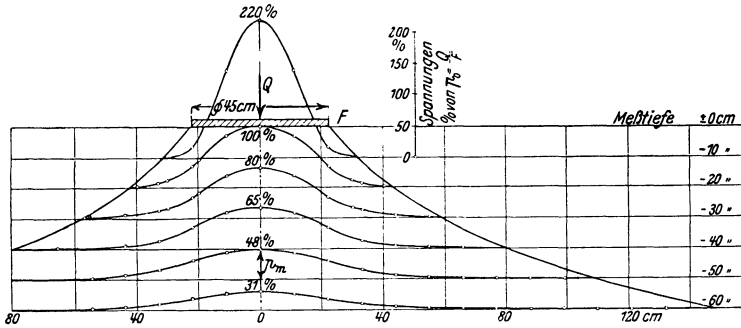


Abb. 28.

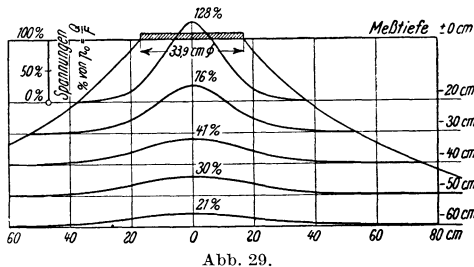


Abb. 29.

Abb. 28 und 29. Prozentkurve der Druckverteilung im trockenen Sand unter steifer Platte. (Nach Kögler, Bautechnik 1927.)

in der Baupraxis vorkommenden Lastflächen verglichen werden können. Verwendet wurde trockener Quarzsand, der in Lagen von 10 cm Stärke in das 4,0 · 4,2 m große Versuchsfeld eingebracht war. Die Versuche bestätigen die

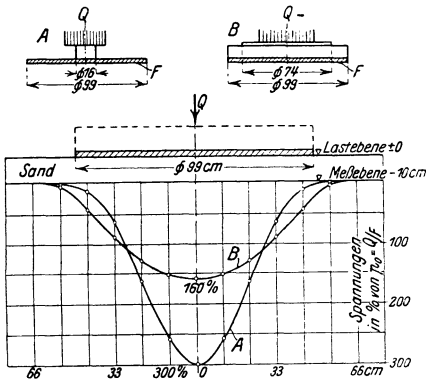


Abb. 30. Druckverteilung unter einer elastischen Platte mit mittiger Belastung. A Eisenplatte. B Betonplatte. (Nach Kögler, Bautechnik 1927.)

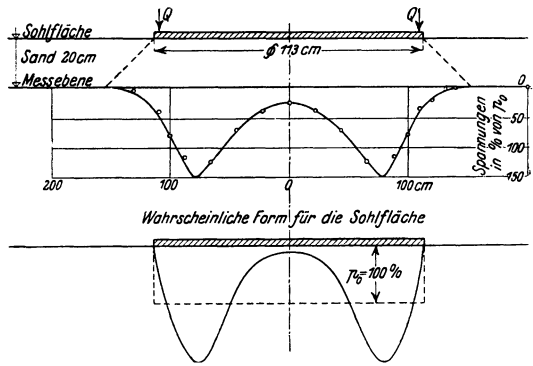


Abb. 31.

Druckverteilung unter einer elastischen Platte mit Randbelastung. (Nach Kögler, Bautechnik 1927.)

amerikanischen Erfahrungen auch für solche größeren Lastflächen, die mitgeteilten Kurven lassen auch hier erkennen, daß die in der Praxis angenommene gleichmäßige Druckverteilung im Boden nirgends vorhanden ist. Setzt man den

¹ Kögler u. Scheidig: Bautechnik 1927, S. 418.

Quotienten $p_4 = \frac{Q}{F} = 100$, so erhält man für die Druckverteilung im Boden die in Abb. 28 und 29 dargestellten Prozentkurven. Da nun die Summe aller Spannungen in jeder Ebene $= Q$ sein muß, so folgt, daß unmittelbar unter der Belastungsfläche der Druck in der Mitte größer sein muß als p_0 . In den vorliegenden Belastungsfällen wurden 220 bzw. 128 % festgestellt.

Aus den bisherigen Versuchsreihen praktische Schlüsse zu ziehen, ist bisher noch nicht geglückt, sie zeigen nur, daß die übliche Auffassung der gleichmäßigen Druckverteilung falsch ist und daß die Druckverteilung sehr wesentlich von der Größe der Belastungsfläche abhängt. Die mitgeteilten Versuche gehen dabei davon aus, daß die Belastungsplatte durchaus starr ist, eine Voraussetzung, die bei elastischen Verteilungsplatten jedenfalls nicht stimmt. Solche Platten zeigen infolge ihrer Nachgiebigkeit ganz andere Druckdiagramme, wodurch eine weitere Unsicherheit in die Rechnung gebracht wird. Abb. 30 zeigt nach Köhler die Druckverteilung in 10 cm Tiefe unter verschiedenen steifen Platten, die mittig belastet sind, Abb. 31 die Druckverteilung unter einer elastischen Platte mit Randbelastung. Mit solchen elastischen Platten werden wir uns noch bei den „Flachgründungen“ zu beschäftigen haben.

Einfluß von Form und Größe der Belastungsfläche.

Wir sagten bereits, daß es bisher nicht geglückt ist, aus diesen und ähnlichen Versuchen Schlüsse für die Praxis zu ziehen. Diese rechnet daher zunächst noch wenigstens bei steifen Platten durchweg mit geradliniger Druckverteilung. Bei den geringen Belastungen, die in der Regel zugelassen werden, kann man sich mit dieser vereinfachenden Annahme abfinden, ebenso wie man sich damit abfinden muß, daß wir bisher über den Einfluß der Größe und Form der Belastungsfläche auf die Druckverteilung und damit auch auf die Bautechnik so wichtige Senkung unserer Bauwerke keine bestimmten Angaben machen können. Sicher ist nur, daß auch bei gleich großen Belastungen der Flächeneinheit verschieden große und verschieden geformte Belastungsflächen sich ungleich senken und daß die Senkungen um so größer ausfallen, je gedrängter die Belastungsfläche ist. Es ist dies wohl zurückzuführen auf das Mittragen der benachbarten Schichten, die bei aufgelösten Grundflächen mehr als bei gedrängten zur Unterstützung herangezogen werden.

Zunahme der Tragfähigkeit mit der Tiefe.

Die bisherigen Ausführungen über Tragfähigkeit beziehen sich auf Belastungen an der Erdoberfläche, Angaben über zulässige Beanspruchung gelten stets nur für diese. Für tieferliegende Schichten ist zu beachten, daß diese Schichten einmal schon durch die Auflast ihrer Bedeckung zusammengedrückt und damit tragfähiger gemacht sind und daß sie außerdem in engen Baugruben schwerer ausweichen können als an der Oberfläche. Diesen Verhältnissen trägt man praktisch dadurch Rechnung, daß man die zulässige Oberflächenbelastung für Belastungen in der Tiefe nur das Gewicht der im unberührten Boden auf der belasteten Grundfläche ruhenden Erdsäule erhöht. Man erhält dann für die zulässige Belastung in der Tiefe h

$$p_t = p_0 + \gamma_e \cdot h.$$

Zu beachten ist, daß mit dieser Zunahme natürlich nur gerechnet werden darf, wenn die unteren Schichten ungestört sind und auch nicht im Laufe des Bauvorhabens etwa durch Abgrabungen neben ihnen oder aufquellendes oder fließendes Grundwasser gestört werden können.

II. Die verschiedenen Gründungsarten.

A. Flachgründungen.

Allgemeines.

Sind die oberen Schichten eines Baugrundes so fest, daß sie die Last des Bauwerkes, das auf ihnen errichtet werden soll, ohne weiteres tragen können, und sind sie auch gegen Abrutschen auf unterliegenden geneigten Schichten und gegen Aufweichen durch eindringendes Wasser gesichert, so können wir zu der einfachsten aller Gründungen, der Flachgründung, greifen. Bei ihr ist der Boden nur soweit zu beseitigen, als es der Zweck des Bauwerkes, Unterkellerung usw. erfordert. Zu beachten ist nur, daß etwaige vegetabile Unreinlichkeiten beseitigt werden und daß die Gründung in allen Teilen frostfrei erfolgt, daß die Bau sohle so tief gelegt wird, daß sie gegen Auffrieren, d. h. gegen das Auftreiben durch Frost, der das Wasser im Boden erstarren läßt und es gleichzeitig ausdehnt, gesichert ist.

Frostgrenze.

Die Lage der Frostgrenze ist abhängig von der spezifischen Wärmemenge des Bodens, d. h. von der Wärmemenge, welche erforderlich ist, um die Temperatur des Bodens um 1°C zu erhöhen, und von dem Wärmeleitungsvermögen. Beide Faktoren wachsen mit der Bodenfeuchtigkeit. Außerdem beeinträchtigt die Art der Bodenbedeckung stark die Lage der Frostgrenze.

In Deutschland sind für frostfreie Gründungen in körnigem oder kolloidem Boden 80—90 cm, in milden Gegenden, namentlich in der Nähe der See, auch noch weniger ausreichend. Im Norden muß man tiefer gehen und schließlich dreht sich in den arktischen Ländern, z. B. in Spitzbergen, das Verhältnis um; hier geht man mit Flachgründungen so tief, daß das Bauwerk auf den niemals tauenden Schichten des Untergrundes ruht. An die Stelle der Frostgrenze ist die Taugrenze getreten.

Steht gewachsener, unverwitterter Fels an, so kann man auf frostfreie Gründung verzichten, muß aber in jedem Fall besonders prüfen, ob der Fels auch wirklich frostbeständig ist. Bei sedimentären Gesteinen wird das vielfach nicht der Fall sein.

Randpressungen.

Über die zulässige Oberflächenbelastung der verschiedenen Bodenarten und die etwa zu ihrer Feststellung notwendigen Probelastungen ist bereits das Erforderliche gesagt. Besonders zu beachten ist aber, ob der Boden bei schräg angreifenden Kräften auch den nötigen Reibungswiderstand zu leisten vermag. Setzen sich die Belastungen der Sohle zu einer schrägen Resultierenden R zusammen, so müssen wir diese zerlegen in eine senkrecht zur Sohle wirkende Teilkraft N und eine in der Sohlenrichtung wirkende Teilkraft T . Aus der senkrechten Kraft berechnet man die Randpressungen σ_1 und σ_2 wie bei einem einfachen Stabquerschnitt nach der Kernformel

$$\sigma = \frac{N}{b} \left(1 \mp \frac{6e}{a} \right),$$

wobei e der Abstand des Angriffspunktes von N vom Sohlenmittelpunkt bedeutet (Abb. 32). Eine graphische Auswertung dieser Formel gibt Möller in seinen Erd-drucktabellen S. 126.

Zwischen der Fundamentunterfläche und dem Untergrund können ohne künstliche Hilfsmittel Zugspannungen nicht übertragen werden. Tritt aber N aus dem Kern heraus, so würden rechnerisch an der kraftabgewendeten Seite Zug-

spannungen auftreten. In solchen Fällen verteilen wir die Druckspannungen über eine Breite von 3ξ , worin ξ der Abstand von der gedrückten Kante ist; die Belastungsfigur ist dann ein Dreieck

$$\text{von der Höhe } \sigma = \frac{2N}{3\xi} \text{ und der Breite } 3\xi.$$

Solche Fälle, in denen die Fundamentsohle nicht voll ausgenützt wird, sollte man durch entsprechende Form des Fundamentkörpers vermeiden.

Diese ganze Berechnungsart ist natürlich angreifbar, da, wie wir aus der mitgeteilten Belastungsprobe gesehen haben, für Erde das Hooksche Gesetz nur beschränkt gültig ist, und da wir es nicht mit einem einfachen Stabquerschnitt, sondern mit einer ausgedehnten Masse, in die die Grundplatte eingebettet ist, zu tun haben. Bei unserer Unkenntnis der wirklichen Druckverteilung, die von Form und Größe der Belastungsfläche und der Bodenbeschaffenheit abhängig ist, dürfen wir deshalb nur geringe Randspannungen, etwa in dem Umfange, wie sie der Normenvorschlag S. 46 angibt, zulassen. Dann aber erhalten wir praktisch brauchbare Ergebnisse. Stillschweigende Voraussetzung für den Rechnungsgang ist ferner, daß der Belastungskörper genügend steif ist, um als starr angesehen zu werden. In den meisten Fällen wird dies der Fall sein, bei weit ausladenden Eisenbetonplatten wird man jedoch mit einer gewissen Durchbiegung rechnen müssen und deshalb versuchen müssen, sich auf dem Wege über die Elastizitätstheorie Klarheit über die tatsächlich auftretenden Spannungen zu verschaffen. In der Literatur sind hierfür vielfache Anläufe vorhanden, wir verwiesen bereits auf die Versuche von Kögler und nennen weiter das Handbuch für Eisenbeton, Band Gründungen, und die Veröffentlichung von Dr.-Ing. Schmidtman¹.

Nimmt man an, daß die Bettungsziffer, d. h. das Verhältnis $c = \frac{g}{s}$ konstant ist, so kann man unter Berücksichtigung des elastischen Untergrundes und der Deformation des Fundamentkörpers eine Berechnungsweise ableiten, die für große Fundamentplatten, wie sie durch die Einführung des Eisenbetons in den Gründungsbau möglich geworden sind, brauchbare Ergebnisse gibt. Bezeichnet man als „Senkungslinie“ den Längsschnitt durch die Oberfläche der belasteten Unterlage, als „elastische Linie“ den Längsschnitt durch die Unterfläche der druckverteilenden Platte, so muß an jedem Punkte der Lagerfläche die Senkungslinie mit der elastischen Linie zusammenfallen. Die mathematische Bedingung dieses Zusammenfallens führt zu Differentialgleichungen vierter Ordnung, deren Integrationskonstanten aus den statischen Gleichgewichtsbedingungen abgeleitet werden können. Die Lösung erfordert einen großen Aufwand von Rechenarbeit und ist deshalb auf Sonderfälle beschränkt. Bei der unsicheren physikalischen Annahme einer konstanten Bettungsziffer kann gefragt werden, ob die Mühe überhaupt lohnt. Schmidtman hat nun ein Näherungsverfahren entwickelt, bei dem er sich mit der Übereinstimmung beider Linien an einigen charakteristischen Punkten begnügt und an die Stelle der durch die Differentialgleichung bestimmten Presungslinie eine der zu erwartenden elastischen Linie sich möglichst anpassende mathematisch bequem zu behandelnde „Ersatzlinie“, etwa eine Parabel, setzt.

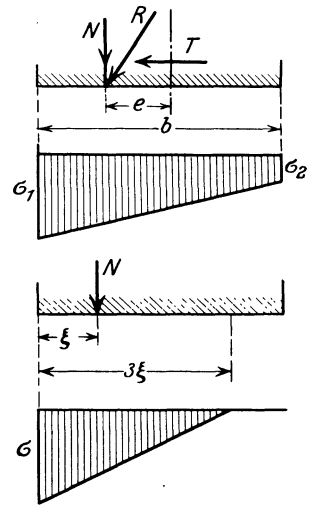


Abb. 32. Druckverteilung nach der Kerntheorie.

¹ Schmidtman: Beiträge zur Ermittlung von Fundamentpressungen.

Nach diesem Annäherungsverfahren hat er Fundamentplatten, die durch eine Einzellast belastet sind, untersucht und die Ergebnisse verglichen mit den Ergebnissen der gewöhnlichen Methode, der Kerntheorie.

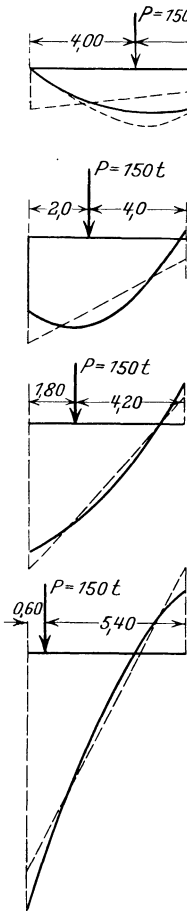


Abb. 33. Druckverteilung unter elastischen Platten nach Schmidtman.

Einzelne seiner Vergleichslinien sind nebenstehend wiedergegeben (Abb. 33). Es zeigt sich, daß bei nahezu mittiger Einzellast die „gewöhnliche Methode“ gegenüber dem „Annäherungsverfahren“ erhebliche abweichende Druckverteilung ergibt, daß dagegen die Ergebnisse um so besser zusammenpassen, je mehr die Last aus der Mitte rückt. Solche Fälle sind aber gerade die für das Bauwerk kritischen.

Sohlenreibung.

Die tangentielle Kraft T berücksichtigt man in der Regel nur soweit, daß man prüft, ob bei ungünstigstem N die Funktion $\text{tg } \varepsilon = \frac{T}{N}$ kleiner als $\text{tg } \varphi'$, d. h. kleiner als Tangens des Reibungswinkels zwischen Bauwerk und Unterlage bleibt. Ist dies der Fall, so wird sich bei der untersuchten Belastung das Bauwerk nicht auf seiner Unterlage verschieben können. Diese Berechnungsweise geht davon aus, daß zugleich mit dem gefährlichsten N auch die gefährlichste Tangentialkraft entsteht, das braucht aber keineswegs der Fall zu sein, und es bedarf sorgsamer Überlegung, ob nicht andere mögliche Belastungsfälle für eine seitliche Verschiebung zwischen Bauwerk und Untergrund ungünstiger sind. Unter Umständen kann ferner auch unterhalb der Fundamentsohle eine Gleitfläche entstehen, auf der das Bauwerk verschoben wird. Eine solche Bewegungsmöglichkeit hat Krey an einer flach gegründeten Mauer untersucht¹. Die Mauer $ABCDFHI$ (Abb. 34) kann zusammen mit den Erdprismen BKD und FDL auf der Gleitfläche LK abwärts rutschen und die davorliegende Erde HLM wie einen Keil aus ihrer Lage drücken. Auf der ganzen abrutschenden Mauer und Erdkörper wirkt dann ΣG , außerdem von rechts der Widerstand Q_1 der Gleitfläche LK und von links der Erdwiderstand, der im Ruhezustand die Größe

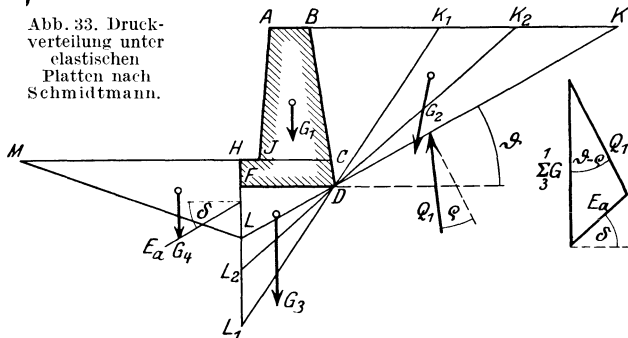


Abb. 34. Gleitflächenbildung unter einer flachgegründeten Mauer. (Nach Krey.)

Ea hat. Die beiden letzteren Werte sind nach ihrer Richtung bekannt, sie wirken unter den Reibungswinkeln δ und ϱ gegen die Flächensenkrechte geneigt, setzen wir die Kräfte ΣG , Q und Ea zu einem Kräftedreieck zusammen, dann erhalten wir auch die Größen von Q_1 und E_2 . Jetzt entnehmen wir für die Fläche HL aus der irgendwelchen Erddrucktabellen

den passiven Erddruck, d. h. den Druck, der nötig ist, um den Keil LMH zu verschieben, und bilden das Verhältnis $\frac{Ep}{Ea} = n$.

¹ Krey: Erddruck S. 106.

n kann man bezeichnen als Sicherheit gegen Abgleiten. Die Untersuchung ist für verschiedene mögliche Lagen der Gleitfläche KL ($K'L'K''L''$) durchzuführen, der ungünstigste Wert von n ist maßgebend. Die Standsicherheit ist gefährdet, wenn bei irgendeiner Gleitfläche n gleich oder kleiner als 1 wird, das Bauwerk wird dann wahrscheinlich infolge Ausweichens des Fußes einstürzen.

Bodenverbesserungen.

Vermag der Boden die auf ihn bei einer Flachgründung kommenden Belastungen in natürlichem Zustande nicht aufzunehmen, so kann man ihn in gewissem Umfange verbessern. Das einfachste Mittel hierfür, das namentlich bei Schlamm und Moorboden zum Ziel führt, ist eine sorgfältige Entwässerung, die so angelegt sein muß, daß sie dauernd wirksam ist. Unterstützt kann diese Entwässerung werden durch Verdichtung des Bodens, durch Aufbringen und nachherige Wiederentfernung schwerer Sandmassen. Diese Art der zeitweisen Belastung ist besonders im Marschgebiet der deutschen Nordseeküste und in Holland gebräuchlich, sie wird oft so weit getrieben, daß die gefährlichen Moorschichten nicht nur zusammengedrückt, sondern ganz und gar zur Seite gedrückt werden, so daß sich im weichen Moorbett ein fester, nun besonders tragfähiger Sandkern bildet.

Bodenbetonierung.

Bei locker gelagerten Sand- und Kiesschichten kann man durch Eingießen von Zementmilch im Grunde selbst eine Art Beton herstellen; besteht der Boden aber aus festen gelagerten Sänden, so reicht Eingießen allein nicht aus, Zementmilch oder ein flüssiger Mörtel muß dann unter Druck eingepreßt werden. Um dabei die Verbreitung des Bindemittels im Sand zu fördern, treibt man in der Nähe der Druckrohre Saugrohre in den Boden, auch hat man durch besondere Wasserdruckrohre den Boden mittels Preßwasser gelockert und die Poren von feinen Bestandteilen freizumachen versucht. Die Zusammensetzung des einzupressenden Mörtels richtet sich nach der Kornbeschaffenheit der zu betonierenden Schicht. In reinem Kies wird ein Mischungsverhältnis von 1 Teil Zement und 3—4 Teilen Zement angewendet, in Kies mit Sandeinlagerungen wird man Mörtel aus 1 Teil Kies und 1 Teil Sand einpressen und in reinem Sandboden wird man dünnflüssige reine Zementmilch einbringen.

In feinem Triebsand ist das Betonieren auch unter Druck und mit Spülstrom nicht möglich. Für solche Fälle hat Wolfsholz¹ ein Lockerungsgerät (Abb. 35) angegeben, das aus einem Erdbohrer besteht, dessen hohler Schaft die Zuleitung von Zementmilch auf den Bohrteller ermöglicht. Zweckmäßig wird dieser Teller mit Buckeln und Nasen besetzt, um den Boden möglichst aufzureißen. Beim Niederdrehen des Bohrers wird durch den hohlen Schaft Druckwasser gegeben, wodurch das Vordringen erleichtert wird, ist der Teller dann bis zur tragfähigen Schicht vorgedrungen, so wird er hochgedreht und gleichzeitig Zementmilch eingepreßt. Auf diese Weise gelang es, in feinem Sand unter dem Spiegel des Grundwassers einheitliche Betonblöcke von 16 m³ herzustellen.

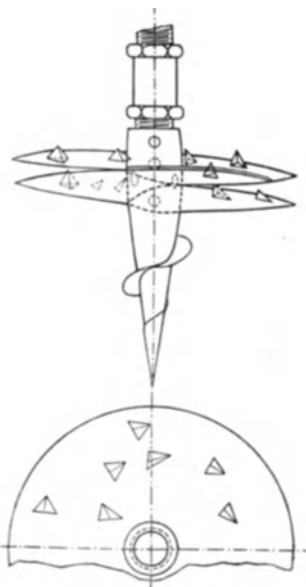


Abb. 35. Tellerbohrer für Bodenbetonierung. (Nach Wolfsholz, Z. Bauverw. 1911.)

¹ Wolfsholz: Z. Bauverw. 1911.

Bodenversteinerung.

In neuester Zeit ist neben die Bodenbetonierung eine Bodenversteinerung durch Einwirkung von löslichen Salzen und Säuren auf das kieselsäurige Material des Untergrundes getreten. Erfinder dieses Verfahrens ist Dr.-Ing. Joosten in Nordhausen¹.

Für die Anwendung wurden zwei Flüssigkeiten, deren Zusammensetzung Geheimnis des Erfinders ist, nacheinander in den Boden eingepreßt. Die erste Flüssigkeit ist eine Lösung kieselsäurehaltigen Materials und dient zur Durchtränkung des zu verfestigenden Gebirges, die zweite Flüssigkeit, die unmittelbar hinterher eingepreßt wird, ruft eine chemische Umsetzung hervor und bewirkt die Befestigung des Bodens.

Nach den bisherigen Versuchsergebnissen sind Erfolge ähnlich wie beim Preßzement zu erwarten, wenn es sich um geeignete sandige Bodenarten handelt. Das neue Verfahren arbeitet dabei mit erheblich geringeren Drücken als die Bodenbetonierung, es sind nun etwa 2 at gegenüber 8—10 at beim Preßzement erforderlich, damit wird die Gefahr der Bildung von Hohlräumen, die sich beim Bodenbetonieren leicht bilden und dann der Anlaß zur Bildung von Nestern aus reinem Zement führen, glücklich vermieden.

B. Pfahlgründungen.

Allgemeines.

Hölzerne Rundpfähle, also mehr oder minder unbearbeitete Baumstämme, durch Rammen senkrecht in den Baugrund eingebracht, sind eins der ältesten Gründungsmittel, das nur einen, allerdings bedeutungsvollen Fehler hat: Wie alles Holz, wird auch der Holzpfahl im Wechsel zwischen naß und trocken schnell zerstört und besitzt wenig Widerstandsfähigkeit gegenüber den Angriffen tierischer Schädlinge.

Verlangt daher die Konstruktion Pfähle, die über die Fäulnisgrenze hinausragen, oder sind Angriffe tierischer Schädlinge zu erwarten, so ist der Holzpfahl für Gründungen, auf deren Bestand Wert gelegt wird, nicht zu gebrauchen. Die Technik hat hier Ersatz geschaffen durch Pfähle aus Beton oder Eisenbeton. Sind diese Pfähle vor dem Einrammen fertiggestellt und werden wie Holzpfähle unter die Ramme gebracht, so sprechen wir von Fertigpfählen. Fertigpfähle sind stets schwer und unhandlich, sie haben aber den Vorzug, daß man sie in jeder gewünschten Abmessung, Mischung und Armierung vor dem Einbringen unter schärfster Aufsicht herstellen kann, also für zweckmäßige und in allen Punkten tadellose Ausführung bürgen kann; auch kann man sie durch lange Abbindezeiten, hochwertigen Beton und Schutzanstriche gegen Schadwasser im Untergrunde unempfindlich machen. In all diesen Punkten verhält sich vollständig anders die zweite Art der Betonpfähle, die man Ortpfähle nennt, weil sie an Ort und Stelle ihrer Verwendung im Boden selbst hergestellt werden. Bei ihnen fällt die umständliche Handhabung des schweren Betonkörpers der Fertigpfähle fort, der lose Beton wird unter Benutzung irgendwelcher in dem Boden hergestellten Formen ohne Erschütterung der Nachbarschaft eingebracht, der Pfahl paßt sich denn in seinem Querschnitt bei den meisten Durchführungsarten von selbst den Festigkeiten der durchfahrenen Bodenschichten an und nutzt diese gut aus; Einbringen von Eiseneinlagen ist möglich.

Diesen Vorzügen des Ortpfahles gegenüber steht die mangelhafte Kontrollmöglichkeit während der Herstellung in dem engen Erdloch und die Gefahr, daß der noch nicht erhärtete Beton vom Schadwasser angegriffen wird. Die Vorteile der Ortpfähle scheinen aber zu überwiegen, denn ihre Verwendung nimmt von Jahr zu Jahr zu.

¹ Joosten: Dt. Bauzg. 1927, Nr. 99, Konstruktionsbeilage Nr. 25.

Neben den Holz- und Betonpfählen spielt heute der Eisenpfahl nur noch eine geringe Rolle; er wird als Schraubepfahl in kolonialen Ländern, in denen die Herstellung von Betonpfählen schwierig ist, angewendet, aus Europa sind neuere Ausführungen nicht bekannt.

Ehe wir nun zur Besprechung der einzelnen Pfahlsorten und ihrer Anwendungsgebiete übergehen, wollen wir versuchen, uns ein Bild davon zu machen, welche Tragfähigkeit ein Pfahl im Boden hat.

Rammformeln.

Die älteste Zeit kannte für das Einbringen von Pfählen in den Boden nur das Einrammen. Ein Pfahl, der durch eine gewisse Rammenergie eingetrieben wird, wird unter sonst gleichen Verhältnissen um so tragfähiger sein, je mehr Widerstand er dem Eintreiben entgegengesetzt hat oder, mit anderen Worten, je geringere Einwirkung die letzten Rammschläge noch ausüben konnten. Insofern gibt die Beobachtung eines Pfahles beim Rammen einen Anhalt für das Beurteilen seiner Tragfähigkeit. Was aber nun, wenn der Pfahl unter Benutzung von Spülgeschirr eingebracht wird und nur zum Schluß einige Rammschläge erhält, oder wenn es sich gar um Ortpfähle handelt? Die früher sehr geschätzten und oft unter einem Aufwand von Wissenschaftlichkeit entwickelten Rammformeln, die den Zusammenhang zwischen Eindringtiefe beim Rammen und Tragfähigkeit des Pfahles darstellen sollen, sind heute schon für normale Rammungen in Verruf gekommen, da sie das verschiedene Verhalten unterschiedlicher Bodenarten nicht berücksichtigen und da jeder Boden infolge seiner körnigen Natur, die bei länger andauernder Belastung ein Ausweichen der einzelnen Teile ermöglicht, sich der kurzen, wenn auch heftigen Rammschläge gegenüber durchaus anders verhält als gegenüber einer Dauerbelastung. In Sonderfällen gar, wie die obengenannten, ist eine Rammformel erst recht nicht zu gebrauchen. Man muß versuchen, auf anderem Wege rechnerische Anhalte für die Tragfähigkeit eines Pfahles zu erlangen. Als letztes Mittel zur Klärung dieser wichtigen Frage bleibt eine zweckmäßig durchgeführte Probelastung.

Zur Beurteilung des Wertes der Rammformeln hat sich Colberg im Handbuch für Eisenbetonbau die Mühe gemacht, für einen Holzpfahl von 350 kg Eigengewicht und einen Bär von 300 kg sowie für einen Eisenbetonpfahl von 4000 kg und einen Bär von 4000 kg, also beidemal für durchaus normale Verhältnisse, den Zusammenhang zwischen Eindringtiefe bei den letzten Schlägen und Tragfähigkeit nach acht verschiedenen Rammformeln in Schaulinien aufzutragen (Abb. 36). In diesen Schaulinien bedeuten die Ziffern die Rammformel von 1. Eytelwein, 3. Weißbach, 4. Brix, 5. Wellington für $n = \sigma$, 6. Stern, 7. Hurtzig. Die Ergebnisse weichen sehr erheblich voneinander ab, so daß schon allein dadurch das Vertrauen zu den Formeln erheblich geschwächt wird.

Wir begnügen uns damit, die Formeln, die sämtlich aus den Formeln für mehr oder weniger elastischen Stoß hergeleitet sind, ohne Ableitung kurz mitzuteilen:

Bedeutet:

F die mittlere Querschnittsfläche des Pfahles in cm^2 ,

E die Formänderungszahl des Pfahlbaustoffes in at ,

Q das Bärgewicht in t ,

G das Pfahlgewicht in t ,

W den Gesamtwiderstand in t ,

P die zulässige Tragkraft in t , $P = \frac{W}{n}$,

n die Sicherheitszahl,

h die Fallhöhe des Bärs in cm ,

e die Eindringtiefe als Mittel aus den letzten 10 Schlägen,

l die Pfahllänge in cm ,

so lauten die für die Schaulinien benutzten Formeln:

1. Eytelwein:

$$W = \frac{h}{e} \frac{Q^2}{G + Q} + G + Q,$$

3. Weißbach:

$$W = -\frac{F \cdot E \cdot e}{l} + \sqrt{\frac{2Q \cdot h \cdot F \cdot E}{l(Q + G)} + \left(\frac{F E e}{l}\right)^2},$$

4. Brix:

$$W = \frac{h}{e} \cdot \frac{G \cdot Q^2}{(G + Q)^2},$$

5. Wellington:

$$W = \frac{Q \cdot h}{\sigma(2,54 + e)},$$

6. Stern:

$$W = \frac{1}{k} e \left[\sqrt{1 + \frac{2k}{e} (Q + G) + \frac{Q \cdot h}{e} \frac{\gamma}{(Q + G)^2}} - 1 \right],$$

worin $k = \text{Verkürzungsfaktor} = \frac{1}{F E}$, $\gamma = \text{Stoßelastizität des Pfahles}$.

7. Hurtzig (empirisch gewonnen):

$$e = \frac{h \cdot Q}{W} - \frac{P}{1300},$$

wobei h und e in mm.

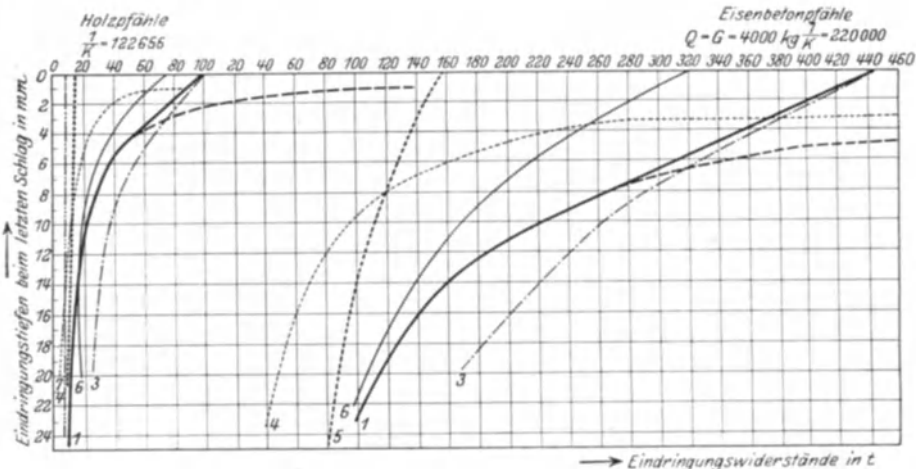


Abb. 36. Ergebnisse von Rammformeln nach Colberg.

Am meisten gebraucht wird in Deutschland noch die Rammformel von Brix, was wohl hauptsächlich auf ihren einfachen Aufbau zurückzuführen ist. Bei ihrer Anwendung ist mindestens vierfache Sicherheit zu verlangen. Die Holländer rechnen viel nach der Formel von Haagsma¹

$$W = \frac{h}{e} \frac{Q^2}{Q + G}.$$

Setzt man in dieser Formel die Sicherheit = 6, so erhält man als Tragvermögen eines gerammten Pfahles den von De Preandau in seinem Lehrbuch: Procédés Généreaux des Construction mitgeteilten Wert

$$P = \frac{Q^2 \cdot h}{6e(Q + G)}.$$

¹ Haagsma: De Ingenieur 1924.

De Thierry weist mit Recht darauf hin, daß diese Rammformel ebenso wie alle anderen bei $e = 0$, einem Fall der in der Praxis oft vorkommt, P oder $W = \infty$ ergibt. Auch dieser Umstand trägt zur Stärkung des Mißtrauens gegen Rammformeln bei.

Neuere Erwägungen für die Tragkraft von Pfählen.

Wenn man ganz allgemein davon ausgeht, daß die Tragfähigkeit eines Pfahles abhängig ist:

1. von der Reibung am Umfang des Pfahles,
2. von dem Widerstand gegen die Spitze,

und daß diese beiden Faktoren bei Pfahlgruppen durch die durch den Rammvorgang erzeugte Bodenverdichtung beeinflußt werden, nähert man sich dem tatsächlichen Verhalten des Pfahles im Boden viel mehr als durch die Benutzung von Rammformeln.

In abgekürzter Rechnungsweise kann man dabei annehmen, daß der Pfahl auf seiner ganzen im Boden steckenden Länge eine gleichmäßige, erfahrungsgemäß festzustellende Mantelreibung erfährt und daß seine Querschnittfläche eine gleichmäßige Belastung auf den Untergrund verteilt. Es ergibt sich dann die Tragfähigkeit eines Pfahles ohne Berücksichtigung seines Baustoffes zu

$$P = M \cdot f + F \cdot p,$$

wobei M die Mantelfläche des Pfahles und f die Reibungsziffer bedeutet, während F den Querschnitt des Pfahles und p die zulässige Belastung der Pfahlsole bezeichnet.

Der Hamburger Hafengebäudebau rechnet in ähnlicher Weise mit einer zulässigen Umfangsreibung von 0,10—0,25 kg/cm² unter Vernachlässigung des durch unzuverlässige Schichten gehenden Teiles der Pfähle.

In Cuxhaven hat Lenz im Klei 0,23 kg/cm², im Sand 0,31 kg/cm² durch Versuche festgestellt.

Diese Faustformeln haben sich in vielen Fällen gut bewährt, trotzdem sie keine Rücksicht nehmen auf die Zunahme sowohl des Seitendruckes wie der Tragfähigkeit mit der Tiefe. Diese Faktoren berücksichtigt auf Grund ihrer Erfahrungen die Hafenverwaltung von Gothenburg. Sie hat für ihre in sehr weichem Boden steckenden Pfähle durch zahlreiche Probebelastungen gefunden, daß die zulässige Belastung eines Pfahles bei 3¹/₂facher Sicherheit in Tonnen gemessen sich ergibt, wenn man seine Mantelfläche, in Quadratmeter gerechnet, durch 2,0 für lange Pfähle (23 m) und durch 2,4 für kürzere Pfähle (9 m) teilt. Bei Aufstellung dieser Rechnungsweise ist auf die Mitwirkung der Spitze von vornherein verzichtet, der Mantelwiderstand aber ist durch den Faktor 2,0 bzw. 2,4 in Beziehung gesetzt zu dem mit der Tiefe zunehmenden Erddruck.

Neuere Forscher haben die Zunahme sowohl des Spitzenwiderstandes wie des Mantelwiderstandes mit der Tiefe auf dem Wege über die Erddrucktheorie genauer in Rechnung zu stellen versucht. Zu nennen ist hier vor allen Dingen Krey¹.

Wenn gegen die seitliche Verschiebung der Erde an der Pfahlspitze ein spezifischer Widerstand e besteht, so wirkt auf die ganze Höhe h eine Seitenkraft $e \cdot h = \frac{e \cdot b}{2 \operatorname{tg} \alpha}$, wenn α der halbe Spitzenwinkel ist. Da nun der Gegendruck Q an den schrägen Endflächen $D'B$ und $D'C$ nach den Voraussetzungen der Erddrucktheorie unter dem Reibungswinkel ϱ gegen die Flächennormale geneigt ist, so würde der Seitenwiderstand e eine Last tragen können

$$= 2 Q \sin(\alpha + \varrho) = 2 E \operatorname{tg}(\alpha + \varrho)$$

(Abb. 38). Die Tragkraft würde also sein:

$$P = e \cdot b \frac{\operatorname{tg}(\alpha + \varrho)}{\operatorname{tg} \alpha}.$$

¹) Krey: Erddrucktabellen S. 129.

Hierin ist nur α unbekannt. Für die Bestimmung von α haben wir die Bedingung, daß die Tragfähigkeit P ein Kleinstwert werden soll, d. h. daß die Pfahlspitze evtl. durch einen mitgerissenen Sandkörper so ergänzt wird, daß diese Bedingung erfüllt wird. Wir haben also zu setzen $\frac{dP}{d\alpha} = 0$. Das ist der Fall für $\alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\varrho}{2}$. Es ist dann nach Einsetzung dieses Wertes

$$P = e \cdot b \frac{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varrho}{2}\right)}{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varrho}{2}\right)}.$$

Der Wert

$$\frac{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varrho}{2}\right)}{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varrho}{2}\right)}$$

beträgt für den Reibungswinkel von Erde auf Erde

$$\begin{aligned} \varrho = 25^\circ & \text{ rd. } 2,5, \\ 30^\circ & \text{ rd. } 3,0, \\ 35^\circ & \text{ rd. } 3,7, \\ 40^\circ & \text{ rd. } 4,6. \end{aligned}$$

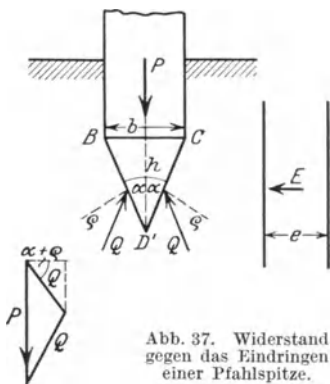


Abb. 37. Widerstand gegen das Eindringen einer Pfahlspitze.

Der seitliche Erdwiderstand ist abhängig von der Tiefe der Rammung und der Zusammenpressung des Bodens, die dieser durch die Rammung des zu untersuchenden Pfahles selbst oder auch durch das Eintreiben benachbarter Pfahlgruppen erlitten hat. Sieht man von Bodenverdichtungen, die den Wert des Erddruckes auf die Höhe des passiven Erddruckes steigern können, ab, da sich der Boden wahrscheinlich größtenteils allmählich wieder entspannt, so bleibt doch noch übrig, daß der auf den Pfahl wirkende Druck mindestens gleich dem sog. natürlichen Erddruck also gleich $\gamma_e \cdot h$ ist. Der Gesamtdruck auf die Mantelfläche beträgt also $U \gamma_e \frac{h^2}{2}$, und bei einem Reibungswinkel δ zwischen Erde und Pfahl ergibt sich die Stützkraft oder wie man im Hinblick auf die Pfahlspitze auch sagen kann, die Abbürdung zu

$$U \gamma_e \frac{h^2}{2} \operatorname{tg} \delta.$$

Die Tragfähigkeit des ganzen Pfahles ergibt sich auf diese Weise zu

$$P = f \cdot \frac{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varrho}{2}\right)}{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varrho}{2}\right)} \gamma_e h + U \gamma_e \frac{h^2}{2} \operatorname{tg} \delta.$$

Bei der Berechnung von Zugpfählen fällt das erste Glied, das den Spitzenwiderstand enthält, weg. Aus Zugversuchen darf man nicht auf das Maß der Mantelreibung bei Druckpfählen schließen, denn der belastete Druckpfahl belastet die umgebende Erde, wird also, trotzdem wir oben vorsichtigerweise nur mit dem natürlichen Erddruck gerechnet haben, einen Druck erfahren, der sich dem passiven Erddruck nähert. Der belastete Zugpfahl dagegen entlastet seine Umgebung.

Ähnliche Gedankengänge haben Dörr zu einer auf dem Erddruck fußenden Berechnungsweise geführt, die in beachtlich vielen Fällen gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen von Probelastungen ergeben hat¹. Dörr erreicht diese Übereinstimmung allerdings hauptsächlich durch geschickte Auswahl der Erddruckbeiwerte.

¹ Dörr, H.: Die Tragfähigkeit der Pfähle. Berlin 1922.

Die neue Bodenmechanik verwirft zugleich mit den klassischen Erddrucktheorien die auf ihr aufgebauten Pfahlberechnungen. Die beim Rammern auftretenden Erschütterungen beeinflussen den Reibungswiderstand in hohem Maße, außerdem entstehen beim Rammern im Erdboden selbst Formänderungswiderstände, die von der Geschwindigkeit des Rammvorganges abhängen. Diese zusätzlichen Bodenwiderstände sind auf die unausgeglichenen Reibungsspannungen und auf die Strömungswiderstände zurückzuführen, welche das bei der Bodenverdichtung aus dem Boden entweichende Porenwasser zu überwinden hat. Auf alle diese Umstände nehmen Rammformeln und Erddrucktheorie keine Rücksicht.

Probelastungen.

Auch der Bodenmechanik ist es jedoch bisher noch nicht geglückt, etwas allgemein Anerkanntes an die Stelle der alten Rammformeln zu setzen; braucht man deshalb eine Entscheidung über die tatsächliche Tragfähigkeit eines unter bestimmten Umständen eingebrachten Pfahles — und der Gründungsbau braucht diese Entscheidung sehr oft —, so bleibt als einziges Mittel die Probelastung.

Bei solchen Probelastungen spielt in gewissen Grenzen die Proportionalitätsgrenze eine Rolle, das ist diejenige Belastung, von der an der Pfahl schneller absinkt, als es der Steigerung der Last entspricht; die Schaulinie, die den Zusammenhang zwischen Belastung und Senkung darstellt, weist hier einen deutlichen Knick auf. Oberhalb der Proportionalitätsgrenze kann man die Schaukurve in roher Annäherung durch eine Gerade ersetzen, und bekommt dann die Senkungsziffer des Pfahles als $c = q/s$, wobei q die Pfahlbelastung und s die zugehörige Senkung bezeichnet. Senkungsziffern, wie sie hin und wieder in der Literatur angegeben sind, beziehen sich stets auf einzelnstehende Pfähle. Für solche Einzelpfähle teilt z. B. Terzaghi einige Senkungsziffern mit und veröffentlicht gleichzeitig die Senkungskurven, aus denen sie abgeleitet sind. Diese Kurven lassen besonders klar ein ruckweises Absinken erkennen (Abb. 38).

Senkungsziffern von Pfählen nach Terzaghi.

Nr.	Rammgrund	Ramm- tiefe in m	Senkung- ziffer
1.	Ältere aus Lehm und Schlacke bestehende Ausschüttung. Konuspfahl Abb. 38a	2,84	62
2.	Ältere, lagenweise aus Lehm und Schlacke bestehende Ausschüttung. Konuspfahl Abb. 38b	3,60	62
3.	Lockerer, in tieferen Lagen von Schlamm durchsetzter Sand. Konuspfahl Abb. 38c	3,40	166
4.	Weicher, vom Torflager durchsetzter Lehm Abb. 38f	8,00	25
5.	Wie vorher, jedoch die Spitze in Lettern eingedrungen Abb. 38g .	11,20	50
6.	Wie vorher, jedoch die Spitze in Sand eingedrungen Abb. 38h .	12,50	83
7.	Etwa 6 m Silt, darunter plastischer Ton Abb. 38i	9,15	81

Systematisch verarbeitete Beobachtungsziffern liegen auf diesem Gebiet leider noch nicht vor, so daß die mitgeteilte Tabelle nur als Anhalt zu werten ist.

Probelastungen von Pfählen einwandfrei durchzuführen und vor allen Dingen einwandfrei auszuwerten, ist schwierig. Schwierig ist schon die genaue Messung der Einsenkung unter der aufgebrachten Last. Es ist unbedingt nötig, daß solche Messungen mit Geräten ausgeführt werden, die durch ihren Aufstellungsort von den Bewegungen des Pfahles und des ihm umgebenden Erdreichs völlig unabhängig sind. Bei Fühlhebeln aller Art ist diese Unabhängigkeit nicht gegeben, wohl aber bei einem genügend weit vom Pfahl aufgestellten Nivellierinstrument. Dieses wird denn auch meistens gebraucht. Schwierig ist es dann,

zu unterscheiden, welcher Teil der Senkung auf Zusammendrückung des Pfahles selbst und welcher auf Nachgiebigkeit des Untergrundes zurückzuführen ist. Über Annäherungsrechnungen ist man bisher nicht hinausgekommen. Wichtig ist ferner, daß die Belastung lange genug wirkt, damit sich die Bodenspannungen ausgleichen können. Durch Erschütterungen des Bodens, etwa durch benachbarte Rammungen, wird dieser Ausgleich beschleunigt.

Bei älteren Belastungsproben brachte man auf den durch ein Traggerüst vergrößerten Pfahlkopf große Mengen schwerer Teile, Eisenmasseln, Bleibarren, Bausteine, Schienen usw. Es war nicht leicht, solche große Lasten wirklich zentrisch zu lagern, und manche mißglückte Probelastung ist auf nicht ausreichende Zentrierung der Last zurückzuführen. Außerdem war eine solche Be-

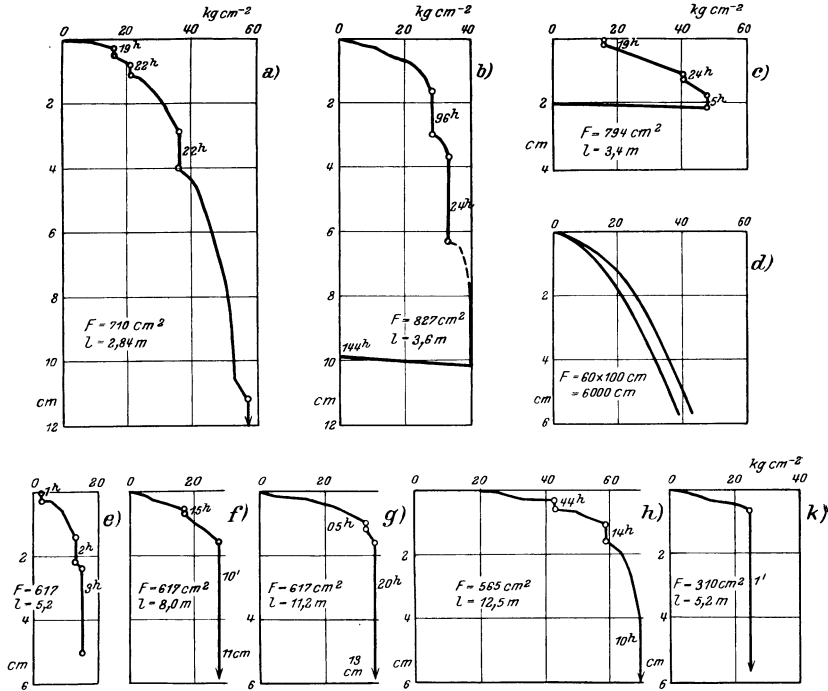


Abb. 38. Senkkurven belasteter Pfähle. (Nach Terzaghi, Erdbaumechanik.)

lastungsart gefährlich, denn die Tragegerüste, der sog. Belastungsstuhl, kippte leicht. Abb. 39 zeigt die Belastung eines freistehenden Pfahles durch eine Auflast von 35 t. Das Wackelige und Gefährliche einer solchen Belastungsform ist augenscheinlich.

Die umständliche und gefährliche Probelastung durch unmittelbar aufgebraachte Lasten hat man neuerdings ersetzt durch Belastung mittels eines ungleicharmigen Belastungshebels, bei dem die Lasten auf dem langen Arm liegen, während der möglichst kurz gehaltene kurze Arm gegen Zug verankert wird.

Ein solcher Belastungshebel einfachster Bauart für eine Belastung von 76 t ist verwendet beim Bau der neuesten Hafenanlagen in Hamburg und hat hier die Sicherheit gebracht, daß selbst verdächtig stark ziehende Pfähle noch bei $1\frac{1}{2}$ -facher Nutzlast genügend tragfähig waren (Abb. 40). Bei dem oft betonten Versagen der Rammformeln ist die Durchführung solcher gar nicht so kostspieliger Probelastungen die einzige Möglichkeit zur Beruhigung gewissenhafter Bauleiter.

Von hervorragender praktischer Bedeutung sind schon vorher in ähnlicher Weise ausgeführte Druck- und Zugversuche an 16—18 m langen Eisenbetonpfählen, die die Firma Butzer-Dortmund-Rotterdam bei zwei Kaimauerbauten

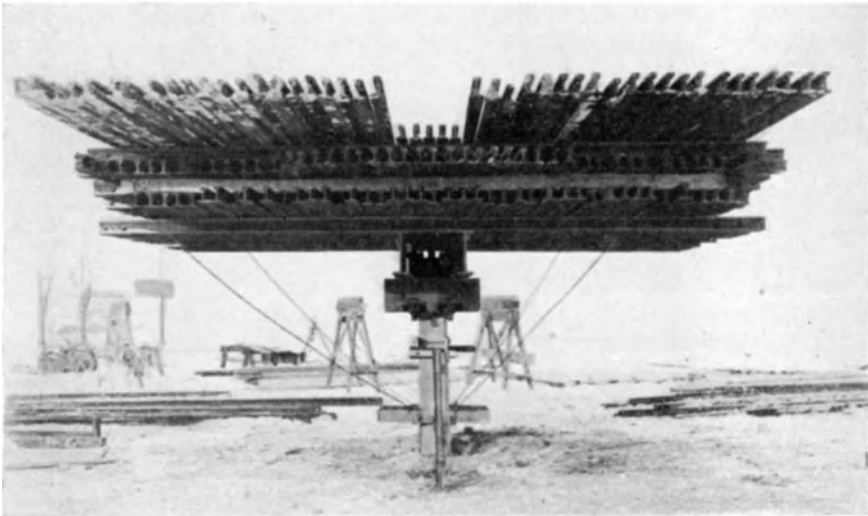


Abb. 39. Probelastung eines Pfahles mittels Belastungsstuhl.

in Holland vorgenommen hat¹. Über das Verhalten von Pfählen im fertigen Bauwerk, wo sie verhältnismäßig dicht beieinander stehen und sich infolge von

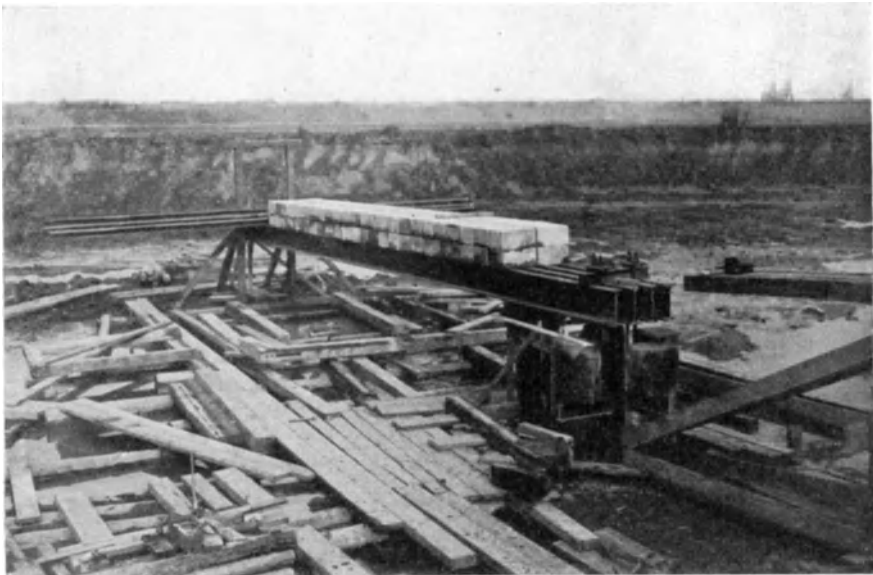


Abb. 40. Probelastung eines Pfahles mittels Belastungshebel.

Bodenverdichtungen untereinander in ihrer Tragfähigkeit beeinflussen, können nach dem heutigen Stand unserer Kenntnisse überhaupt nur solche groß angelegten Versuche Klarheit verschaffen.

¹ Bauing. 1924, S. 400ff.

Bei dem ersten von Butzer durchgeführten Versuch handelt es sich um eine Ufermauer in Vlaardingen an der unteren Maas, die für eine Erzumschlagstelle zu erbauen war. (Abb. 41.) Da Stapelung der Erze hinter den Mauern bis zu 30 t/m^2 (!) vorgesehen war, hatte die Mauer natürlich großen Horizontalschub aufzunehmen, der durch die Bockwirkung der in die Platte eingespannten Pfähle als Druck- und Zugbelastung der einzelnen Pfähle zur Geltung kommt. Der Boden bestand aus weichem Klei mit torfhaltigen Schichten und war wenig tragfähig, man räumte ihm daher nach dem im benachbarten Rotterdam erprobten Verfahren zunächst bis $-7,00$ fort und ersetzte ihn durch groben Sand. Erst

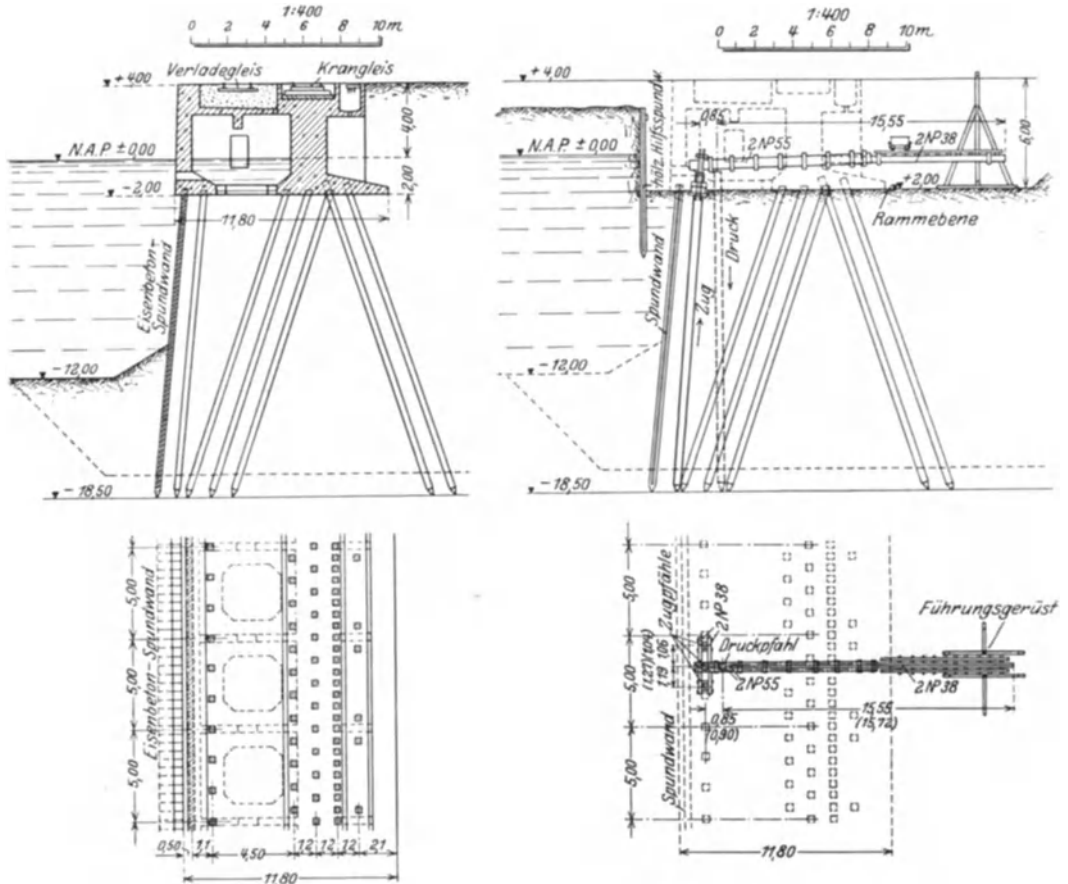


Abb. 41. Kaimauer auf Pfählen in Vlaardingen.

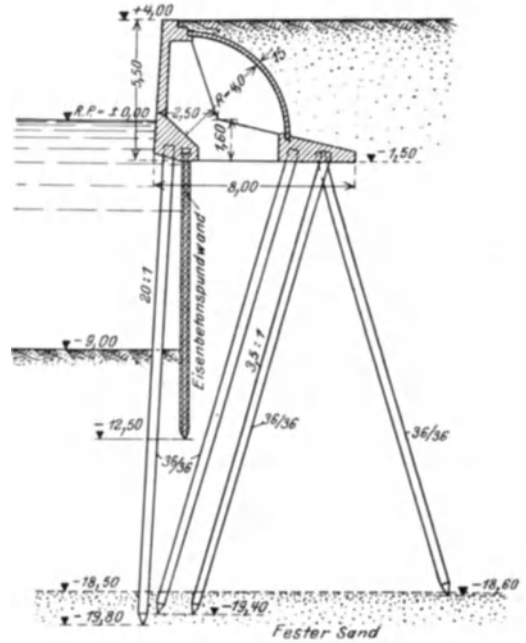
Abb. 42. Anordnung der Probebelastung zu Abb. 41.

(Nach Butzer, Bauingenieur 1924.)

nach dieser „Grundverbesserung“ wurde mit dem Pfahlrammen begonnen, wobei die Pfähle unter dauerndem Spülen bis $-18,00$, also bis 1 m in den gewachsenen festen Sand heruntergebracht wurden. Die Pfähle besitzen einen Querschnitt $36 \cdot 36 \text{ cm}$ und eine Längsbewehrung von 4 Rundeisen $30 \text{ } \varnothing$ und 4 Rundeisen $16 \text{ } \varnothing$. Sie erhielten rechnerisch bei den ungünstigsten Belastungsfällen bis zu 42 t Druck bzw. bis zu $12,5 \text{ t}$ Zug. Durch Versuche war nachzuweisen, daß sie bei der doppelten Belastung keine bleibenden Hebungen oder Senkungen zeigen, daß also mindestens zweifache Sicherheit vorhanden ist.

Die Versuche wurden durchgeführt mit einer Hebelvorrichtung, die im wesentlichen aus zwei I-Trägern, die durch C-Eisen zusammengehalten wurden, bestand (Abb. 42). Der Hebel wurde mit einer aus vier Pfählen bestehenden Pfahlgruppe

derartig in Verbindung gebracht, daß durch die Hebelwirkung drei Pfähle gezogen und einer gedrückt wurde; durch Rollen und Druckplatten war für zentrische Belastung der einzelnen Pfähle gesorgt. Das Eigengewicht der Träger, die den Hebel bildeten, war bei dieser Anordnung schon so groß, daß es nur geringer Lasten bedurfte, um eine größte Kräfteinwirkung von 120 t Druck bzw. Zug auszuüben; als bewegliche Last wurde daher ein genau ausgewogener Wagen benutzt, der auf einem Schmalspurgleis lief. Die Belastung wurde durchgeführt bis zu einer Höchstbelastung von 124,264 t für den Druckpfahl und 109,628 t für die Zugpfahlgruppe, hierbei entstand am Druckpfahl eine elastische Senkung von 5 mm, während eine Hebung der Zugpfahlgruppe nicht beobachtet wurde. Aus den Versuchen war ferner klar zu erkennen, daß die elastischen Senkungen bei den niederen Belastungsstufen schnell zurückgingen, während der Ausgleich nach hohen Belastungen längere Zeit beanspruchte. Dieser Ausgleich wurde, wie schon an anderer Stelle (S. 60) erwähnt, erheblich beschleunigt, wenn man die Rammern, die in 15—25 m Entfernung vom Versuchsplatz standen, und die während der Versuchszeit geruht hatten, wieder arbeiten ließ.



Die Höchstbelastung für einen Zugpfahl, der 15 m im Boden steckte, war 106,309 t. Bei dieser Belastung hätte der Pfahl also, ohne sich zu rühren, einen Einheitswiderstand gegen Zug, bezogen auf das Quadratmeter Mantelfläche gezeigt von

$$Z = \frac{106309}{4 \cdot 36 \cdot 1500} = \approx 0,50 \text{ kg/cm}^2.$$

Rechnet man mit zweifacher Sicherheit, so erhält man als Z_{zul} den nach in anderen Fällen üblichen Wert von $Z_{zul} = 0,25 \text{ kg/cm}^2$. Über die Mantelreibung am Druckpfahl lassen sich nicht so einfache Angaben machen. Seine Höchstbelastung beträgt $\approx 125 \text{ t}$. Nehmen wir aber einmal an, daß der Koeffizient der Mantelreibung beim Druck- und Zugpfahl derselbe ist, so finden wir einen Spitzenwiderstand von $\frac{125000 - 106000}{36^2} = \approx 15 \text{ kg/cm}^2$, der bei der großen Tiefe nicht unwahrscheinlich ist.

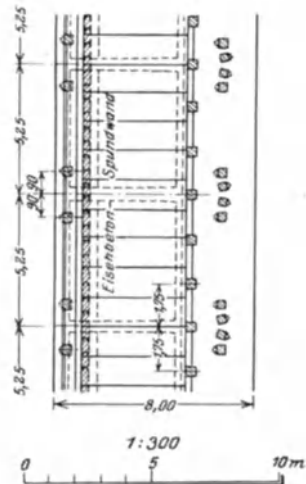


Abb. 43. Kaimauer für die Schiffswerft Wilton in Schiedam.
(Nach Butzer, Bauingenieur 1927.)

In ganz ähnlicher Weise wurden von der gleichen Firma Druck- und Zugversuche an Eisenbetonpfählen für den Bau einer 300 m langen Kaimauer in Schiedam an der unteren Maas durchgeführt¹. Der Baugrund bestand hier im wesentlichen aus mit Sand vermischtem Lehm und Moorboden. Festgelagerter

¹ Bauing. 1927, H. 45, S. 835.

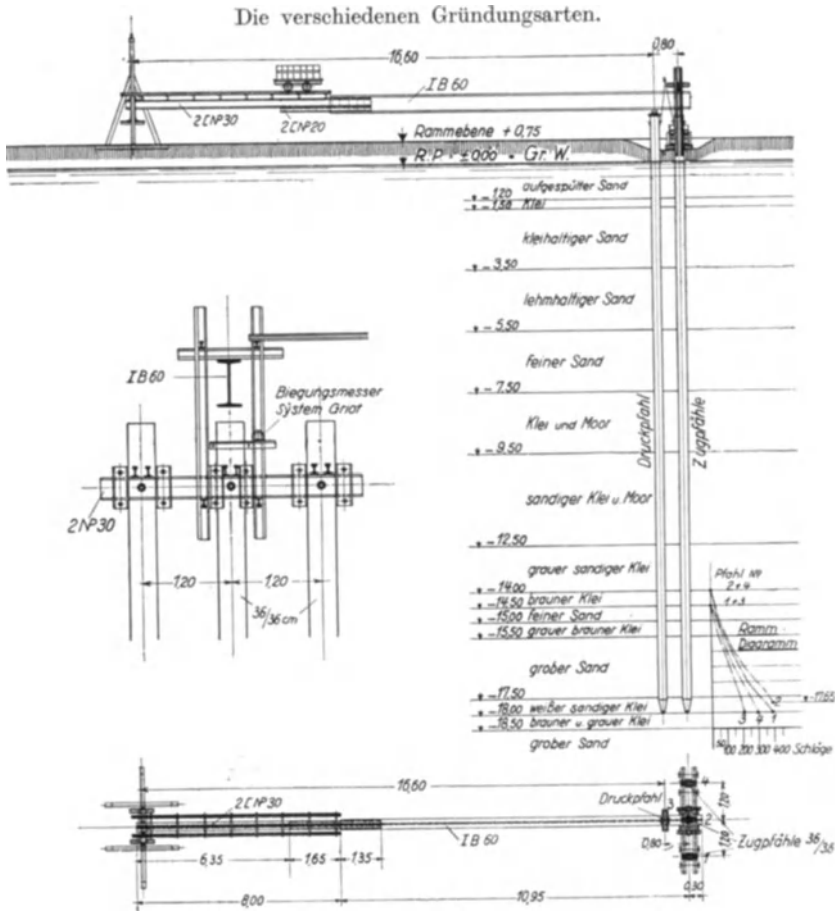


Abb. 44. Anordnung der Probebelastung.

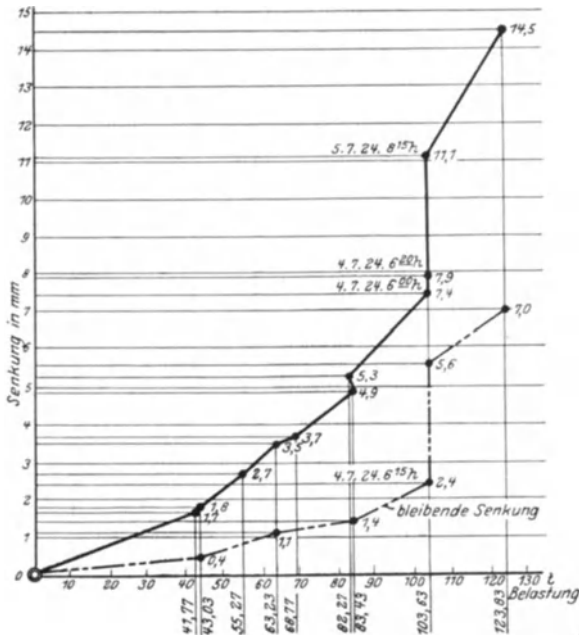


Abb. 45. Schaulinie der Probebelastung.
(Nach Butzer, Bauingenieur 1927.)

grober Sand und Kies wurde in etwa 15 m Tiefe angetroffen, da die Mauer (Abb. 43) auf diese Schichten gegründet werden sollte, ergaben sich für die Eisenbetonpfähle Längen bis zu 19,50 m. Durch die Probebelastungen sollte festgestellt werden, ob man den Pfählen eine Druckbelastung von 50 t und eine Zugbelastung von 15 t zuzumuten konnte.

Es wurden ähnlich, wie in Vlaardingen, 3 Zugpfähle mit einem Druckpfahl gekuppelt und mittels eines 19,25 m langen Hebelarms, der aus einem Differdinger Träger B 60 und zwei N-Eisen NP 30 bestand, auf eine Pfahlgruppe gleichzeitig Zug- und Druckkräfte ausgeübt.

(Abb. 44). Die einzelnen Belastungsstufen wurden durch eine bewegliche Last, deren Gewicht allmählich gesteigert werden konnte, erzeugt. Bei den Versuchen sind hier zwei Abschnitte zu unterscheiden, und zwar zunächst der Druckversuch, bei welchem ein Druckpfahl belastet wird, während die entsprechenden Zugkräfte durch die drei zusammengekuppelten Zugpfähle aufgenommen werden. Bei dem dann anschließenden Zugversuch wurden die beiden äußeren Zugpfähle ausgeschaltet und die Prüfung nur auf den mittleren Zugpfahl ausgedehnt. Für die Messung der Hebungen und Senkungen wurden zwei Griotsche Biegunsmesser angebracht, welche eine Abmessung bis zu $\frac{1}{10}$ mm gestattete.

Die auf Seite 66 stehende Abb. 45 gibt den Verlauf der Druckversuche in Schaulinien.

Bei der Beurteilung der Ergebnisse ist zu beachten, daß sich auch der Pfahl selbst elastisch zusammendrückt. Man muß versuchen, diese Zusammendrückung aus dem Pfahlmaterial zu berechnen, wobei zu berücksichtigen ist, daß nur ein Teil der Belastung die Pfahlspitze trifft, während ein anderer Teil durch die Reibungskräfte zwischen Pfahl und Erdreich aufgenommen wird.

Der Pfahlrost.

Im vorstehenden haben wir darauf hinweisen müssen, daß unsere Kenntnisse heute noch nicht hinreichen, um die Tragfähigkeit eines Einzelpfahles, der unter bestimmten Verhältnissen eingerammt oder sonstwie eingebracht ist, mit der sonst in der Technik fast überall erreichbaren Zuverlässigkeit vorauszusagen. Noch schlimmer liegen die Verhältnisse, wenn es sich um Pfähle handelt, die als Pfahlrost gruppenweise beieinander stehen. Jeder Rammeister weiß, daß, wenn auch von dicht beieinanderstehenden Pfählen der erste Pfahl, der sog. „Jungfernpfahl“, sich leicht eintreiben läßt, jeder weitere in der Nähe geschlagene Pfahl schwerer und immer schwerer zu rammen ist und schließlich nur noch unter Zuhilfenahme starken Spülgeschirrs herumgebracht werden kann. Diese Erscheinung ist zurückzuführen auf einen Verdichtungsmantel, der beim Einrammen um den Pfahl entsteht, und es erhebt sich nun sofort die Frage, ob die Verdichtung eine dauernde ist, also statisch für längere Zeit wirksam bleibt, oder ob sie sich bald wieder verliert, demnach auf dauernde Tragfähigkeit keinen Einfluß hat.

Wir sind der Ansicht, daß dort, wo Erschütterungen der Baustelle durch Verkehrslasten oder Entlastung des Baugrundes neben den Pfählen, wie etwa beim Baggern vor Kaimauern oder Brückenwiderlagern, zu erwarten sind, bei jeder Bodenart die innere Spannung und Verdichtung sich allmählich restlos verliert, also nicht in Rechnung gestellt werden darf. Nicht so klar liegen die Verhältnisse bei absolut geschützten Rammungen, bei denen Erschütterungen nicht zu erwarten sind. Hier ist der dauernde Bestand der Verdichtung abhängig von der Bodenart. In tonartigen Böden, die keine bemerkenswerten Hohlräume haben, hat Bubendey beim Rammen beobachtet, daß der Pfahl nach 1—2 Tagen wieder besser zog, d. h. also, daß die durch den Rammvorgang erzeugte Bodenspannung nachgelassen hat. Terzaghi führt diese Erscheinung zurück auf den sich nur allmählich ausgleichenden Porenwasserdruck. Wenn ein Pfahl in festen, wasserhaltigen Tonboden eingerammt wird, findet in der den Pfahl umgebenden Ton-schicht eine Verdichtung des Bodens statt, bei der das Porenwasser teilweise herausgepreßt wird. Das ausgepreßte Wasser strömt in erster Linie in die Fuge zwischen Pfahl und Boden und wirkt dort zunächst als Schmiermittel¹. Läßt man nun den Pfahl eine Zeitlang in Ruhe, so wird das Wasser nach und nach wieder aufgesaugt, die Fuge schließt sich, der Pfahl wird dann fester, bis nach weiterer Zeit der Porendruck des Wassers im Boden selbst sich rings um den Pfahl

¹ Niels Bur: Bautechnik 1927, H. 17, S. 253.

ausgeglichen hat und der Pfahl wieder mehr zieht. Man sieht, welche überraschend große Rolle das Wasser bei Rammungen im Tonboden spielt. Auf das Porenwasser ist es auch zurückzuführen, daß bei solchen Rammungen Dampf-rammen älterer Bauart mit längeren Zeiträumen zwischen den Schlägen vorteilhafter sind als schnell wirkende moderne Rammen. Es muß eben Zeit vorhanden sein, damit sich das Porenwasser im Tonboden verteilen kann.

Anders liegen die Verhältnisse im Sandboden, dessen Teile sich infolge der hier vorhandenen Hohlräume umlagern können und durch das Rammen so eingerüttelt werden, daß nach einer Unterbrechung die Pfähle fester stehen wie vorher. Hier ist anzunehmen, daß das Einrütteln durch die benachbarten Pfähle noch verstärkt wird und es ist kein Grund zu erkennen, warum die erzielte Verdichtung wieder verschwinden soll. Lockert sich doch auch ein sonst irgendwie eingerüttelter Sand nicht. Deshalb würden wir hier bei ungestörten Verhältnissen in einem Pfahlrost höhere Belastungen als beim Einzelpfahl für unbedenklich halten.

Bei all diesen Unsicherheiten und Unklarheiten, die nur durch systematische Großversuche geklärt werden können, ist es verständlich, daß es die Praxis ablehnt, die Berechnung eines Pfahlrostes etwa als Balken auf elastischen Stützen oder als sonst irgendein statisch unbestimmtes System durchzuführen und sich vielmehr fast durchweg auf die sog. Kerntheorie stützt. Allenfalls bei hohem Pfahlrost, wie er z. B. bei Kaimauern an seeschifftiefem Wasser vorkommt, versucht man eine verfeinerte Berechnungsweise, doch zeigten bei einigen durchgerechneten Beispielen die dadurch erzielten Ergebnisse so geringe Abweichungen von den Ergebnissen der einfachen Kerntheorie, daß sie auch hier gegenüber der Willkür in der Festlegung der zulässigen Belastung verschwanden. Die Kerntheorie reicht auch für solche Fälle fast stets aus.

Bei ihrer Anwendung machen wir die durch Versuche begründete Voraussetzung, daß Pfähle nur achsiale Kräfte aufnehmen können; ergibt sich aus der Belastung des Pfahlrostes eine geneigte Resultierende der äußeren Kräfte, so haben wir die Pfähle gleichfalls in Richtung dieser Resultierenden schräg zu stellen, und wenn dies nicht in genügendem Maße möglich ist, den Überschuß an Horizontalkraft durch eine Ankerkonstruktion aufzunehmen. Als solche kommt bei Kaimauern, Brückenwiderlagern usw. in erster Linie ein Pfahlbock in Frage, d. h. eine Verbindung geneigter Pfähle, von denen unter Einwirkung der Horizontalkräfte der eine auf achsialen Zug, der andere auf achsialen Druck beansprucht wird.

Nach der Kerntheorie geht nun eine Pfahlrostberechnung folgendermaßen vor sich: Wir denken uns aus der Mauer ein Stück herausgeschnitten, das sämtliche hintereinanderstehende Pfähle, auch wenn sie nicht in einer Ebene untergebracht sind, enthält. Diese Pfähle ordnen wir für die Berechnung ohne Rücksicht auf die Ausführbarkeit in einer Ebene an. Greift jetzt die Resultante R aller äußeren Kräfte in C an, so zerlegen wir zunächst R in die Teilkräfte V und H . Die Kraft V ruft in AB Druckspannungen hervor, deren Größe nach der Kerntheorie berechnet werden kann. Es ist:

$$\sigma_a = \frac{v}{b} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b} \right)$$

$$\sigma_b = \frac{v}{b} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{b} \right).$$

Das Druckdiagramm zerlegen wir nun in soviel Streifen wie Pfähle geplant sind, und zwar so, daß die Pfähle im Schwerpunkt jedes Streifens angeordnet sind. Der Flächeninhalt jedes Streifens gibt die senkrechte Belastung des in ihm stehenden Pfahles an, der Gesamtinhalt aller Streifen muß gleich V sein, wodurch eine bequeme Probe gegeben ist (Abb. 46).

In einem besonderen Kräfteplan zerlegen wir nun die auf geneigte Pfähle entfallenden V in Kräfte P , die der Richtung des jeweiligen Pfahles entsprechen, und in die horizontalen Kräfte h . Ist die Summe der Horizontalkräfte kleiner als H , so muß $(H - \Sigma h)$ durch eine besondere Konstruktion, in unserem Falle einen Pfahlbock, aufgenommen werden. In dessen Berechnung setzen wir das auf ihn entfallende V mit $(H - \Sigma h) = H'$ zu R zusammen und zerlegen R nach den Richtungen der Bockpfähle (Abb. 47).

Für die rechnerische Ermittlung der in einem Pfahlbock durch die Horizontalkraft H hervorgerufenen Pfahlbelastungen finden wir, wenn α_1 und α_2 die Neigungswinkel der Pfähle bedeuten,

$$D = - \frac{H' \cos \alpha_2}{\sin(\alpha_1 + \alpha_2)}$$

$$Z = + \frac{H' \cos \alpha_1}{\sin(\alpha_1 + \alpha_2)}$$

Die Berechnung der Pfahlkräfte nach der Kerntheorie ist für niedrigen Pfahlrost, bei dem die elastische Zusammendrückbarkeit der einzelnen Pfähle vernachlässigt werden kann, bisher unwidersprochen die beste, auf die theoretischen Mängel, die dieser Berechnungsweise jedoch bei hohen Pfahlrosten, bei denen die Zusammendrückbarkeit der Pfähle eine wichtige Rolle spielt, anhaftet, hat zuerst Jacoby¹ hingewiesen und zugleich ein Verfahren entwickelt, das diese Mängel beseitigt und dabei nur die Voraussetzung macht, daß der Mauerkörper sich nicht wesentlich durchbiegen darf, also als starrer Balken auf elastischen Stützen anzusehen ist.

Der Mauerkörper AB ruhe auf n Pfählen, es wird vorausgesetzt, daß diese Pfähle tief genug eingerammt sind, so daß sie unter dem Einfluß der Belastung nicht tiefer in den Boden dringen, sondern nur elastische Formänderungen erleiden. (Abb. 48.)

Die Resultierende aller äußeren Kräfte sei N . Unter dem Einfluß dieser Kraft N verkürzen sich die Pfähle um λ_1, λ_2 . Bezeichnet man mit P_1, P_2 die auf die Pfähle I II entfallenden Lasten und mit $l_1, l_2 \dots$ die zugehörigen Pfahllängen, so ergibt sich aus der elastischen Formänderung der Pfähle

$$P_n = \lambda_n E \frac{F_n}{l_n}$$

Aus der Gleichgewichtsbedingung folgt dann

$$N = \Sigma P = E \Sigma \left(\lambda \frac{F}{l} \right)$$

Wir suchen jetzt den Schwerpunkt O des Pfahlsystems auf und ersetzen hierfür die Kraft N durch die in O angreifende Kraft N' und das Moment

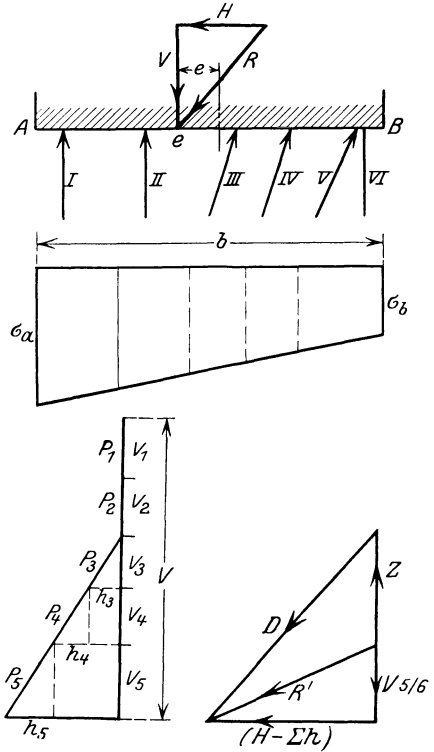


Abb. 46. Pfahlrostberechnung nach der Kerntheorie.

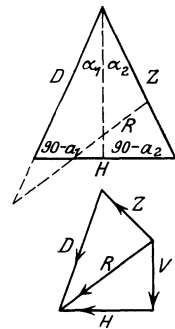


Abb. 47. Belastung eines Pfahlbockes.

¹ Jacoby: Berechnung von Pfahlgründungen. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Bau-dienst 1909, S. 340.

$M = N \cdot n$, das das System um O dreht. Die Kraft N' ruft infolge ihres Angriffspunktes im Systemsehwerpunkt bei allen Pfählen die gleiche Senkung λ_0 hervor, aus der Momentengleichung in bezug auf einen beliebigen Punkt, z. B. den Stützpunkt n , ergibt sich daher für x

$$N'x = P'_1 a_1 + P'_2 a_2 + P'_n a_n = \lambda_0 \Sigma \left(\frac{F_1}{l_1} a_1 + \frac{F_2}{l_2} a_2 + \dots \frac{F_n}{l_n} a_n \right)$$

$$x = \frac{\Sigma \left(\frac{F}{l} a \right)}{\Sigma \left(\frac{F}{l} \right)}. \quad (1)$$

Unter Benutzung der Momentengleichung $N \cdot r = \Sigma(Py)$ ergibt sich ferner für die einzelnen Pfahlbelastungen

$$P_n = \frac{F_n}{l_n} \left[\frac{N}{\Sigma \frac{F}{l}} + \frac{N \cdot r \cdot y_n}{\Sigma \frac{F}{l} y^2} \right]. \quad (2)$$

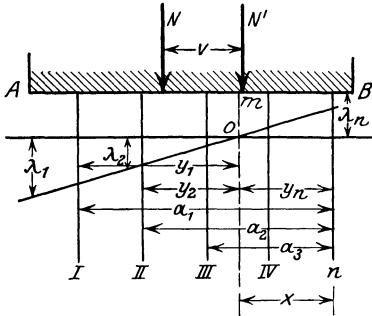


Abb. 48. Pfahlrostberechnung nach Jacoby.

Die Formeln (1) und (2) können noch vereinfacht werden, wenn man bei kreisrunden Pfählen $F = \frac{\pi d^2}{4}$ setzt, die konstante Größe $\pi/4$ kann man dann vor das Summenzeichen setzen und findet

$$x = \frac{\Sigma \frac{d^2}{l} a}{\Sigma \frac{d^2}{l}} \quad (1a)$$

$$P_n = \frac{d_n^2}{l_n} \left[\frac{N}{\Sigma \frac{d^2}{l}} + \frac{N \cdot r \cdot y_n}{\Sigma \frac{d^2}{l} y^2} \right]. \quad (2a)$$

Die Länge l wird bei den Pfählen ein und desselben Bauwerkes nicht sehr verschieden sein, nehmen wir daher $l_1 = l_2 = l_n$ an, so geht (1a) und (2a) über in (1b)

$$x = \frac{\Sigma d^2 a}{\Sigma d^2} \quad (1b)$$

$$P_n = F_n \cdot \left[\frac{N}{\Sigma F} + \frac{N \cdot r \cdot y_n}{\Sigma (F y^2)} \right] = d_n^2 \left[\frac{N}{\Sigma (d^2)} + \frac{N \cdot r \cdot y_n}{\Sigma d^2 y^2} \right], \quad (2b)$$

setzt man jetzt

$$\frac{N}{\Sigma (d^2)} = \alpha, \quad \frac{N r}{\Sigma d^2 y^2} = \beta,$$

so erhält man

$$P_n = \alpha d_n^2 + \beta y_n d_n^2.$$

Sind nicht nur die Längen, sondern auch die Durchmesser der Pfähle gleich, so wird

$$\Sigma d^2 = n d^2, \quad \Sigma d^2 a = d^2 \Sigma a, \quad \Sigma d^2 y^2 = d^2 \Sigma (y^2)$$

$$x = \frac{\Sigma (a)}{n} \quad (1c)$$

$$P_n = \frac{N}{n} + \frac{M y_n}{\Sigma (y^2)}. \quad (2c)$$

Bei geneigten Pfählen ist auch hier eine Verlegung nach der Pfahlrichtung und der Horizontalen vorzunehmen.

Jacoby hat übrigens in einer neueren Veröffentlichung¹ sein Verfahren noch für den Fall ausgebaut, daß ein Pfahl eine Belastung erhält, die seine Tragfähig-

¹ Jacoby: Berechnung von Pfahlgründungen. Jahrb. Ges. f. Bauing. 1925.

keit überschreitet. Hieraus folgt im allgemeinen noch nicht, daß die Tragfähigkeit des ganzen Pfahlrostes unzureichend ist. Der überlastete Pfahl wird vielmehr nachgeben und so lange in den Boden eindringen, bis seine Belastung seiner Tragfähigkeit entspricht. Weil der auf den Pfählen ruhende Mauerkörper als starr betrachtet wird, müssen die Längenänderungen der Nachbarpfähle sich entsprechend ändern, so daß diese jetzt die Mehrbelastung, die von dem überlasteten Pfahl nicht getragen werden kann, unter sich verteilen. Die Berechnung gestaltet sich demnach folgendermaßen: Es ergebe sich bei der ersten Berechnung für einen Pfahl mit der Kennziffer m eine Belastung P_m , die größer ist als die zulässige Belastung P'_m , dann wird der m te Pfahl tatsächlich nur P'_m aufnehmen, der Unterschied $P_m - P'_m$ verteilt sich auf die übrigen Pfähle, so daß diese durch Zusatzkräfte belastet werden. Diese Zusatzkräfte findet man, indem das allgemeine Verfahren auf denselben Pfahlrost angewandt wird, in dem jedoch der m te Pfahl weggelassen ist und an seiner Stelle die Kraft $P_m - P'_m$ angreift. Wenn die so berechneten Zusatzkräfte zu der ursprünglich ermittelten zugezählt werden und die erhaltenen Gesamtlasten den zulässigen Wert nicht überschreiten, so ist der Pfahlrost tragfähig.

Bei der Nachrechnung vorhandener Konstruktionen kann dieses „Zusatzverfahren“ gute Dienste leisten, bei Neukonstruktionen wählt man besser, wenn sich der Fall $P_m > P'_m$ herausstellt, eine andere Pfahlverteilung.

Eine Erweiterung des Verfahrens von Jacoby bringt die von Prof. Ostefeld¹ mitgeteilte Berechnungsweise. Ostefeld macht sich von der Bedingung, daß die Pfähle im Untergrund durchaus feststehen sollen, frei und geht nur allgemein von der Voraussetzung aus, daß bei einem gut ausgeführten Pfahlrost im Rahmen der zulässigen Belastungen ein unveränderliches Verhältnis zwischen dem Pfahldruck und der Bewegung des Pfahlkopfes anzunehmen sei. Gegen diese Voraussetzung ist kaum etwas einzuwenden. Die Formänderungen des Mauerkörpers werden auch von Ostefeld als verschwindend klein betrachtet im Vergleich zu den Bewegungen der Pfahlköpfe.

Holzpfähle.

Die Anforderungen, die an das Material hölzerner Pfähle zu stellen sind, haben wir auf S. 15 bereits eingehend erörtert. Es ist zur Zeit in Deutschland nicht leicht, für große Pfahlgründungen die erforderliche Anzahl starker Holzpfähle zu beschaffen, und so ist zu befürchten, daß der Holzpfehl trotz seiner großen Vorzüge, von denen in erster Linie leichte Handhabung, leichte Bearbeitung und eine gewisse Elastizität zu nennen sind, bei größeren Bauausführungen immer mehr durch Eisenbetonpfähle verdrängt wird. Nicht ohne Berechtigung wird von manchen Seiten darauf hingewiesen, daß das holzarme Deutschland seine Rammfähle zum großen Teil aus den Wäldern des Auslandes beziehen muß und damit die Außenhandelsbilanz unnötigerweise belastet, während Eisenbetonpfähle aus einheimischem Material und unter Aufwendung einheimischer Löhne jederzeit in beliebigen Mengen im Inlande hergestellt werden können.

Als hölzerner Rammpfahl kommt für uns in erster Linie die zähe Kiefer, in zweiter Linie die weniger zähe und harzreiche, aber dafür erheblich billigere Tanne und Fichte in Frage. Für schwere Rammungen, wie sie z. B. bei den Kaimauerbauten des Hamburger Hafens vorkommen, ist trotz des hohen Preises einzig und allein die Kiefer verwendbar, in leichten Böden, besonders wenn man die Pfähle einspülen kann, hat auch die Verwendung von Tannenpfählen ihre Berechtigung.

Hölzerne Pfähle verwendet man in Stärken von 25—45 cm Durchmesser und in Längen bis zu 25 m. Pfähle über 20 m sind jedoch nur in geringer Zahl zu haben. Die Pfähle werden entbort und an ihrem dünnen Ende, dem Zopfende, so an-

¹ Ostefeld: Beton Eisen 1922.

gespitzt, daß die genau in der Pfahlachse sitzende, meist viereckig mit gebrochenen Kanten ausgeführte Spitze $1\frac{1}{2}$ —2mal so lang ist wie der Pfahldurchmesser. Die äußerste Spitze ist hierbei zu brechen, so daß eine kleine Fläche entsteht. Über das dicke Ende des Pfahles, das evtl. besonders zu bearbeiten ist, wird zum Schutze ein schmiedeeiserner Pfahring von 6—10 cm Höhe, der leicht konisch geformt ist, so aufgetrieben, daß er gut paßt, aber noch etwas über die Endfläche des Pfahles übersteht. Der Pfahl wird dann „zopfrecht“, d. h. mit dem dicken Ende nach oben unter die Ramme gebracht und wird nun mit oder ohne Zuhilfenahme von Spülgeschirr eingetrieben. Wichtig ist, daß der Pfahl während des ganzen Eindringens beobachtet wird, um sofort feststellen zu können, ob er etwa gestaucht oder gebrochen ist. Man soll sich nicht damit begnügen, daß der mit dieser Aufsicht beauftragte „Rammschreiber“ nur das Eindringen bei den letzten zehn Schlägen der letzten „Hitze“ in seinem Rammbuch notiert, sondern schon eine ganze Strecke vorher alle halben Meter Eindringungstiefe das Ziehen des Pfahles anschreiben lassen. Dadurch wird der Rammschreiber zur Sorgfalt erzogen und die Bauleitung mehr als bisher in die Lage gesetzt, die Rammarbeit und die Tragfähigkeit ihrer Pfähle zu beurteilen. In der Regel nimmt die mit einer Hitze erzielte Festigkeit nach einer parabolisch gekrümmten Kurve mit der Tiefe ab, treten in dieser Kurve Unregelmäßigkeiten auf und ist nicht einwandfrei nachgewiesen, daß sie auf verschiedenen harte Schichten im Untergrund zurückzuführen sind, so muß man annehmen, daß der Pfahl gebrochen ist. Ein solcher Pfahl ist wieder auszuziehen, und man sollte in Zweifelsfällen lieber einen Pfahl zuviel, als einen zu wenig ziehen lassen. Das Loch des Pfahles ist dann sorgsam einzuschleimen, ehe man mit dem Rammen des Ersatzpfahles beginnt, da dieser sonst in das alte Loch, das seinem Vordringen weniger Widerstand bietet, abgelenkt wird und unfehlbar auf den etwa im Boden zurückgebliebenen Pfahlstummel trifft.

Für das Einbringen der Holzpfähle verwendet man Rammen aller Art, wie sie im maschinentechnischen Teil dieses Buches eingehend beschrieben sind. Mit dem Bärgewicht sollte man im allgemeinen nicht viel über das Pfahlgewicht und mit der Fallhöhe nicht über 3 m gehen, da man sonst zu leicht den Pfahlkopf verletzt. Wendet man schwerere Ramm bäre an, so muß wenigstens der Pfahlkopf durch eine aufgelegte, $1\frac{1}{2}$ —2 cm starke Eisenplatte besonders geschützt werden. Diese Kopfplatte hat in der Mitte einen kurzen Dorn, der unter den Schlägen des Ramm bäres in den Pfahl eindringt und Abrutschen der Platte verhindert.

In Bodenarten, die dem Eindringen besonderen Widerstand entgegensetzen oder in denen Hindernisse vorhanden sind, hat man die Spitze der Pfähle hin und wieder durch eiserne Schuhe zu verstärken gesucht. Die Erfahrungen mit diesen Schuhen sind meist schlecht, da sie sich oft vom Pfahle gelöst haben und dann selbst zum pfahlzerstörenden Hindernis geworden sind. Man wendet sie deshalb heute nur noch vereinzelt an und sucht lieber das Eindringen des Pfahles durch Wasserspülung zu erleichtern. Mit Wasserdruck bis zu 12 at und 1 oder 2 Spül-lanzen gelingt es, fast in jeden Boden Holzpfähle unbeschädigt auf die vorschriftsmäßige Tiefe zu bringen und Hindernisse zur Seite zu spülen. Nur wenn der Boden so von Steinen durchsetzt ist, daß diese sich unter Ausspülung der feineren Teile zu Steinestern zusammenballen können, ist mit dem Spülgeschirr nichts mehr zu erreichen; aber dann versagt auch der Pfahlschuh; man hat es eben mit einem für Rammarbeiten nicht geeigneten Grund zu tun.

Holzpfähle werden an ihrem oberen Ende entweder unmittelbar in den Beton des Fundamentkörpers eingebettet oder durch Längsholme und Querschwellen zu einem tragenden Rost verbunden. Letzterer ist nötig, wenn das Fundament über Wasser steht, also eine Plattform für Betonierungsarbeiten usw. erforderlich ist. Dabei sollte man aber den Pfählen, die selten genau in einer Reihe stehen, nicht Gewalt antun, sie zum Aufbringen der Hölzer nicht unnötig verschneiden

oder mit Winden unter Spannung bringen. Lieber sollte man sich damit begnügen, die notwendigen starken Längs- und Querversteifungen der Pfahlköpfe durch Eiseneinlagen in den Fundamentbeton selbst zu erreichen.

Nach diesem Grundsatz ist die nebenstehende Kaimauer im Hamburger Griesenwärdter Hafen auf hölzernen Pfählen gegründet (Abb. 49). Unter verschiedenen starken Schichten von Moor und Klei befindet sich hier eine ziemlich gleichmäßige Schicht Sand, deren Korngröße mit der Tiefe zunimmt und die schließlich in Kies übergeht. Alles in allem also ein idealer Rammgrund für die nahezu 1200 m lange Kaimauer.

Der Pfahlrost wird im vorderen Teil der Mauer gebildet von drei Pfählen, die 1:15 geneigt sind; hinter diesen und gegen sie versetzt stehen drei Pfahlreihen mit der Neigung 1:2,5, der größten mit gewöhnlichem Rammgeschirr erreichbaren Neigung; den Abschluß an der Rückseite bildet eine ungespundete Pfahlwand von 30 cm Stärke, die sich gegen einen Pfahlbock stützt, der durch die unverschiebliche Verbindung eines senkrechten Zugpfahles mit einem 1:2,5 geneigten Zugpfahl gebildet wird. Der Abstand der Pfahlreihen in Richtung der Mauer beträgt 1,80. Die drei vorderen ziemlich leicht genau zu rammenden Pfähle sind durch Längsholme, von denen der vorderste aus Eichenholz ist, und durch Querschwellen miteinander verbunden; die hinteren Pfahlreihen, bei denen es infolge ihrer starken Neigung schwerer ist, sie genau in eine Flucht zu bekommen, sind senkrecht zur Mauer durch leichte Zangen, die den Bohlenbelag tragen, und durch eiserne Anker miteinander in Verbindung gebracht. Die Längsverbindung ist hergestellt durch alte Eisenbahnschienen, die in reichlicher Zahl in dem aufgehenden Betonmauerwerk über den Pfahlköpfen verlegt sind. Die Pfahlköpfe dieser hinteren Reihen werden ohne weitere Ummantelung einbetoniert.

Der Kopf des Pfahlbockes (Abb. 51), der erhebliche vom Erddruck der Hinterfüllung herrührende Horizontalkräfte aufzunehmen hat, muß bei dieser Konstruktion möglichst kurz gehalten werden, da unter der Kaimauer die Fäulnisgrenze niedriger liegt als im freien Wasser. Man erklärt dies durch die Ansammlung von Luft und Gasen um den Pfahlkopf, die den Zutritt von Wasser behindern. Es ist deshalb die dargestellte Ausführung gewählt, bei der der schräge Druckpfahl

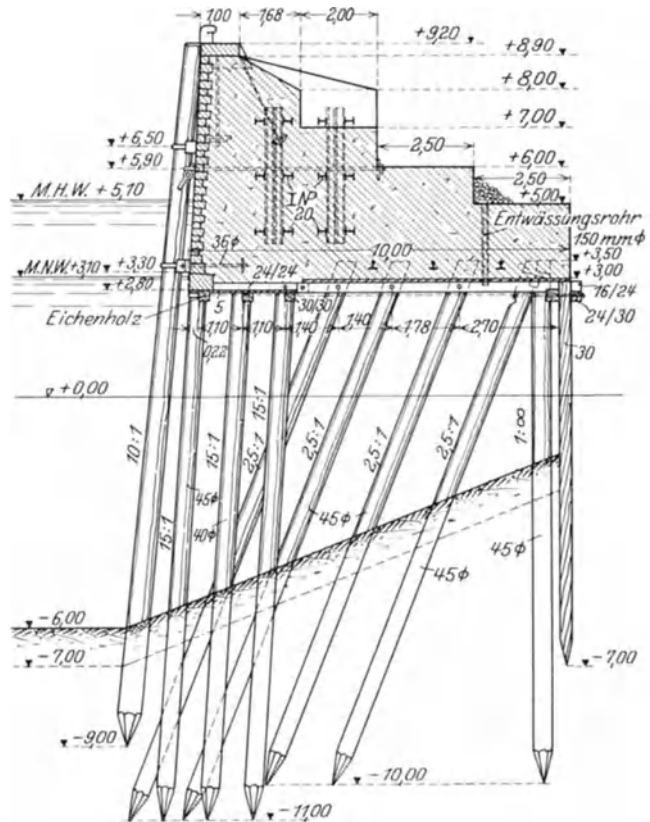


Abb. 49. Hamburger Kaimauer auf Holzpfählen.

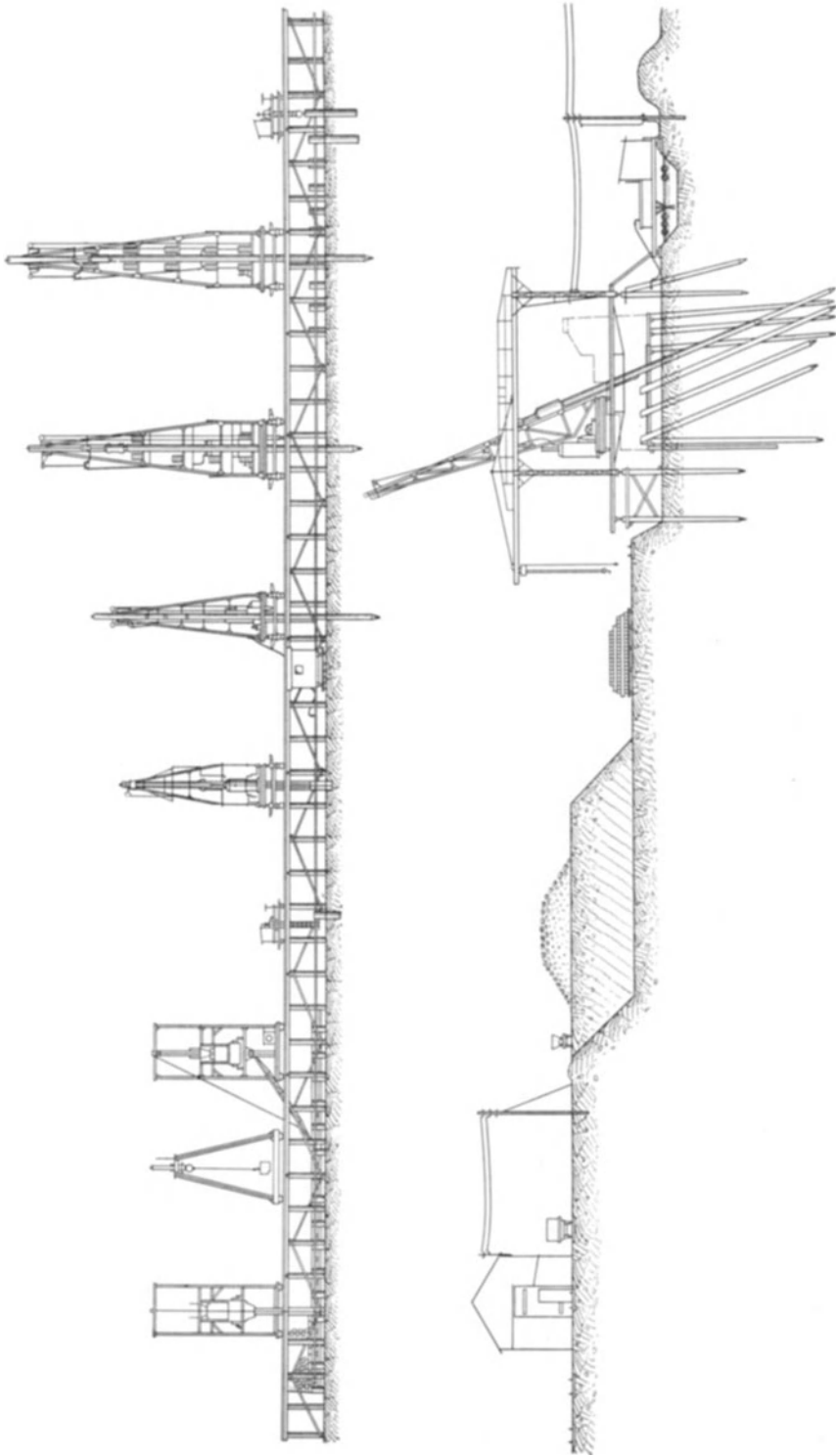


Abb. 50. Baueinrichtung der Kaimauer Griesenwärder Hafen in Hamburg. nburg.

in einer Aushöhlung des senkrechten Zugpfahles liegt und durch einen Eichenkeil gegen Verschiebungen gesichert ist. Die Pfähle werden durch Bolzen zusammengezogen, die Pfahlköpfe durch einen warm aufgezogenen starken schmiedeeisernen Ring gegen Abscheren gesichert. Zunächst wird der Bockgeradpfahl gerammt, gekappt und ausgehöhlt, dann der Schrägpfahl passend in die Aushöhlung gerammt und schließlich die Verbindung durch Keil, Bolzen und Ring hergestellt.

Das Aushöhlen der Pfähle ist eine schwierige Arbeit, die noch lange nicht jeder Zimmermann ausführen kann. Bei der beschriebenen Mauer hat sich hierfür die ausführende Firma eine zylindrische Säge konstruiert, die an der auch sonst zum Kappen der Pfähle gebrauchten Grundsäge an Stelle des kreisrunden Sägeblattes angebracht wird. Diese Säge ist im maschinentechnischen Buchteil näher beschrieben (S. 366 ff.).

Der Bau der Kaimauer erfolgte im Trocken; es ist zunächst der Boden bis $+2,00$, d. h. bis rd. 1 m unter dem zukünftigen Pfahlrost ausgehoben, dann auf eine lange Strecke durch Ramnungen vor und hinter der Mauer ein Gerüst für die Rammwagen, die die ganze Mauerbreite bestreichen, geschaffen. Auf diesem Gerüst laufen hintereinander alle zur Fertigstellung des Baues notwendigen Geräte; die Rammen, die erwähnte Kappsäge, die Betonmischmaschinen, die Portalkräne für die schweren Werkstücke und der Kompressor für das Stampfen des Betons. Vor dem Rammgerüst ist auf ganze Länge der Mauer ein Graben ausgehoben, der als Hauptentwässerung der Baugrube und als Floßgraben zum Heranschaffen der Rammpfähle gute Dienste leistet. Auf einer verschiebbaren Brücke steht über diesem Graben die Spülpumpe und entnimmt dem Graben unter sich das Spülwasser (Abb. 50).

Alle Gründungen auf hohen Pfählen, die Horizontalkräfte aufzunehmen haben, können dieser Aufgabe ohne künstliche Hilfsmittel nur schlecht gerecht werden, da einmal die Erfahrung zeigt, daß Pfähle im Boden nur axialen Kräften größeren Widerstand zu leisten vermögen, durch Kräfte senkrecht zu ihrer Achse leicht durch den Boden hindurchgedrückt werden und andererseits die Pfähle wegen der Konstruktion der Rammen nicht über $1:3$ bis $1:2\frac{1}{2}$ geneigt eingerammt werden können. Ein Hauptmittel zur Aufnahme überschießender Horizontalkräfte ist der Pfahlbock, der wie bei der beschriebenen Kaimauer entweder mit dem Bauwerk unmittelbar verbunden oder auch zwecks Abstützung oder Verankerung vor oder hinter dasselbe gesetzt werden kann. Beide Male ist die Ausbildung nicht so sehr dem Zweck als den verschiedenen Handwerksgebräuchen entsprechend verschieden. Abb. 51 und 52 zeigen Pfahlböcke aus Hamburg, die zur Absteifung einer Spundwand dienen, und Abb. 53 einen Pfahlbock aus Bremerhaven, der einem Ankerzug Widerstand leisten soll.

Holzpfähle im Seewasser, das tierische Schädlinge enthält, hat man durch Tränkungen und Umhüllungen gegen diese Holzzerstörer zu schützen gesucht.

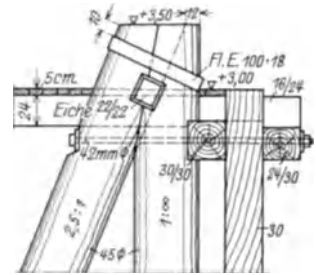


Abb. 51. Hölzerner Pfahlbock unter einer Kaimauer im Hamburger Hafen.

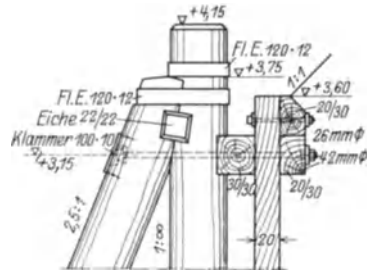


Abb. 52. Hölzerner Pfahlbock einer versteiften Spundwand im Hamburger Hafen.

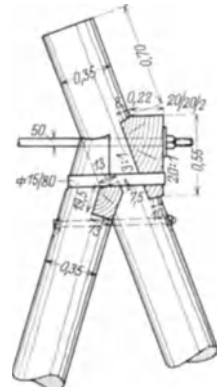


Abb. 53. Hölzerner Pfahlbock für eine Verankerung in Bremen.

Neuerdings wird in Amerika dieser Schutz und gleichzeitig eine gewisse Erhöhung der Knicksicherheit der Pfähle bei Pfählen, die nicht gerammt, sondern nur eingespült zu werden brauchen, erreicht durch Aufbringen eines Betonmantels im Spritzverfahren. Zur Vorbereitung des Prozesses gehört die Ummantelung des Pfahles durch ein Drahtnetz mit zusammengeschweißten Kreuzungen und zahlreichen Distanzstücken. Die Zementhülle hat eine Stärke von 40—50 mm, das Einspülen geschieht frühestens 30 Tage nach ihrer Vollendung und darf nur durch leichte Schläge unterstützt werden¹.

Eisenbetonpfähle.

Fertigpfähle. Die Hauptvorteile fertiger Eisenbetonpfähle sind das Fortfallen aller Beschränkungen durch die Fäulnisgrenze und damit eine oft wesentliche Erleichterung des ganzen Grundbaues, gute Verbindung der Pfähle mit dem aufgehenden Mauerwerk und eine sich allen Verhältnissen anpassende leichte Dimensionierung. Oft ist es auch als Vorteil anzusehen, daß man Eisenbetonpfähle noch auf der Baustelle und an ihrem Standplatz unter Verlängerung der Eiseninlagen in organischer Weise verlängern kann.

Ihre Hauptnachteile sind große Schwere und Unhandlichkeit des einzelnen Pfahles, geringe Biegefestigkeit, die beim Transport leicht zu Beschädigungen führt, und lange Zeit der Herstellung. Eisenbetonpfähle, die unter Verwendung gewöhnlichen Zementes hergestellt sind, müssen 6—8 Wochen alt sein, ehe man sie unter die Ramme bringt; diese Zeit läßt sich durch Ver-

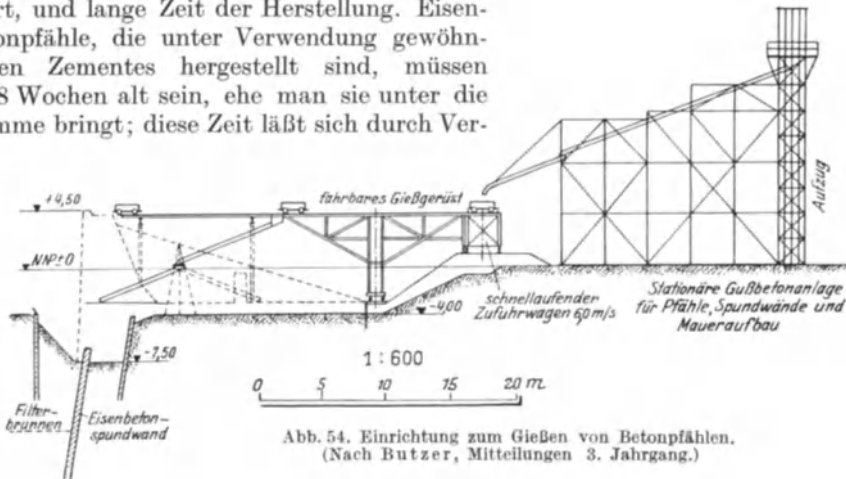


Abb. 54. Einrichtung zum Gießen von Betonpfählen.
(Nach Butzer, Mitteilungen 3. Jahrgang.)

wendung hochwertiger Zemente abkürzen und schrumpft, allerdings auf Kosten der Wirtschaftlichkeit, auf 3—4 Tage zusammen, wenn man Schmelzzement anwendet. Die Anwendung dieser Zemente kann durch die Eile der Bauarbeit notwendig werden und unter besonderen Umständen dann sogar zu wirtschaftlich vorteilhaften Ergebnissen führen, wenn sie eine bessere Ausnutzung der Pfahlfabrik und der Ramme ermöglicht. Mit gutem technischem und wirtschaftlichem Erfolg sind Schmelzzementpfähle beim Umbau einer Kaimauer in Hamburg verwendet; es war hier sogar möglich, die erst wenige Tage alten Pfähle ohne Schaden „über Kopf“ zu rammen.

Die Fertigpfähle aus Eisenbeton werden auf der Baustelle oder auf besonderen Pfahlplätzen unter weitgehender Ausnutzung maschineller Hilfsmittel liegend hergestellt. Sie haben 4—8eckige Form und werden nebeneinander, liegend, in hölzerne Kästen eingestampft. Als Neuerung in der Pfahlherstellung ist bemerkenswert, daß die Firma Butzer beim Bau der mehrfach erwähnten Kaimauer (vgl. S. 64) in Vlaardingen die zur Verwendung kommenden achteckigen Eisenbetonpfähle in 2,7 mm starken Blechschalungen gegossen hat. Das Betonieren erfolgte mit einem in Richtung der Pfahlachse laufenden leichten

¹ Förster: Nordamerikanische Seehafentechnik.

Unterwagen, der einen querverschieblichen, 1 m² fassenden Betonkasten mit zwei Ausläufern, die genau über zwei Pfähle passen, trug. Am Kopfende des 200 m langen Pfahlagers war eine Schiebebühne angeordnet, auf welcher der Wagen leicht und schnell in die sieben Felder des Pfahlagers gebracht werden konnte. Es ist mit nur einem Wagen gearbeitet und es konnten trotzdem in acht Stunden bis 600 lfd. m Pfähle oder 400 lfd. m Spundwand gegossen werden¹. Der Betonwagen wurde von einer stationären Anlage aus, die auch für den Maueraufbau diente, gefüllt (Abb. 54).

Ihre Festigkeit erhalten Eisenbetonpfähle durch eingelegte Längsrundeisen, deren Stärke normal zwischen 15 und 30 mm schwankt, die Eisen werden an der Pfahlspitze zusammengebogen und oft durch einen besonderen eisernen Gußkörper zusammengehalten; durch Querbewehrungen werden sie zu einem räumlichen Gebilde zusammengefaßt.

Die Verschiedenheit der Pfahlkonstruktionen der einzelnen Firmen liegt in der oft durch Patente geschützten Querbewehrung und der Ausbildung der Spitze. Bei allen Querbewehrungen ist davon auszugehen, daß der Pfahl seine gefähr-

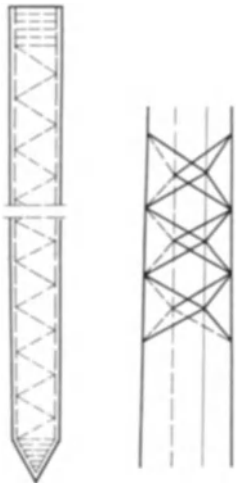


Abb. 55. Bindung von Eisenbetonpfählen der Firma Christiani & Nielsen.

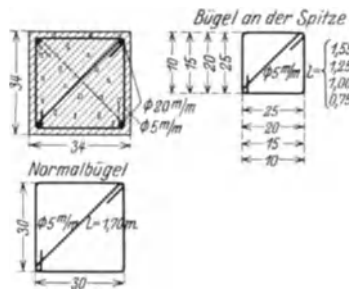


Abb. 56 a. und b. Pfähle Dyckerhoff & Widmann. (Alte Süderelbe Hamburg.)

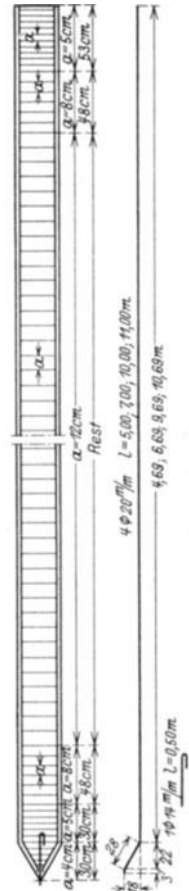


Abb. 56 b.

lichsten Beanspruchungen nicht im Bauwerk selbst, sondern beim Transport und unter der Ramme befährt. Die Querbewehrung soll dabei das Ausknicken der Längseisen verhindern, gleichzeitig aber soll sie die noch nicht einbetonierten Längseisen zu einem räumlichen, leidlich steifen Gebilde zusammenfassen, damit die ganze Eisenbewehrung auf einmal in die Form gelegt werden kann und damit die einzelnen Längseisen zwangsweise in richtiger Lage gehalten werden.

Die Querverbindung wird aus glatten Rundeisen von 5—6 mm Durchmesser oder aus geglühtem Eisendraht hergestellt und meistens in einzelnen Bügeln senkrecht zur Pfahlachse angebracht. Um bei Drahtbewehrung die Steifigkeit des Pfahlgerüsts zu erhöhen, werden die Drähte miteinander verdrillt. Bei der Ausführung werden die Bügeldrähte bald dem Umfange des Pfahles folgend, bald diagonal durch die Pfahlmitte, bald auch beides zugleich geführt. Die Firma Christiani & Nielsen hat sich eine Bewehrung patentieren lassen, bei der die einzelnen Bügel nicht senkrecht, sondern schräg zur Pfahlachse angeordnet sind, wodurch neben großer Steifigkeit des Pfahlgerüsts erreicht wird, daß Risse, die sonst unter der Ramme leicht in der Ebene der Bügel entstehen, vermieden werden.

¹ Butzer: Mitteilungen 3. Jahrg., S. 24, Abb. 30.

Abb. 55 zeigt einen nach diesem Patent hergestellten Pfahl in der Seitenansicht und die innere Bewehrung in schaubildlicher Darstellung. Jede Einzelbindung besteht aus einem rhombenförmigen Bügel, welche im Pfahl schräg zu dessen Achse verlaufen. Die Bindungen schließen sich zu Zickzacklinien zusammen. Kopf und Fuß erhalten Bügel senkrecht zur Pfahlachse.

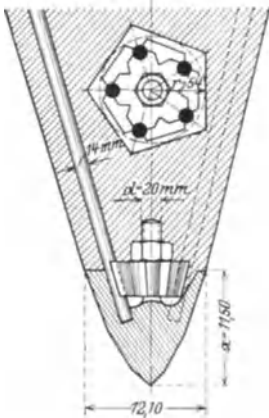


Abb. 57. Pfahlspitze Wölle. Leipzig. (Nach Colberg, Handb. für Eisenbeton Bd. 3.)

Alle Bügel müssen natürlich 2—3 cm vom Beton überdeckt sein, bei Pfählen, die durch mechanische Angriffe oder durch Meerwasser beschädigt werden können, geht man hierin auch wohl noch weiter. Die einzelnen Bügel haben in Pfahlmitte Abstände bis zu 20 cm, an den Enden legt man sie enger und geht stufenweise bis zu 5 cm Abstand herunter, da hier beim Rammen die Hauptbeanspruchungen auftreten.

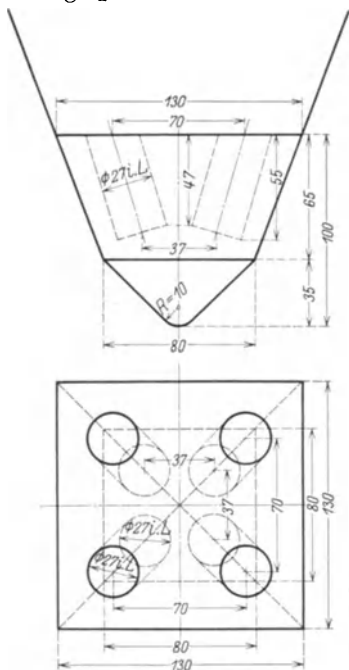


Abb. 58. Pfahlspitze Grün & Bilfinger, Hanau.

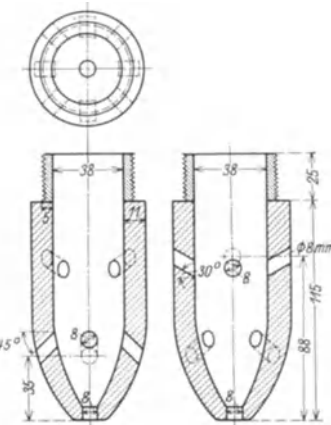


Abb. 59. Kopf einer Spüllanze von Ph. Holzmann.

Statt durch Draht- und Rundeisenbügel hat man die Längseisen auch durch Streckmetall miteinander in Verbindung gebracht oder nach dem Patent von Considère, dessen Inhaber für Deutschland die Firma Wayß & Freytag ist, durch eine spiralförmige Umwicklung, bei der gleichfalls die Spiralen in der Mitte weit und an den Enden eng verlegt werden. Den Kopf solcher spiralumschnürten Pfähle kann man nach dem Vorbild des amerikanischen Cummingpfahles durch Einlage besonderer Verstärkungsspiralen so fest machen, daß ohne Schlaghaube gerammt werden kann.

Die Pfahlspitze. Neben der Querbewehrung der Eisenbetonpfähle bildet die Ausbildung der Spitze den Gegenstand des Wettbewerbes zwischen den Baufirmen. Die Form dieser Spitze gleicht im allgemeinen der des Holzpfahles, ihre Länge beträgt das 1—1½fache der Pfahlstärke. Ihr äußerstes Ende wird immer in Eisen ausgeführt, da Beton beim Auftreffen auf Hindernisse zerstört werden würde. In leichtem, hindernisfreiem Boden genügt es, die Längseisen der Form der Spitze entsprechend zusammenzuführen und sie miteinander zu verschneiden, zu verschweißen; vielfach wird dabei ein besonderes Spitzeneisen eingelegt, das mit einem Haken in den Pfahlbeton eingreift. Abb. 55 und 56

zeigen einen so bewehrten Pfahl der Firma Dyckerhoff & Widmann, verwendet bei der Brücke über die Alte Süder Elbe. Bei etwas schwererem Boden schützt man die Spitze daneben noch durch einbetonierte Flacheisen und Blechstreifen und bei ganz schwerem Boden ordnet man einen besonderen Spitzeneisen

körper aus Gußeisen oder Stahl an, mit dem die Längseisen entweder verschraubt werden oder in den sie ohne besondere Befestigung hineingesteckt werden. Abb. 57 zeigt eine vielfach mit gutem Erfolg verwendete Spitze der Leipziger Firma Wölle nach dem Handbuch für Eisenbeton¹. Hier werden die Längseisen durch ein kegelförmiges Füllstück in der Pfahlspitze festgehalten. Abb. 58 dagegen stellt eine sehr einfache Spitze von Grün und Bilfinger dar, in die die Längseisen einfach hineingesteckt werden.

Fertigpfähle erhalten für den Transport in der Regel einbetonierte Krampen, die so angebracht werden, daß der an ihnen aufgehängte Pfahl ein möglichst geringes Biegemoment erfährt. Sie werden unter der Ramme durch besondere Rammhau- ben, die den Pfahlkopf fest umfassen, gegen die unmittelbare Einwirkung des Ramm- schla- ges geschützt und außerdem zu ihrer Schonung meist eingespült. Entweder werden dabei die Spüllanzen neben dem Pfahl herunter- geführt, wobei es sich als be- sonders vorteilhaft erwiesen hat, dem Spüllanzenkopf nur nach oben gerichtete Löcher zu geben (Abb. 59) oder man hat auch das Spülrohr gleich in der Mitte des Pfahles ein- betoniert, wodurch ohne wei- teres erreicht wird, daß das Wasser an der Pfahlspitze zentrisch austritt² (Abb. 60). Solche Pfähle können natür- lich nur mit Vorsicht ge- rammt werden. Sie leiten über zu den neuerdings ver- schiedentlich angewendeten hohlen Schleuderbeton- pfählen, die infolge ihrer Herstellungsart besonders dichtes Gefüge aufweisen und deshalb wohl in erster Linie in betonschädlichem Grundwasser angebracht sind.

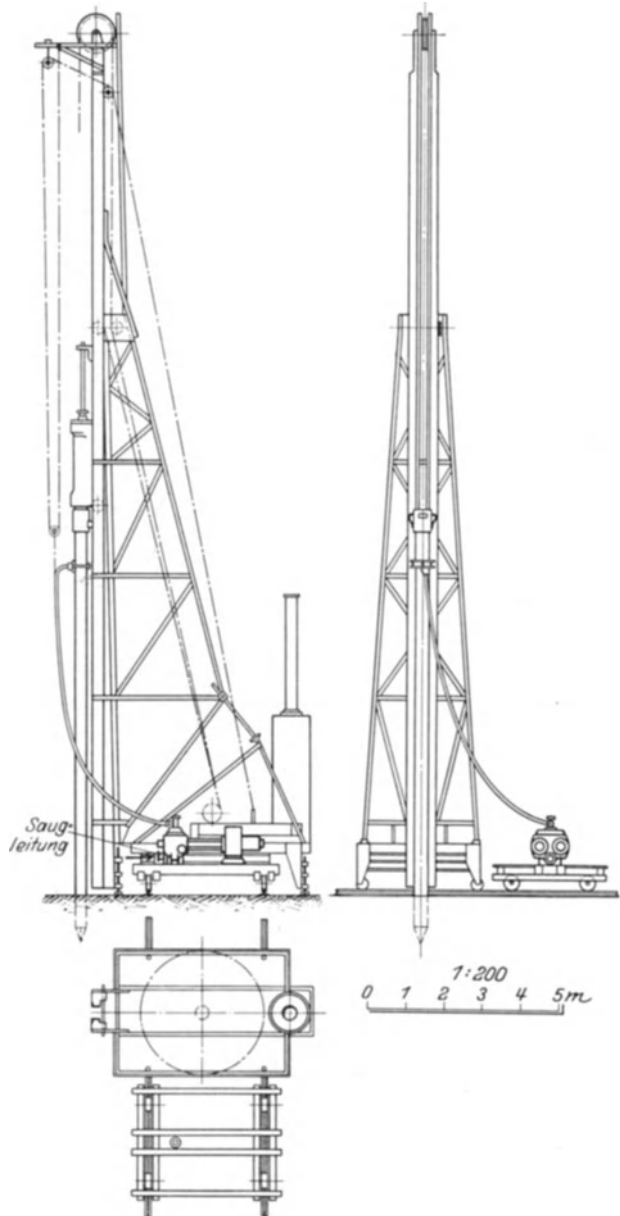


Abb. 60. Pfahlspülvorrichtung für Betonhohlpfähle der Firma Grün & Bilfinger.

¹ Handb. f. Eisenbeton Bd. 3, S. 277.

² Auf der Abbildung ist neben der Ramme eine Duplexdampfmaschine aufgestellt, die, vom Dampfkessel aus gespeist, Wasser durch den Hohlpfahl nach der Pfahlspitze drückt.

Die größten bis heute bekannten Eisenbeton-Fertigpfähle sind verwendet beim Bau des Nordkais in Madras. Sie maßen 63,5 cm im Quadrat und waren 36,58 m lang, und jeder dieser Pfähle wog nicht weniger als 24 t; sie wurden von einem hierzu hergerichteten Schienenkran ohne Mitwirkung einer Ramme eingespült, und zwar wurden an einem Pfahl bis zu 12 Spülrohre gebraucht.

Große Mühe war darauf verwendet, die Pfähle beim Einbringen tunlichst frei von Biegungsspannungen zu halten. Am Herstellungsplatz wurden sie auf Spezialwagen verladen und dann zu einem riesigen Dampfdrehkran gefahren, der sie an vier Seilen hochhob und auf ein Floß legte, auf diesem Floß wurden sie dem schwimmenden Pfahlspüler zugeführt. Die Pfähle jetzt durch Sand und Klei hinunterzuspülen, erforderte 2—3 Stunden. Eine Probelastung ergab eine nutzbare Tragfähigkeit von 60 t für den Pfahl¹.

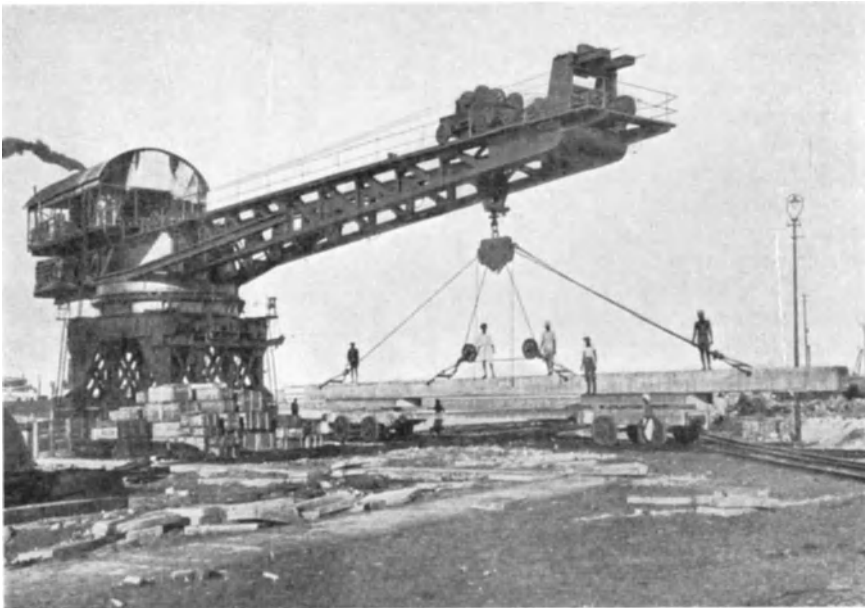


Abb. 61. Pfahlbeförderung mittels Dampfdrehkran im Hafen von Madras.
(Dock and Harbour Authority Okt. 1927.)

Ortspfähle.

Allen Ortspfählen gemeinsam ist, daß für den Pfahl am Ort seiner Verwendung ein Loch im Erdboden hergestellt und dieses dann mit Beton ausgefüllt wird, so daß der Pfahl an seiner Verwendungsstelle selbst entsteht. Die aus diesem Grundgedanken entwickelten Systeme, deren Zahl von Jahr zu Jahr wächst, unterscheiden sich vor allem in der Ausführungsweise des Loches, das bei der einen Gruppe ohne Rohrung, bei einer anderen mit wiedergewonnener Rohrung und bei einer dritten mit verlorener Bohrung hergestellt wird.

Pfähle ohne Rohrung. Zur ersten Gruppe gehört das bekannte Verfahren von Dulac, bei dem aus beträchtlicher Höhe ein bis 2,0 t schweres kegelförmiges Fallgewicht im Erdboden ein konisches Loch erzeugt, das dann unter Benutzung eines leichten Stampfgewichtes ausbetoniert wird. In wasserdurchlässigem Boden hat es sich dabei als praktisch erwiesen, vor dem Betonieren das Loch mit einer dünnen Tonschicht auszustampfen. Die erreichbare Lochtiefe bei diesem Verfahren ist natürlich begrenzt, auch geben die starken Erschütterungen in der Nachbarschaft von Gebäuden Anlaß zu Bedenken.

¹ Dock and Harbour Authority Okt. 1927.

Die Erschütterungen vermeidet die von Stern ausgebildete „Grundkörpermaschine“¹, die mit ihrem Führungsrohr zur zweiten Gruppe überleitet. Sie besteht (Abb. 62 u. 63) aus einer mit Führungs- und Bocksäulen versehenen fahrbaren Plattform. An dem Führungsständer (1) hängt auf einer Rollenbrücke (2) der eigentliche Vortreibkörper. Dieser wird durch den Treibkegel (3) und das Vortreibrohr (4) gebildet. Der Treibkegel umfaßt das Führungsrohr mit einer 70 cm hohen starken Rohrmuffe und gestattet ihm Längs- und Drehbewegungen. Durch den ganzen Vortreibkörper führt ein Gestängerohr (5) von 90 mm Licht-

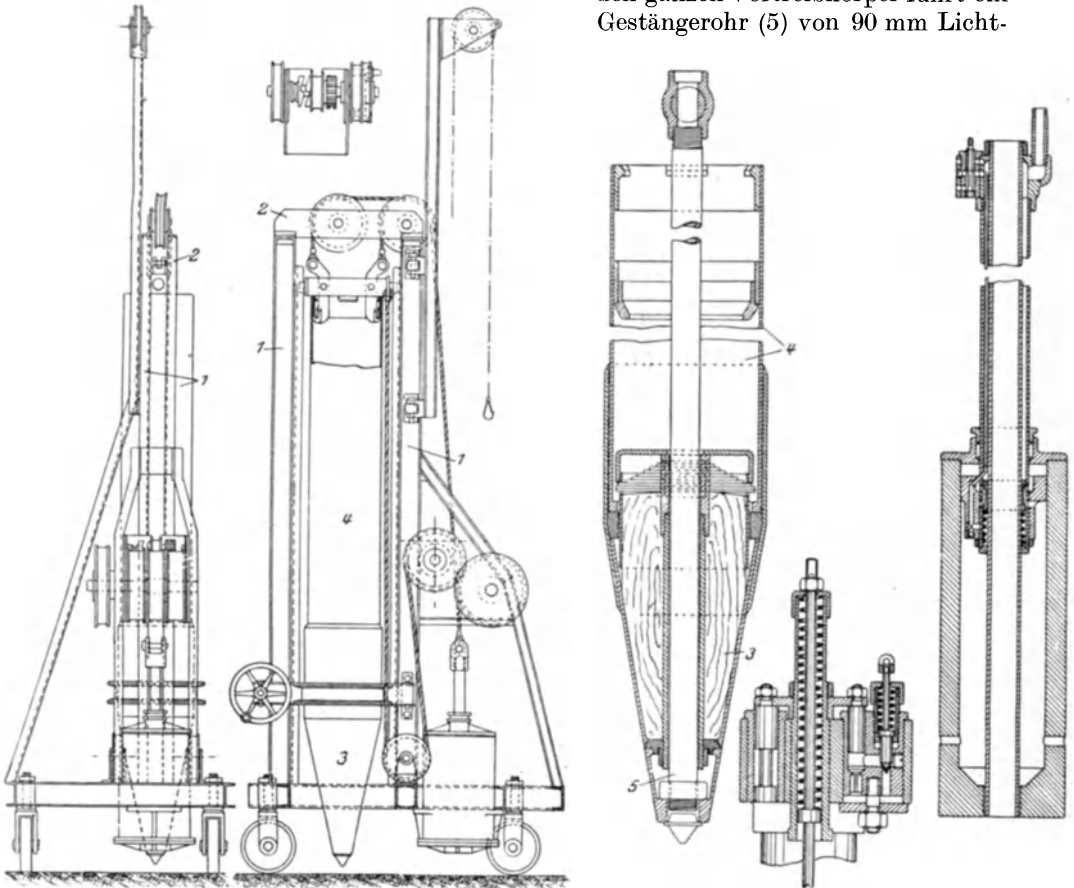


Abb. 62. Abb. 63.
Abb. 62 und 63. Grundkörpermaschine von Stern. (Bauingenieur 1927.)

weite hindurch, seine untere Ausmündung wird durch einen kleinen Gußkörper, die sog. „verlorene Spitze“, während des Abteufens verschlossen gehalten. Im Inneren des Führungsrohres ist ein als Hohlzylinder ausgebildeter Druckluftbär von etwa 1050 kg Gewicht angeordnet, der mit Hübten von 85 cm sowohl aufwärts wie auch abwärts hämmern kann. Beim Hochziehen von Vortreibkegel und Vortreibrohr wird durch das hohle Führungsrohr Beton eingepreßt, der die Schachtwandungen sichert und nach Bedarf durch Absetzen des 2200 kg schweren Vortreibkörpers auf den frischen Beton sowie durch Abwärtshämmern des inneren Druckbärs gepreßt und gestampft werden kann, so daß bedeutende Treibwirkungen auf die Schachtwandung in beliebigen Höhen ausgeübt und Schachtverbreiterungen erzielt werden.

¹ Bauing. 1927, S. 668.

Die ganze 4700 kg schwere Einrichtung ist fahrbar und kann leicht umgestellt werden. Dies erlaubt die wirtschaftliche Herstellung vieler nahe aneinandergestellter, mehr oder weniger tief wirkender „Grundkörper“.

Nach diesem Verfahren ist u. a. die Fundierung für die Volkswohnhäuser auf der Hagewiese bei Wien durchgeführt¹. Die Lage des Bauplatzes am Rande des Wiener Waldes gegen das Donautal ließ außergewöhnliche Schwierigkeiten für die Gründung voraussehen, denn der Untergrund bestand aus Schotter mit festen bis hochplastischen Zwischenschichten und neigte zu Verrutschungen. Die Gründungsarbeiten wurden mit drei Aggregaten von je zwei Grundkörpermaschinen, einem Kompressor und einer Betonmischmaschine durchgeführt². Die Pfähle sind größtenteils in der Mauerlängsachse gerammt und durch Eisenbeton-



Abb. 64. Anwendung der Grundkörpermaschine von Stern. (Bauingenieur 1927.)

quote entsprechend dem Hausquerschnitt miteinander verbunden. Der mittlere Abstand der Pfähle, die überall bis zu unbedingt sicheren Schotterschichten heruntergeführt sind, beträgt 1,4 m, ihre durchschnittliche Länge 2,7 m. (Abb. 64.)

Pfähle mit wiedergewonnener Rohrung. Bei den Pfählen mit wiedergewonnenem Rohr ist zu unterscheiden, ob das Rohr durch Rammung oder im Bohrverfahren eingebracht wird, und weiter, ob das Rohr durch äußere Kraft oder durch inneren Druck wieder gehoben wird.



Abb. 65. Alligatorspitze des Simplexpfahles.

In allen diesen Fällen dringt bei dieser Bauart der Beton unter dem unteren Rande des hochgezogenen Rohres hervor und es bilden sich je nach der Widerstandsfähigkeit des Bodens mehr oder weniger wulstige Pfeiler, die gerade wegen ihrer Wulste besonders tragfähig sind. Das Einsetzen von Eisenarmierungen ist in allen Fällen möglich.

Der bekannteste Pfahl mit eingerammtem und wieder gezogenem Rohr ist der Simplexpfahl, der in Deutschland hauptsächlich von Wayß & Freytag ausgeführt wird. Bei ihm hat das eingerammte Eisenrohr eine kegelförmige aufklappbare Spitze — die sog. Alligatorspitze (Abb. 65) —, die sich beim Hochziehen unter dem Druck des eingestampften Betons öffnet. Stampfen des Betons er-

¹ Zement 1927, H. 45, S. 1082.

² Gründung von Wohnhäuserblocks mit Grundkörpermaschinen. Abh. Zement 1082, Abb. 4.

folgt durch ein an der Ramme aufgehängtes Gewicht. Beim Bau der Vulkanwerft in Hamburg wurden 3000 solche Pfähle mit Eisenbewehrung hergestellt³. Sie haben Probelastungen bis zu 120 t mit ganz geringen Senkungen überstanden.

Die Alligatorspitze versagt in schwerem Boden, sie muß dann ersetzt werden durch eine hölzerne eisenarmierte, sog. verlorene Spitze, die beim Hochziehen im Grunde bleibt.

Als Ortpfahl mit wiedergewonnener, im Bohrverfahren niedergebrachter Rohrung ist am bekanntesten der Straußpfahl geworden, der so genannt ist nach seinem Erfinder, dem russischen Bergingenieur Anton Strauß; er ist in Deutschland von Dyckerhoff und Widmann in sehr vielen Fällen mit großem Erfolg ausgeführt. Der Straußpfahl wird hergestellt in Stärken von 25—40 cm und eignet sich ganz besonders für Unterfangungs- und Ausbesserungsarbeiten und für Gründungen in bedrohlicher Nähe von Gebäuden, da die Rohre

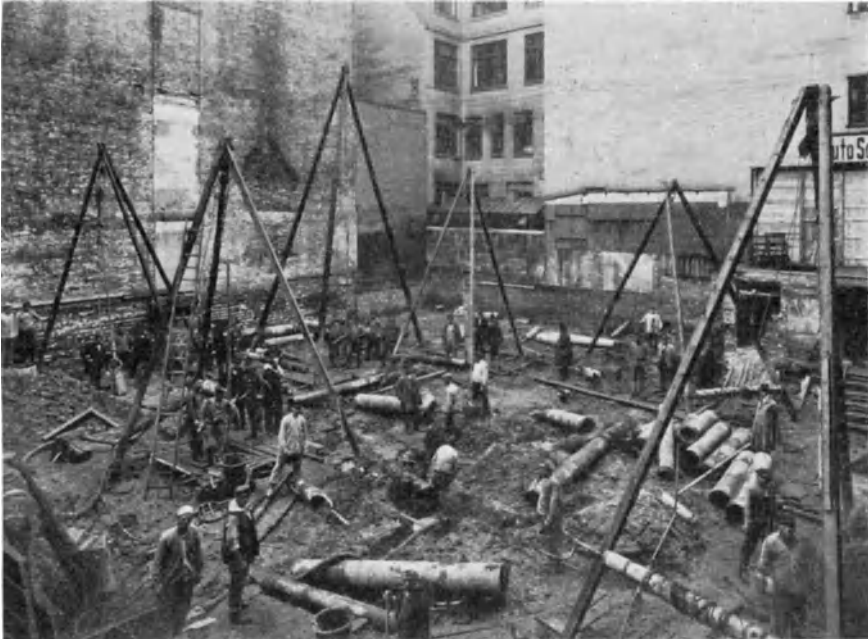


Abb. 66. Bohrung für Straußpfähle beim Bau des Geschäftsgebäudes des Hamburger Fremdenblattes.

ohne lästige Rammerschütterungen und Rammgeräusche im gewöhnlichen Bohrverfahren mittels Ventilbohrer niedergebracht werden können (Abb. 66) und da es möglich ist, die Rohrung aus einzelnen kurzen Stücken zusammensetzen, so daß das Verfahren auch unter niedrigen Brücken, in Kellern usw. angewendet werden kann.

Nach dem Absenken der Rohre wird der Beton mittels Büchsen mit Bodenklappen eingebracht und gleichzeitig das Rohr mittels Handwinden o. dgl. gezogen. Der Beton dringt dann wie beim Simplexpfahl unter dem Rohrrande hervor und bildet den bekannten wulstigen Pfeiler.

Es ist auch beim Straußpfahl möglich, eine Pfahlbewehrung in das Rohr zu bringen und einzubetonieren, um den Pfahl gegen Ausknicken zu sichern, die Abb. 67 zeigt nach dem Handbuch für Eisenbeton ein Stück eines Straußpfahles mit freigelegter Eisenbewehrung, der Beton ist durchaus einwandfrei.

³ Dt. Bau-Zg. 1907, Zementbeilage S. 65.

Mit Straußpfählen sind u. a. die Pfeiler einer Straßenbrücke über die Iller bei Kempten im Allgäu unterfangen¹. Die Brücke ist im Jahre 1907 in Eisenbeton



Abb. 67. Straußpfahl mit freigelegter Eisenbewehrung. (Handbuch für Eisenbeton III.)

erbaut und überschreitet den Fluß mit vier Öffnungen von je 17,25 m Lichtweite. Jeder der drei Flußpfeiler ist auf 6 Eisenbetonpfählen ohne Umschließung durch eine Spundwand gegründet. Der Zwischenraum zwischen den Pfählen war oberhalb der Flußsohle ausbetoniert und dadurch der eigentliche Pfeiler gebildet (Abb. 68)

Untergrund: 1,5 m Kies, darunter sehr harter Ton, sog. „Bänderton“. Bis 1925 sind Sackungen bis 18,8 cm festgestellt. Die bei der Erbauung auf der Flußsohle vorgefundene 1,5 m starke Kiesschicht war in den 18 Jahren größtenteils verschwunden, was wohl als Folge von Flußkorrekturen anzusehen ist. Der hierdurch bloßgelegte Ton war aufgeweicht und nicht mehr genügend tragfähig.

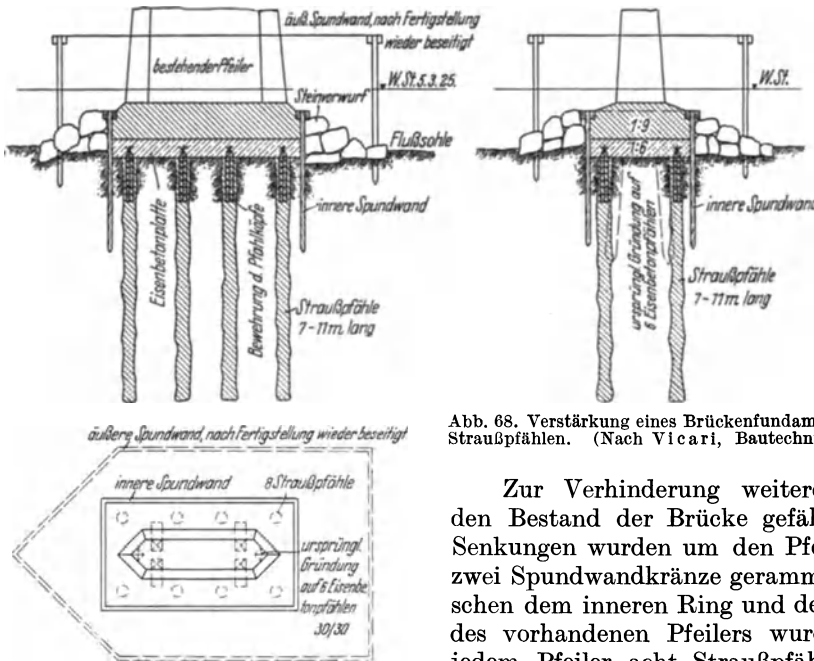


Abb. 68. Verstärkung eines Brückenfundamentes mit Straußpfählen. (Nach Vicari, Bautechnik 1926.)

Zur Verhinderung weiterer, für den Bestand der Brücke gefährlicher Senkungen wurden um den Pfeilerfuß zwei Spundwandkränze gerammt, zwischen dem inneren Ring und dem Fuß des vorhandenen Pfeilers wurden an jedem Pfeiler acht Straußpfähle von

7—10 m Länge betoniert. Die Pfahlköpfe erhielten Eiseneinlagen und wurden durch eine Eisenbetonplatte zu einem einheitlichen Tragkörper zusammengefaßt

¹ Bautechnik 1926.

(Abb. 68). Über der Eisenbetonplatte wird der vorhandene Pfeiler, nachdem alle mangelhaften Betonstellen abgeschlagen sind, mit Stampfbeton unterfangen. Die innere Spundwand wird mit einem Steinwurf geschützt, die äußere Spundwand wieder entfernt.

Auf einen Straußpfahl trifft rechnerisch eine Höchstlast von 22 t.

Die neueste Ausbildung des Ortpfahles ist der in Belgien erfundene und vielseitig erprobte „Frankipfahl“, der bei zahlreichen Belastungsproben außerordentlich gute Ergebnisse zeigte. Die nachstehende Tabelle, die wir einem Aufsatz von Regierungsbaumeister a. D. Koch in der Bautechnik 1926, Heft 33 entnehmen, läßt erkennen, daß Frankipfählen Belastungen bis zu 100 t zugewiesen werden können.

O.Z.	Zeit	Ort	Untergrund	Länge des Pfahles m	Probe- be- lastung t	Einsenkung			Zu- lässige Bela- stung t
						größte mm	elasti- sche mm	blei- bende mm	
1	XII/1912	Materialprüfungs- amt Berlin	Torf, Ton und Sand mit Grundwasser	11,0	72,6	4			
2	I/1911	Ougrée-Marihaye bei Lüttich	Schlacke, Anschüt- tung und Ton	14,0	473	40			90
3	X/1923	Residenzpalast in Brüssel	Auffüllung, Torf Schwimmsand und Lehm	45,5	100	5			50
4					102	4			
5	III/IV/1926	Basilika Koekel- berg, Brüssel,	Sand und sandiger Ton	10,65	335	6	3	3	100
6					9,5	250			8
7	XI/1923	Hongkong	Sand und Ton mit Grundwasser	10,0	100	9			75
8	IX/1915	Gas- und Elek- zitätswerke Ville sur Haine	1 m Ackerboden, 6 bis 7 m weicher Ton mit Wasser, 1,5 bis 2 m Torf, 1 m schlech- ter Kies, darunter Mergel	10,0	180	9			60

Gemeinsam ist den verschiedenen Ausführungen des Frankipfahls die Verwendung teleskopartig ineinandergeschobener Stahlrohre von 45—60 cm Durchmesser, die mittels eines 2,3 t schweren Rammbaren eingetrieben werden. In steinigem Untergrunde wird hierbei, wie die Abb. 69 zeigt, als Schutz für die Rohre ein schwerer Vortreibkopf benutzt, auf dessen Führungsstange der Rammbar läuft. Der Vortreibkopf ruht auf einem nach innen gehenden Wulst des Rohres; der auf den Vortreibkopf ausgeübte Rammstoß zieht daher das Rohr nach unten.

Die Rohre werden bis zum tragfähigen Baugrund eingerammt. Es läßt sich dies leicht nachprüfen, da der Treibkopf eine Probe der tiefsten Schicht zutage bringt. Außerdem stellt man die Eindringtiefe für die letzten 10 Rammschläge fest; beträgt die Senkung weniger als 1,5 mm für den Schlag, so läßt sich erfahrungsgemäß mit Sicherheit annehmen, daß guter Baugrund erreicht ist.

Da der Treibkopf bis zu 50 cm unter Unterkante des Rohres abgesenkt wird, so entsteht beim Herausziehen desselben eine kegelförmige Vertiefung, die zunächst mit Beton ausgefüllt wird. Der Beton wird dabei mit einem 2—2,5 t schweren Bären gerammt, unter der Wirkung des Rammstoßes verdrängt er die seitlichen und unteren Bodenschichten und erweitert sich zu einem klumpenförmigen Fuß. In die Betonmasse dieses Fußes können jetzt Rundeisen eingesetzt werden, der Schaft wird dann unter allmählichem Aufziehen mit Beton, der schichtweise abgerammt wird, ausbetoniert. Hierdurch erhält der Pfahl einen wesentlich größeren Durchmesser als die verwendeten Rohre, außerdem aber eine raue,

wulstartig erweiterte Oberfläche, die sehr zur Erhöhung der Tragfähigkeit beiträgt.

Im Grundwasser tritt an die Stelle des Vortreibkopfes eine Betonspitze, die im Boden verbleibt. Erfahrungsgemäß verhindert sie das Eindringen des Grundwassers in das Rohr während des Rammens. Durch genügende Füllung des Rohres mit Beton während der Betonierung unter gleichzeitigem starkem Abrammen wird auch das weitere Eindringen des Wassers während des Betonierens verhindert.

Das Einbringen der Frankipfähle vollzieht sich rasch, in einer Schicht können 4—6 Pfähle gerammt und betoniert werden.

Das Ausführungsrecht für Deutschland und Danzig hat die Ph. Holzmann-A.-G. erworben.

Auf Frankipfählen ist u. a. auch das Hotel der Residenzpalast in Brüssel gegründet. Der Untergrund des im Tal des Malbeek gelegenen Bauplatzes besteht aus feinem Sand und weichem Ton mit Zwischenlagen wenig widerstandsfähigen

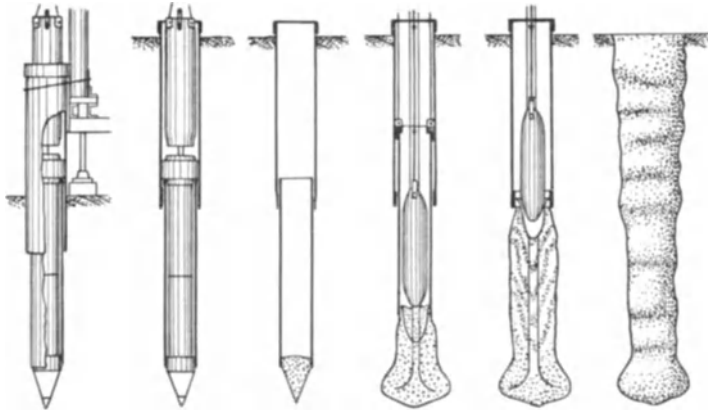


Abb. 69. Der Frankipfahl. (Nach Koch, Bautechnik 1926.)

Torfes. Darüber liegen sog. Ypernsande, die sehr feinkörnig und mit undurchlässigem Ton durchsetzt sind. Diese Schichten saugen sich leicht mit Wasser voll und bilden dann Rutschflächen, so daß sie als schlechter Baugrund gelten. Erst in beträchtlichen Tiefen befindet sich fester, grünlicher Ton, so daß Pfahl-

längen bis zu 16 m erforderlich wurden. Die Probelastung der Frankipfähle gab bei doppelter Nutzlast, 100—102 t, als größte Einsenkung nur 5 mm. Die Gesamtzahl der ausgeführten Pfähle betrug 2458 Stück, im Mittel 10—11 m lang. Für die Herstellung wurden an der Baustelle neun Rammen verwendet, deren Wochenleistung bis zu 100 Pfählen betrug.

Eine besondere Rolle unter den Ortpfählen mit wiedergewonnenem Rohr spielen die unter Druckluft oder Preßwasser hergestellten Pfähle, bei denen durch das Druckmittel gleichzeitig der Beton zusammengedrückt und das Rohr gezogen wird.

Bei dem Preßbetonpfahl der August Wolfsholz Preßzementbau-A.-G. in Berlin¹ wird in dem oben geschlossenen Bohrrohr das etwa vorhandene Grundwasser durch Druckluft verdrängt, dann wird durch ein besonderes Füllrohr flüssiger Mörtel eingedrückt und der Druck so lange gesteigert, bis sich das Bohrrohr hebt. Am Fuße des sich hebenden Rohres dringt dann der Mörtel in den umgebenden Erdboden und preßt damit den Pfahlquerschnitt der in den verschiedenen Bodenschichten vorhandenen Festigkeit gut an. Die erforderliche maschinelle Einrichtung ist in Abb. 70 schematisch dargestellt, Abb. 71 zeigt einen ausgegrabenen Wolfsholzpfahl, an dem die den schwachen Bodenstellen entsprechenden wulstartigen Ringe sowie der für die Tragfähigkeit wichtige Klumpfuß besonders gut zu erkennen sind. Die Ausführung von Pfählen im Boden unter Wasser von schwimmendem oder festem Gerüst ist möglich, sobald dafür

¹ Vgl. Z. Bauw. 1922, S. 382, 435; 1923, S. 115; Z. V. d. I. 1922, S. 773. D.R.P. 306701, 307409, 309640.

gesorgt wird, daß das obere freistehende Rohrende vor Stößen und Wellenschlag geschützt bleibt. Andernfalls tritt in dieser Strecke Zerstörung des Preßbetons ein.

In ähnlicher Weise benutzt die Bauart Michaelis Mast inneren Druck zum Ziehen der Rohre, diesmal jedoch nicht Luftdruck, sondern Wasserdruck.

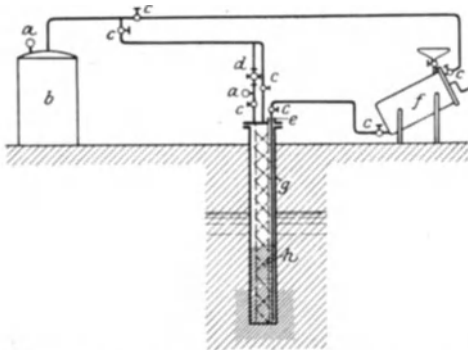


Abb. 70. Maschinelle Einrichtung für Gründungen mit dem Preßbetonpfahl Wolfsholz.

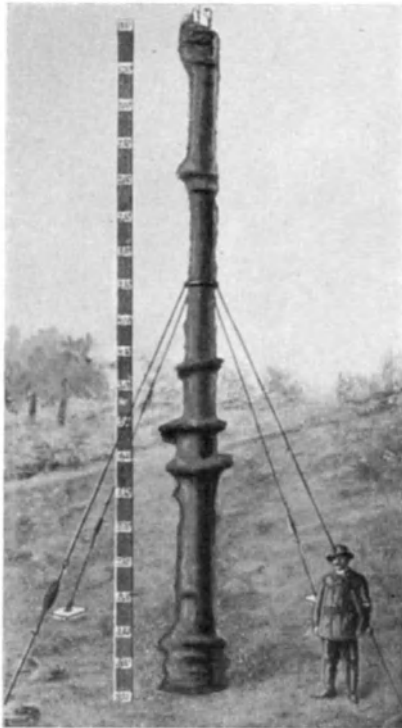


Abb. 71. Ausgegrabener Wolfsholzpfehl.

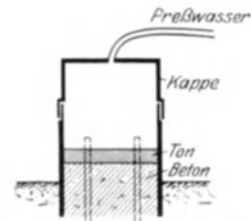


Abb. 72. Kopf eines Druckpfahles System Michaelis Mast.

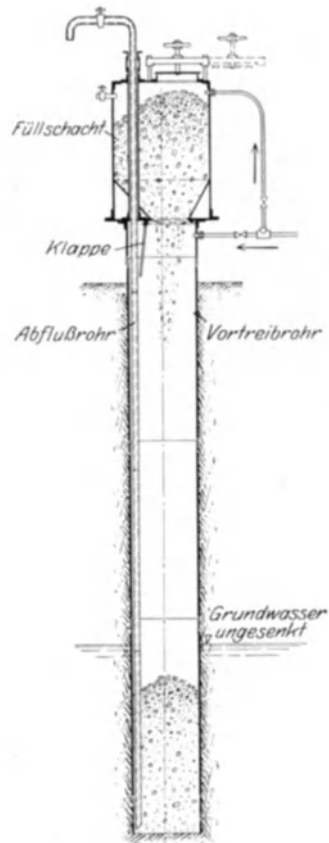


Abb. 73. Eisenbeton-Druckortpfahl von Grün & Bilfinger.

Nach Ausbetonierung erhält der Betonkörper eine Tondichtung und dann wird das Rohr oben durch eine Kappe geschlossen und mittels einer Handpumpe Druckwasser eingepreßt, das einmal den Betonkörper zusammenpreßt, dann aber auch das Rohr anlüftet.

Die Firma Grün & Bilfinger hat sich einen Eisenbetonortpfahl patentieren lassen (Abb. 73), bei dem der Beton wie bei Wolfsholz nach Verdrängung des

Grundwassers durch Druckluft im Trocknen eingebracht wird. Die Ausführung ist auch in engen und niedrigen Räumen möglich, eignet sich daher, wie alle Ortpfähle, besonders zur Verstärkung von Gründungen. Senkrechte wie geneigte Pfähle sind ausführbar.

Nachdem in irgendeinem Bohrverfahren das Vortreibrohr abgesenkt und der Füllschacht auf dasselbe gesetzt ist, sowie die Leitung an eine Druckluftquelle angeschlossen ist, wird die Klappe zwischen Vortreibrohr und Füllschacht geschlossen und Druckluft in das Innere des Vortreibrohres gegeben. Dadurch wird das Grundwasser, welches bisher etwa bis A stand, im Inneren des Vortreibrohres gesenkt und fließt durch ein besonderes Rohr aus. Durch den im Innern des

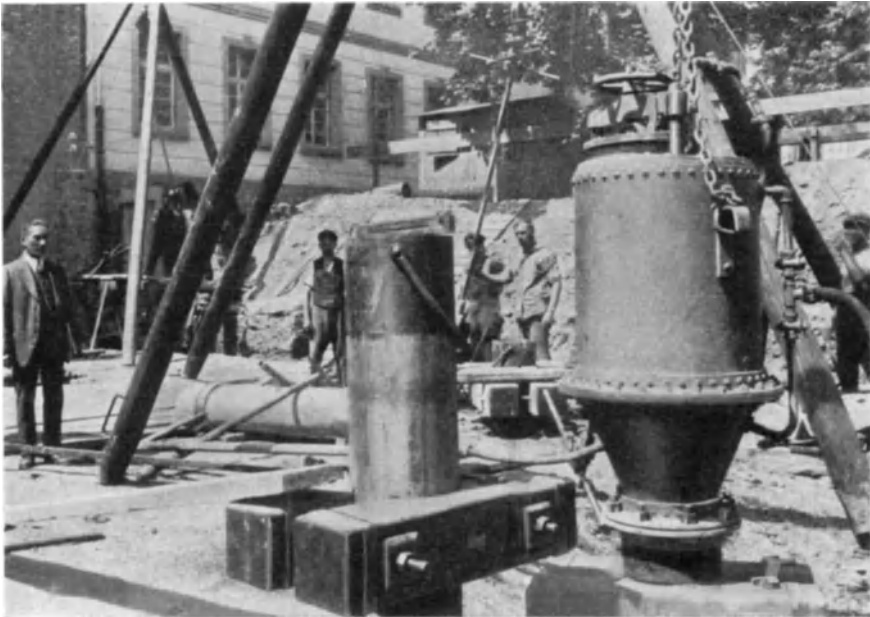


Abb. 74. Druckluftpfähle Grün & Bilfinger.

Vortreibrohres herrschenden Luftdruck wird die Klappe zwischen Rohr und Füllschacht fest gegen ihre Unterlagen gepreßt und gewährleistet einen luftdichten Abschluß. Nunmehr wird Beton in der für Betonpfähle üblichen Mischung durch die Füllöffnung in den Füllschacht gebracht, der Füllschacht luftdicht verschlossen und auch sein Inneres unter Druckluft gesetzt. Jetzt läßt sich ohne weiteres die Klappe öffnen, so daß der Beton in das Vortreibrohr abstürzt. Hierauf wird die Klappe wieder geschlossen und aufs neue Beton eingebracht, bis das Vortreibrohr vollständig mit Beton gefüllt ist. Hierauf wird der Füllschacht abgenommen und das Vortreibrohr durch eine Platte, in welche eine Leitung mündet, verschlossen. Durch die Leitung wird Druckwasser zwischen Betonsäule und Kopfplatte gepreßt, wodurch dem Beton wieder etwas Wasser beigegeben wird, falls ihm solches durch die vorhergehende Behandlung mit Druckluft entzogen sein sollte. Gleichzeitig wird beim Verstärken des Druckes das Vortreibrohr gehoben, so daß die einzelnen Schüsse abgebaut und anderweitig verwendet werden können. Das Verfahren eignet sich auch für Eisenbetonpfähle, wobei die Eisenarmierung vor Aufsetzen des Füllkörpers eingebracht wird.

Die Abb. 74 zeigt einen Pfahl mit aufgesetztem Füllkopf und einen Pfahl, der zum Auftreiben fertig gemacht ist. Das Versetzen des Füllkopfes und das Abnehmen der Rohrstöße erfolgt mit einem hölzernen Dreibock.

Über große Gründungen auf Eisenbetonpfählen unter Verwendung von Druckluft beim Bau der Untergrundbahn in Paris berichtet Le Génie Civil vom 25. Dez. 1926¹.

Abb. 75 zeigt eine Überbrückung des Untergrundbahntunnels, die auf einer großen Zahl solcher Pfähle ruht. Die Ausführung ist ähnlich wie bei dem eben beschriebenen Pfahl von Grün & Bilfinger. Auf Grund der bisher gemachten Er-

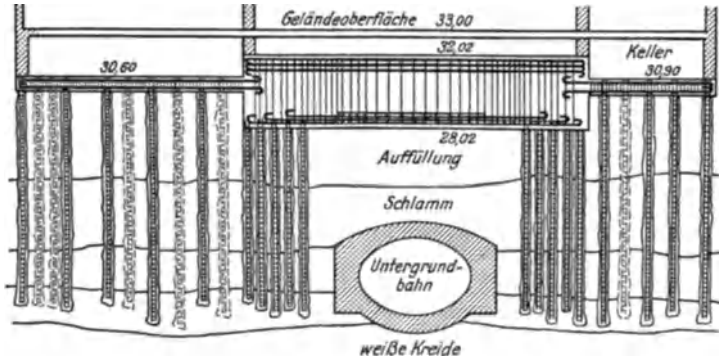


Abb. 75. Überbrückung der Untergrundbahn in Paris unter Verwendung von Druckluftpfählen. (Beton und Eisen 1927.)

fahrungen mißt der endgültige Durchmesser des Pfahles mehr als das Doppelte des Rohrdurchmessers, der Umfang des Pfahles vergrößert sich gewöhnlich gegenüber dem Rohr um 40%. Der Verfasser des Aufsatzes empfiehlt jedoch, zur Sicherheit lediglich mit einer doppelt so großen Grundfläche und mit einem Zuwachs des Umfanges von 20% zu rechnen und gibt als Reibungswert zwischen Beton und Erde 0,3—0,7 kg/cm² an.

Die eingebrachten Pfähle erhielten eine Bewehrung von fünf Längseisen im Durchmesser von 20 mm. Die Auflast war rechnerungsmäßig mit 50 t vorgesehen.

Ortpfähle mit verlorener Rohrung.

Zur Anwendung von Ortpfählen mit verlorener Rohrung, bei denen also das Rohr dauernd im Boden bleibt, geht man über, wenn es besonders notwendig ist, den frischen Beton vor Schadwasser zu schützen. Die Blechform sucht man dabei möglichst leicht zu halten und ist dadurch gezwungen, sie für das Einrammen entweder durch einen Kern, der nachher wieder beseitigt wird (System Raymond), auszusteifen, oder die Rammwirkung wird mittels einer Jungfer auf eine besondere Vortreibspitze übertragen, an der das Rohr so befestigt ist, daß es in den Boden hineingezogen wird, also nicht durch das Rammen auf Knicken in Anspruch genommen wird. Der in Deutschland verbreitetste Vertreter dieser Bauart ist der Betonpfahl „System Mast“². Bei diesen Pfählen werden die 1—3 mm starken Rohre in ihren Längsnähten miteinander verschweißt, das unterste Rohrende wird lappenförmig ausgeschnitten, so daß es ohne Knicke auf eine konische hölzerne Pfahlspitze genagelt werden kann (Abb. 76). Das Schlußglied bildet dann

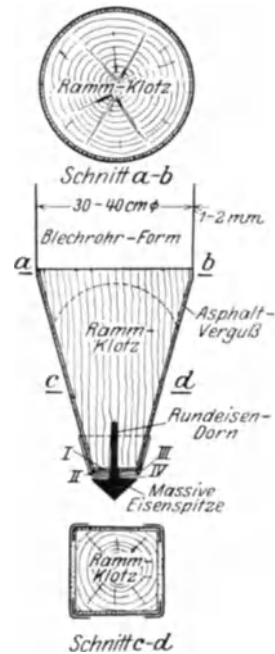


Abb. 76. Pfahlspitze des Ortpfahles System Mast.

¹ Auszug aus Beton Eisen 1927, S. 205.

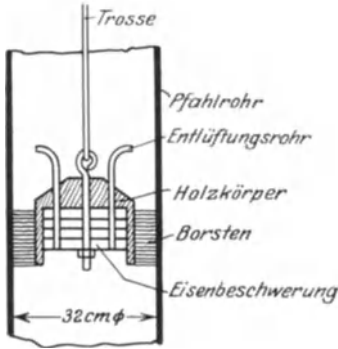
² H. Struif: Betonpfahl System Mast. Berlin: Julius Springer.

eine im Gesenk gepreßte massive Eisenspitze, deren Bolzen die vierfach übereinandergelegten Rohrlappen durchdringt. Das Pfahlrohr wird mit einer hölzernen Jungfer eingerammt. Sind spätere Biegungsbeanspruchungen der Pfähle zu erwarten, so kann man ihnen Eiseneinlagen geben.

Mastpfähle können sowohl senkrecht wie geneigt hergestellt werden, es bestehen auch keine Schwierigkeiten, ihnen die für die Tragfähigkeit nach allen neueren Versuchen vorteilhafte konische Form zu geben.

Ortpfählen mit verloraener Rohrung kann man bei besonders gefährlichem Grundwasser einen verstärkten Schutz dadurch gewähren, daß man sie mit einem inneren Schutzanstrich versieht. In Geestemünde¹ waren beim Bau des Fischereihafens mit 8 m langen Mastpfählen betonschädliche Darg- und Moorschichten zu durchfahren. Die Eisenmäntel wurden vor dem Einrammen mit einem inneren Schutzanstrich von Goudron und Asphalt versehen. Da man aber nicht sicher war, daß dieser Anstrich beim Einrammen unverletzt blieb, wurde nach Beendigung der Rammarbeiten kurz vor dem Betonieren ein zweiter Innenanstrich ausgeführt. Hierfür wurde eine besondere ringförmige Bürste verwendet (Abb. 77), deren Körper aus einem nach oben abgeschrägten Holzkern, der durch Eisenplatten beschwert wurde, bestand. Durch den Holzkern, der am Rande die Borsten trug, waren vier Eisenrohre zum Entweichen der Luft geführt. Die Bürste hing mit einer Stahltrösse an einem Dreibock mit Handwinde, sie wurde langsam bis auf den Kern der Spitze herabgelassen und gleichzeitig während des Absenkens kochende Goudron-Asphalt-Mischung in dünnem Strahl auf die Bürstenoberfläche gegossen. Infolge der Form des Bürstenkopfes floß die flüssige Streichmasse sofort den Borsten zu. Zur Vervollkommnung des Anstriches wurde die Bürste dann noch einigemal auf und nieder bewegt, die Luft entwich dabei durch die Eisenrohre.

Abb. 77. Ringbürste zum Austeeren von Pfahlrohren.



Von einigen Pfahlstücken sind nachträglich die Eisenhüllen entfernt, der Betonkern machte den Eindruck eines äußerlich mit Asphalt gestrichenen Betonpfahles, ein Zeichen, daß sich der frische Beton mit der noch nicht erhärteten Streichmasse gut verbunden hatte.

Außergewöhnliche Betonpfähle.

Betonpfähle werden im allgemeinen kaum größere Längen als 20—25 m aufweisen; daß gelegentlich aber auch größere Längen mit Erfolg ausgeführt sind, mögen zum Schluß einige Beispiele erläutern.

Wir erwähnten bereits am Schluß der Ausführungen über Fertigpfähle 36, 58 m lange Pfähle aus Madras. In Zement 1926, S. 173 berichtet weiter Geh. Reg.-Rat Wernecke über die Verwendung von 35,5 m langen Eisenbetonpfählen bei der Gründung eines großen Hafendamms in Manila. Mit einem Querschnitt von 61 · 61 cm sind sie im Mischungsverhältnis 1 : 1/2 : 3 auf einem besonderen Werkplatz hergerichtet. Die Pfähle sind mit acht Eisen von 2,5 cm Durchmesser bewehrt, auf dem obersten, 90 cm langen Teil wurden die Längseisen durch Bügel aus 6 mm starkem Draht zusammengefaßt, desgleichen an der Spitze, wo der Abstand der Bügel nur 8 cm betrug. An der Spitze läuft die Längsbewehrung in einfachster Weise nach der

¹ Bautechnik 1923, S. 451.

Mitte zusammen. Eine Krampe aus 38 mm starkem Rundeisen ist in den Kopf eingelassen und dient zum Aufheben der Pfähle, von denen die längsten fast 30 t wiegen.

Eine 50-t-Lokomotive brachte die Pfähle vom Lagerplatz zu dem Prahm, auf dem die Ramme aufgebaut war. Diese Ramme hatte einen Bär von 13,6 t, der 5,2 m lang war und einen Querschnitt von 90 · 66 cm aufwies, er machte 85 Schläge in der Minute. Die höchste Tagesleistung beim Einschlagen der Pfähle betrug 8 Stück.

Die tragfähige Schicht lag an der Baustelle in sehr verschiedenen Tiefen. Wenn das Verhalten benachbarter Pfähle stark voneinander abwich, so wurden einige von ihnen einer Probelastung unterworfen, indem eine Last von 200 t aufgebracht wurde. Bei der ihnen rechnermäßig zugemuteten Belastung



Abb. 78. Ortpfähle beim Bau des Hudsonntunnels in Neuyork.

gaben die Pfähle um 11 mm nach, weitere 100 t, die aufgebracht wurden, ergaben ein weiteres Versinken um 11 mm. Nach 15 Tagen wurde die Last entfernt, die Pfahlköpfe hoben sich dann wieder um 8,5 mm.

Noch größere Tiefen sind erreicht durch Ortpfähle. So ist beim Bau des neuen Hudsonntunnels der eine der Ventilationsschächte durch weichen Schlick hindurch mittels 42 Ortpfählen von 61 cm Durchmesser auf dem darunterliegenden Felsboden gegründet. Es wurden zu diesem Zweck zunächst eiserne Rohre von 6,1 m Länge und 9,5 mm Stärke, die aufeinandergeschraubt werden konnten, eingebracht. Beim Beginn wurden jedesmal drei von diesen Rohren zusammengeschaubt und soweit im Schlick abgesenkt, daß ihr oberes Ende in gleicher Höhe mit einer Arbeitsbühne 3,0 über Wasser lag (Abb. 78). Der Schlamm in den Rohren wurde dann durch einen rund 900 kg schweren Stampfer zerkleinert, die gelösten Massen wurden mit Druckwasser herausgespült (Abb. 79). In dieser Weise wurde der Boden bis 6 m unter das untere Rohrende beseitigt, er stand unter dem Rohrende kurze Zeit, bis das Rohr verlängert und abgesenkt war. Diese Art des Absenkens der Rohre hat sich ausgezeichnet bewährt, alle Pfähle konnten mit sehr geringen Abweichungen von der vorgeschriebenen Stellung heruntergebracht werden. Das Absenken war beendet, wenn das Rohr ungefähr 30 cm

in dem weichen Felsen des Untergrundes steckte. Nun wurde ein dreizölliges Rohr in den Pfahlmantel versenkt und so lange Wasser gepumpt, bis der Abfluß über dem oberen Rand des Mantels keinen Schlamm mehr enthielt. War dies erreicht, so wurde die Richtung des Spülwassers umgekehrt, Wasser wurde in die 60 cm-Rohre gepumpt und floß durch die dreizölligen Rohre ab. Danach wurde die Eisenbewehrung eingebracht und dann mittels Versenkasten der Beton unter Wasser eingeschüttet. Nachdem einige Pfähle auf diese Weise betoniert waren, entdeckte man, daß sich im Beton Schichten aus Zementschlamm bildeten, und auf keine Weise wollte es glücken, diese Ansammlung an der jeweiligen Betonierung zu vermeiden. Man änderte hiernach die Betonierungsart, indem man zunächst das Rohr durch eine unter Wasser eingebrachte Betonschicht von

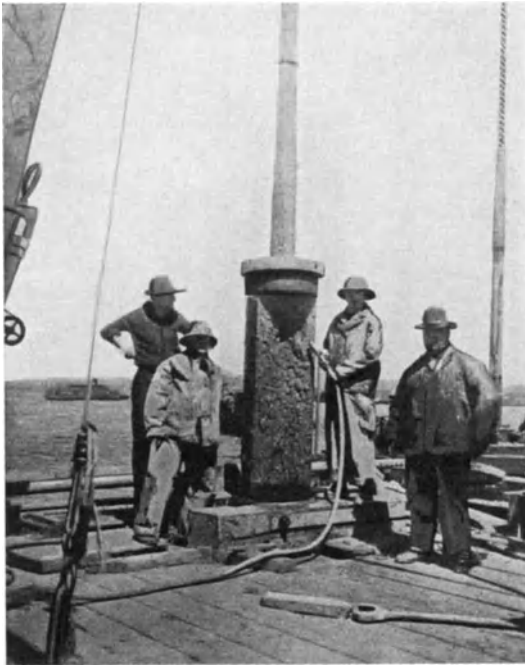


Abb. 79. Vorrichtung zur Schlammabeseitigung für die Pfähle zu Abb. 78.

2,5 m abschloß, dann auspumpte und im Trocknen fertig betonierte. Auf die in gleicher Tiefe von 33 m unter H.W. abgeschnittenen Rohrpfähle wurde später der gemauerte Senkkasten im Luftdruckverfahren niedergelassen und innerhalb der Arbeitskammer mit den Pfahlköpfen verbunden.

Belastung jedes Grundpfahles 97 t, die sich bei Winddruck auf 126 t steigern kann. Die senkrechte Bewehrung besteht aus 6 Stäben 30 · 30 bzw. 30 · 27, die Stäbe sind mit einer Spirale von 10 mm starkem Runddraht umschnürt. Diese Bewehrung wurde in Bündeln von je 6 m Länge angefertigt, die während des Absenkens miteinander verbunden wurden. (Weiteres siehe Engineering News Record vom 8. Febr. 1923.)

Als letztes Beispiel ungewöhnlicher Pfahlgründungen sei die Gründung der Lidingöbrücke bei Stockholm be-

sprochen. Sie enthält die längsten und stärksten bisher ausgeführten Pfähle, und zwar sind dies wiederum Ortpfähle.

Die Lidingöbrücke ist eine Straßenbrücke, sie überquert den kleinen Närtan, einen Meeresarm, der an der Baustelle etwa 750 m breit und 18—20 m tief ist. Der tragfähige Baugrund liegt im allgemeinen in einer Tiefe von 35—40 m, stellenweise aber in einer Tiefe von 60 m unter Mittelwasser. Der aus Fels bestehende Untergrund ist von einer mehrere Meter starken Geröllschicht überlagert, über der feiner weicher blauer Lehm lagert (Abb. 80). In einem Wettbewerb des Jahres 1921 blieben Sieger die Eisenbauanstalt Louis Eilers in Hannover und die Tiefbauunternehmung Grün & Bilfinger A.-G. in Mannheim. Ihr gemeinsamer Entwurf paßte die Stützweite der Überbauten der verschiedenen tiefen Lage des Untergrundes an und verringerte die Gründungsschwierigkeiten dadurch, daß die tiefen Mulden des tragfähigen Baugrundes überbrückt wurden. Die Pfeiler sind in der Form ausbetonierter Eisenbetonkästen auf Pfählen von 85 cm Durchmesser gegründet worden, die ursprünglich aus einem 1,5 cm

starkem eisernem Mantel und einem Betonkern hergestellt werden sollten. Der eiserne Mantel ist jedoch bei der Ausführung durch einen Eisenbetonmantel ersetzt worden. Die oben und unten offenen Pfahlmantel sind ohne Zuhilfenahme von Wasserspülung gerammt, dann durch ein besonderes Verfahren von dem Inhalt der durchrammten Bodenschichten befreit und schließlich mit Beton gefüllt worden. Bei der gewählten Pfeilerstellung wurde der tragfähige Baugrund in Tiefen von 30—43 m unter Mittelwasser erreicht.

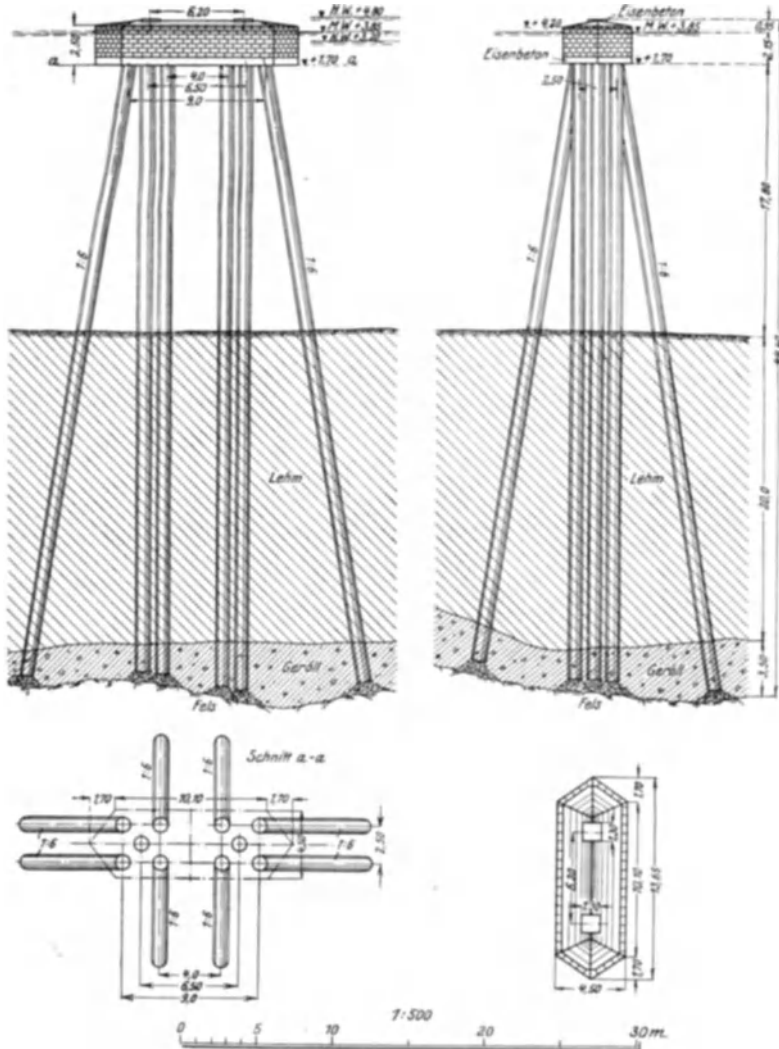


Abb. 80. Strompfeiler der Lidingoebricke.

Das gewählte Verfahren hat sich bewährt. Bei Vorversuchen hatte man unten geschlossene Pfähle in der gewöhnlichen Weise einspülen wollen, das erwies sich aber als ein Fehlgriff, weil bei den vorhandenen Bodenverhältnissen sich dabei um den Pfahl herum in der Lehmschicht ein tiefer breiter Krater bildete, der den Pfahl auf größere Länge von der einspannenden Wirkung des Lehmes entblößte. Das dann gewählte Verfahren mit unten offenen Hohlpfahlen, in deren Mitte die Spülung lag, vermied diesen Nachteil und hatte außerdem den

Vorteil, daß man beim Ausheben sicheren Aufschluß über den Untergrund erhielt und man nach dem Ausbetonieren sicher war, daß die Pfähle mit ihrem ganzen Querschnitt auf dem Felsboden glatt aufsaßen.

Abb. 82 zeigt die auf Grund von Versuchen gewählte Anordnung der Pfeiler, Abb. 83 den Pfahlquerschnitt. Der Durchmesser beträgt 93 cm, die Stärke des Eisenbetonmantels 8,5 cm. Die 14 Eisen der Längsbewehrung haben 23 mm Durchmesser, die Spiralbewehrung von 75 mm Ganghöhe 7 mm Durchmesser. Die Längseisen wurden an den Stoßstellen mit Muffen verschraubt, die Stoßstellen wurden dabei so angeordnet, daß nicht mehr als drei in einen Querschnitt fielen. Die Wandstärke des Fußes betrug 12 cm, der Pfahlschuh bestand aus zwei miteinander vernieteten Winkeleisen 120 · 120 · 11, mit deren wagerechten Schenkeln die Eisen der Längsbewehrung verschraubt waren. Für die

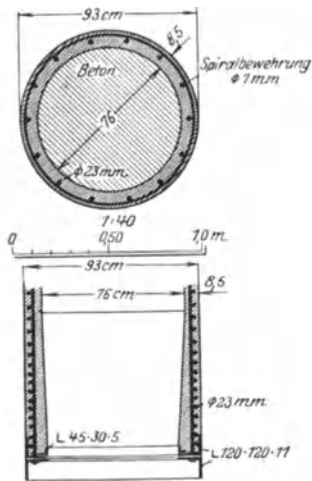


Abb. 81. Pfahl der Lidingöbrücke.

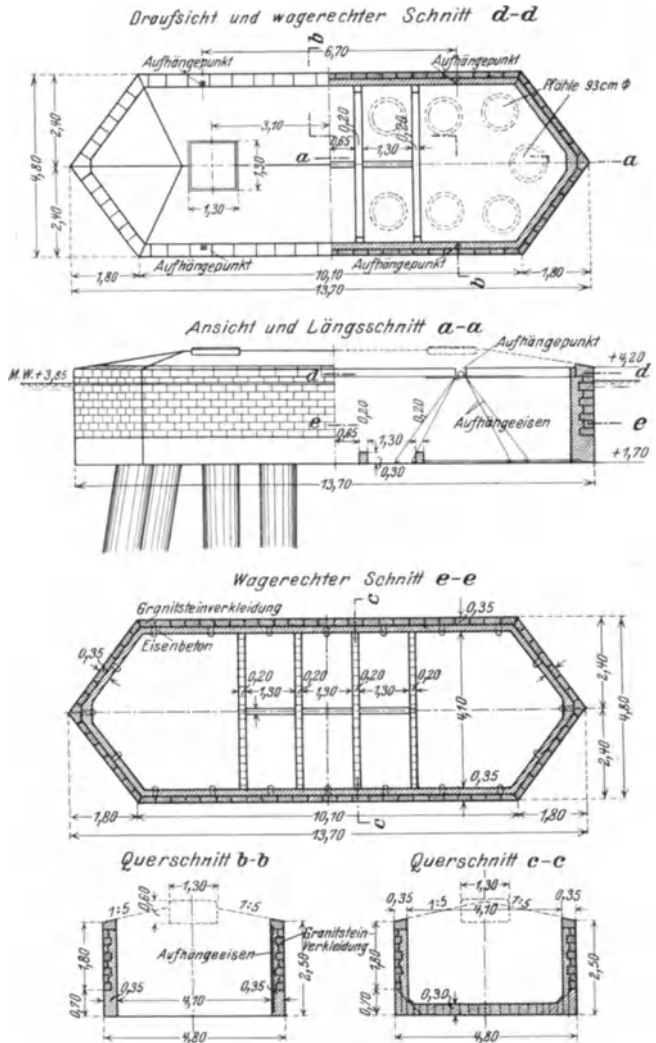


Abb. 82. Pfeilermäntel.

Pfeilerköpfe wurden am Ufer Mäntel aus Eisenbeton hergestellt, über die Pfahlköpfe gestülpt und dann ausbetoniert (Abb. 82 und 83).

Die Röhren wurden in ganzer Länge im Mischungsverhältnis $1 : 1\frac{1}{4} : 1\frac{1}{3}$ betoniert, an den beiden offenen Enden durch Holzdeckel, die mit Gummileisten beschlagen waren, wasserdicht verschlossen und schwimmend zur Ramme gebracht. Die besonders für diese Arbeit konstruierte Ramme (Abb. 84) bestand aus vier Eisenbetonpontons von 7 · 7 m Grundfläche, die hufeisenförmig an drei Seiten über Wasser durch eine Eisenkonstruktion miteinander verbunden waren. Der

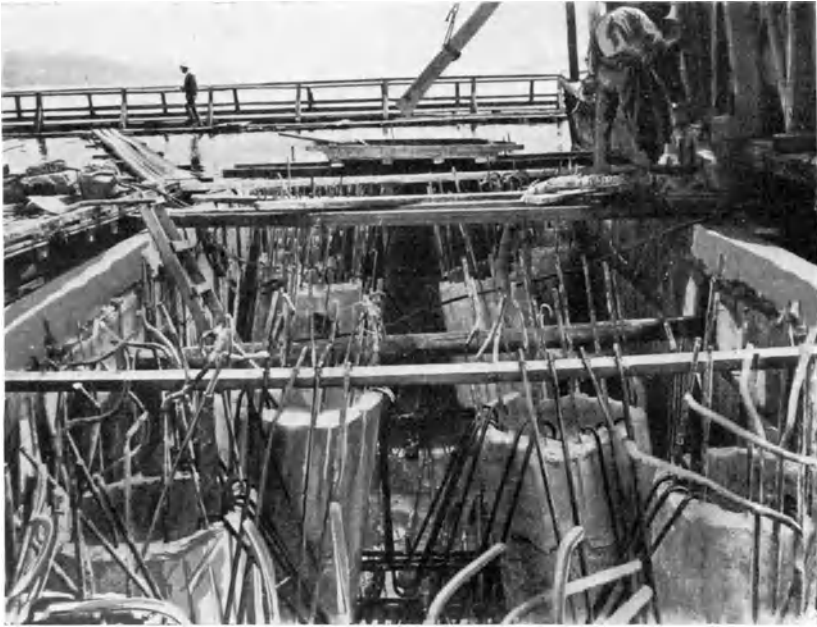


Abb. 83. Blick in einen ausgepumpten Pfeilmantel.



Abb. 84. Ramme für die Lidingöbrücke.

freie Raum zwischen den Pontons betrug ebenfalls 7 m; der Mäkler war in der Mitte der vier Pontons angeordnet. Das den Mäkler tragende Turmgerüst konnte geneigt werden, und zwar der Pfahlneigung entsprechend vor- und rückwärts 1 : 6, die Höhe des Gerüsts über dem Wasserspiegel betrug nicht weniger als 38 m. Der Rammbär wog 10 t.

Die kürzeren, unter 35 m langen Rohrpfähle sanken durch ihr Eigengewicht bis auf die Geröllschicht, und zwar zuletzt immer noch mit 1—2 cm Geschwindigkeit in der Sekunde, sofern das Ablassen ohne Unterbrechung vor sich ging. Bei Unterbrechungen von mehr als $\frac{1}{2}$ Stunde saugten sich jedoch die Pfähle im Lehm so fest, daß zum Niederdrücken der Bär benutzt werden mußte. Beim Rammen

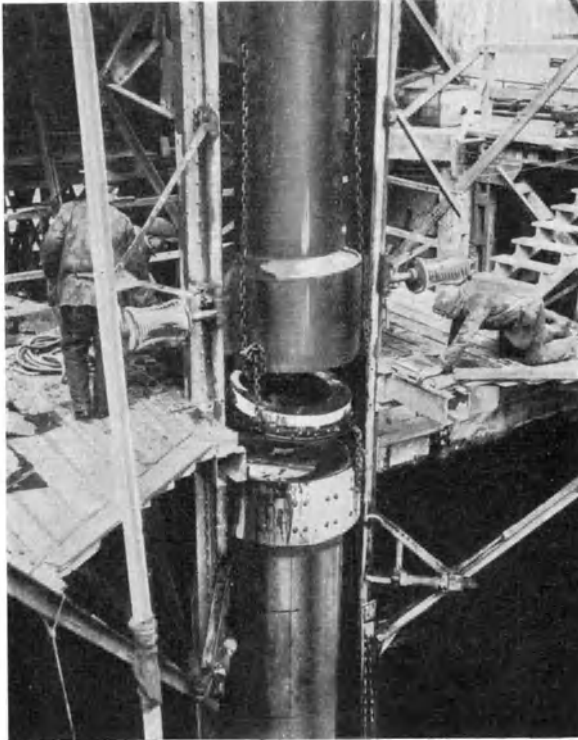


Abb. 85. Aufsetzen des 10 t schweren Bärs der Abb. 84.

in die Geröllschicht hinein betrug die Fallhöhe des Bären 0,5—1,2 m je nach der Länge der Pfähle. Gerammt wurde so lange, bis die Pfähle nur noch 1—2 mm auf einen Schlag zogen.

In der Regel wurde in einer Schicht von 8 Stunden ein Pfahl gerammt, einschließlich aller Nebenarbeiten, im ganzen sind 175 Pfähle mit zusammen 6020 lfd. m eingebracht.

Sieht man von der Wirkung der Reibung des Pfahles im Lehm ab, nimmt vielmehr an, daß für die Übertragung der Pfahlkraft nur die Grundfläche des Pfahles in Frage kommt, so ergibt sich eine größte Bodenpressung von 34 kg/cm^2 . Diese Beanspruchung erscheint recht hoch, es ist aber zu berücksichtigen, daß die gedrückte Bodenschicht unter den Pfählen durch die darüber lagernden Bodenmassen und durch das Rammen stark verdichtet ist, daß ein seitliches Ausweichen und ein Nachgeben des Baugrundes durch die starke Überlagerung und den

unmittelbar darunter liegenden Felsgrund verhindert wird und daß infolge der Reibung der Pfähle im Lehm der genannte Wert nicht voll erreicht wird (vgl. S. 59).

Nach dem Rammen wurde der Lehm aus dem Pfahlinnern durch eine Luftstrahlpumpe beseitigt und das Rohr durch eine kreisförmige Bürste gründlich gereinigt. Dann wurden die Pfähle mittels eines 2,5 m langen Kübels ausbetoniert (Abb. 86). Der mit Beton gefüllte Kübel sank jeweils durch sein Gewicht ein gutes Stück in den bereits vorher in den Pfahl gebrachten Beton ein. Erst in dieser Lage wurden die Bodenklappen geöffnet. Die schlechten Erfahrungen beim Hudsonntunnel (vgl. S. 92) wiederholten sich hier nicht, es gelang auch unter Wasser einen guten Beton herzustellen; ausgebohrte Proben beweisen dies.

Die Pfähle wurden bis 1 m unter der Pfeileroberkante ausbetoniert. In dieser Höhe wurden sie gekappt und die freigelegten Lösungseisen strahlenförmig in den Pfeilerkopf gebogen. Inzwischen war der Sohlenbeton genügend gehärtet, so daß der Pfeilerkasten leer gepumpt und ausbetoniert werden konnte.

Schraubenpfähle.

Neben den Holz- und Betonpfählen spielt für überseeische Länder, in denen es vielfach an Holz, das überdies den tropischen Schädlingen nur kurze Zeit widersteht, fehlt, und wo auch keine Facharbeiter zu haben sind, um Betonpfähle ordnungsmäßig herzustellen, der eiserne Schraubenpfahl eine Rolle. Es ist hier am Platz, wenn weicher, wenig tragfähiger Boden sein Einbringen, das von ungeübten Leuten von leichten Gerüsten erfolgen kann, erleichtert und besondere Hindernisse im Boden nicht zu erwarten sind. Ein neues Beispiel solcher Anwendung ist eine auf Schraubenpfählen ruhende Anlagebrücke aus Sumatra¹. Der Boden bestand hier bis auf unbekannte Tiefen aus Schlack, so daß genügende Tragfähigkeit mit gewöhnlichen Pfählen nicht zu erreichen war. Man entschloß sich deshalb mit Rücksicht auf deren große Tragfähigkeit zur Anwendung von Schraubenpfählen. Wie die Abb. 87 zeigt, war über der Wasserlinie noch eine alte Böschungsbefestigung aus in Säcken eingebrachtem Beton vorhanden, die sich auf eine kurze hölzerne Spundwand mit Eisenbetonholm stützte. Vor und hinter dieser Wand wurden die Pfähle eingeschraubt, und zwar in Längen bis zu 8,70 unter Gelände. Die Pfähle haben einen kreisrunden Schaft von 12,7 cm Durchmesser und sind in der Mitte mit Hilfe von 45 cm langen Überschubmuffen gestoßen, der Schraubenblattdurchmesser betrug 1,20 m. Wo die Ufer steil abfielen, ist von Tauchern zunächst

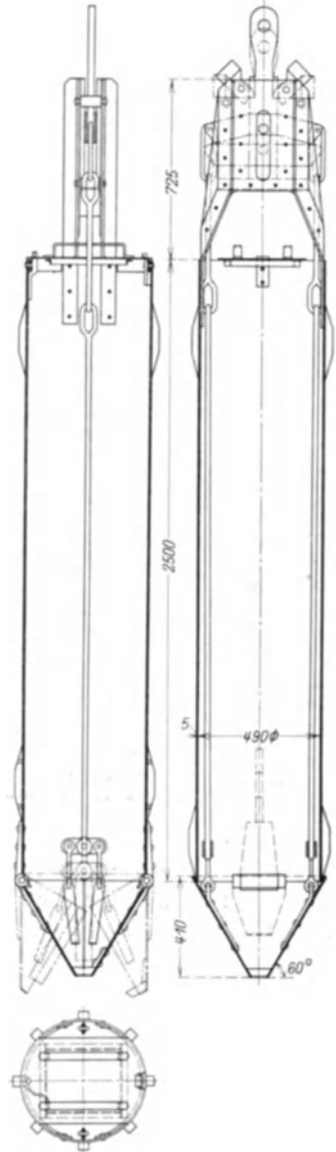


Abb. 86. Betonkübel, 500 l Inhalt zum Ausbetonieren der Pfähle der Lidingsbrücke.

¹ Dock and Harbour Authority März 1927; Werft Reederei Hafen 1927, S. 332.

ein Loch ausgehoben, in das dann das Schraubenblatt eingebracht wurde. So gelang es, die Pfähle senkrecht herunterzubringen.

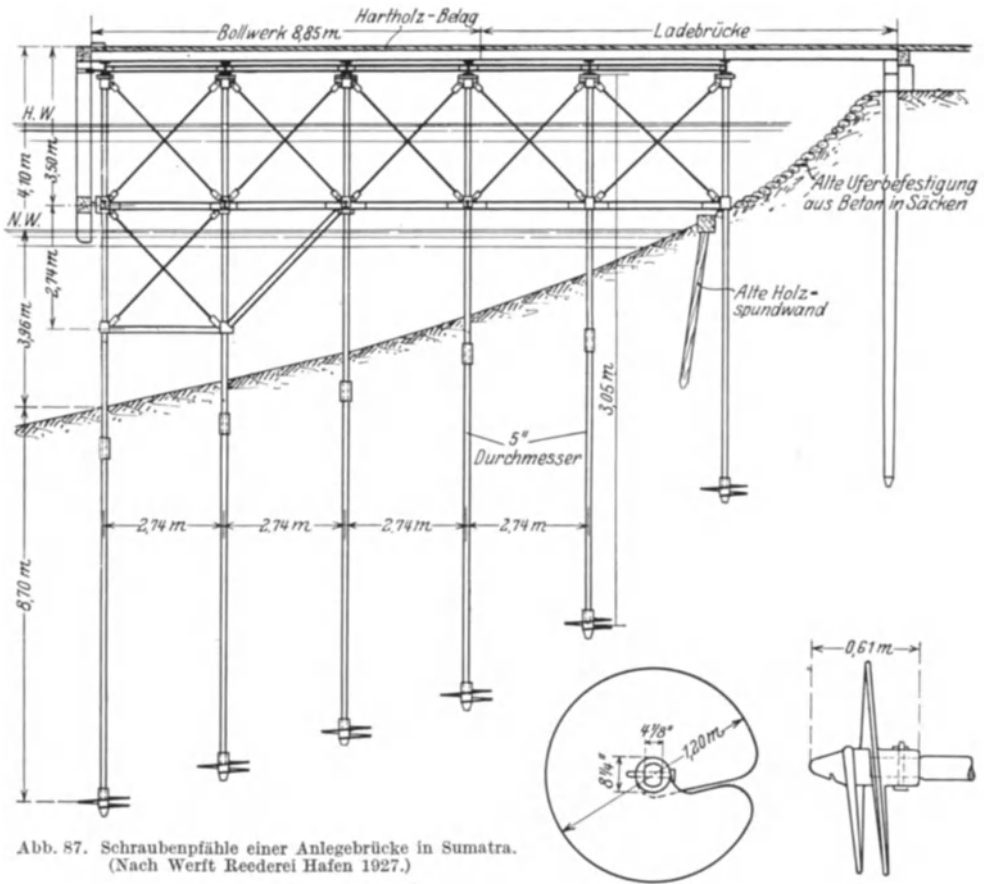


Abb. 87. Schraubenpfähle einer Anlegebrücke in Sumatra. (Nach Werft Reederei Hafen 1927.)

Die Form der Schraube eines Schraubenpfahles richtet sich nach der Bodenart: je weicher der Boden, um so größer das Schraubenblatt, in festem Untergrund ordnet man auch mehrere Schraubengänge übereinander an, um das Eindringen zu erleichtern.

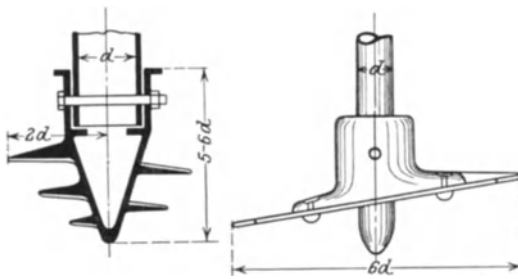


Abb. 88. Pfähle in Schrauben für Kies und in Moor.

Abb. 88 zeigt eine Schraube für Kies und eine Schraube mit nur einem, dafür um so größerem Blatt¹ für Schlamm und Moor. Wegen ihres großen Widerstandes gegen Herausziehen eignen sich Schraubenpfähle besonders auch zur Aufnahme von Zugkräften. Hierfür können sie auch unter europäischen Verhältnissen nützlich und angebracht sein.

¹ Bautechnik 1928, S. 116.

C. Die Spundwand.

Allgemeines.

Spundwände dienen dazu, losen Boden und Wasser von einer Baugrube fernzuhalten, sie können daneben aber auch den Zweck haben, die Bildung von Gleitflächen und Wasseradern unter dem Fuß eines Bauwerkes zu verhindern. Bei der Erfüllung ihrer Aufgaben erleiden sie wegen ihrer geringen Seitensteifigkeit Verbiegungen, die bei einigermaßen beträchtlichen Höhen dazu nötigen, den oberen Teil der Wand durch besondere Bauglieder abzustützen oder zu verankern. Gleichzeitig mit den Verbiegungen führt eine belastete Wand aber auch Drehungen aus und aus Verdrehung und Verbiegung läßt sich ein Weg entwickeln, der zur Berechnung von Spundwänden aller Art führt. Einen ersten Einblick in diese Verhältnisse gewähren Versuche von Engels und Mohr, die diese im Zentralbl. d. Bauv. 1903, S. 273 und 649 veröffentlicht haben. (Abb. 89 a und 89 b.) Die Versuche sind durchgeführt mit freistehenden und mit verankerten

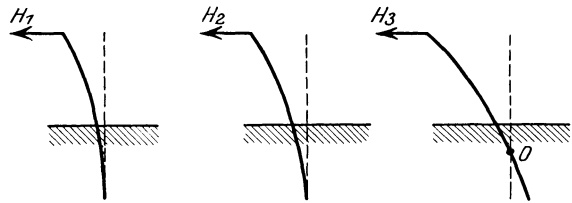


Abb. 89 a. Durchbiegungen und Verdrehungen einer freistehenden Spundwand nach Engels.

schmalen Modellstäben. Am freien Ende des Stabes wirkte im ersten Fall die Kraft H , deren Größe allmählich gesteigert wurde. Unter dem Einfluß dieser Kraft wurde der Stab in der Krafrichtung elastisch ausgebogen, wobei der Tangentialpunkt mit wachsendem H immer weiter herunterrückte, bis er schließlich das Fußende des Stabes erreichte. Bei weiterem Anwachsen von H schlug das untere Ende des Stabes nach rechts aus, es zeigte sich deutlich ein Drehpunkt O , der bald eine unveränderliche Höhenlage einnahm; bei weiterem Anwachsen von H folgte nun entweder ein Bruch des Stabes oder ein Herausdrehen unter Verdrängung des Sandes.

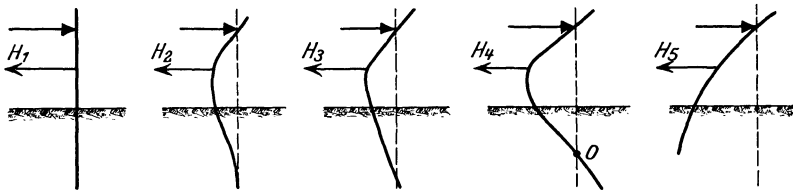


Abb. 89 b. Durchbiegung und Verdrehung einer gestützten Spundwand nach Engels.

Etwas Ähnliches ließ sich beobachten bei verankerter oder abgestützter Wand. Mit wachsendem H geht der Berührungspunkt zwischen den ursprünglichen und der deformierten Stabachse allmählich bis zur Spitze herunter, später bildet sich auch hier ein festliegender Drehpunkt O aus, und schließlich schlägt bei weiterer Steigerung von H die ganze untere Wand nach links in Richtung der Zugkraft aus.

Den Augenblick der Bewegung des unteren Stabendes sieht Engels als den Grenzzustand des Gleichgewichts an und knüpft an ihn seine Berechnungen. Unter Annahme einer parabelförmigen Begrenzung der bei der Bewegung entstehenden Überdrücke ergibt sich dabei aus den Versuchen, daß die Wand sich in beiden Fällen in Bewegung setzt, wenn an der Spitze rechnerisch der sog. hydrostatische Druck vorhanden ist, bei dem der Druck wie in einer Flüssigkeit den Wert $p = t\gamma$ erreicht hat.

Gegen die rechnerische Auswertung der so anschaulichen Versuche von Engels ist einzuwenden, daß ein schmaler Stab sich wesentlich anders verhält,

als eine durchgehende Wand. Eine Wand kommt zum Kippen, wenn es dem Fuße möglich wird, ein Erdprisma von der ganzen Länge der Wand emporzudrücken, ein Stab dagegen drückt nicht nur ein Prisma von seiner Breite empor, sondern verschiebt infolge der Reibung an den benachbarten Erdteilchen einen mit der Tiefe des bewegten Erdkörpers sich verbreitenden Keil empor¹. Die aus einzelnen Stäben gewonnenen Beobachtungen müssen also bei ihrer Übertragung auf durchgehende Wände zu große Werte für die Standsicherheit ergeben.

Unter grundsätzlicher Anerkennung des von Engels beobachteten Drehvorganges legt man deshalb besser den Grenzwert nicht durch den „hydrostatischen Druck“, sondern nach der allgemeinen Erddrucktheorie fest.

Berechnung von freistehenden Wänden.

Angriff einer horizontalen Kraft H . Bei unbelasteter Wand ist der Druck vor und hinter der Wand der gleiche, und zwar mindestens gleich dem aktiven Erddruck Ea . Durch den Angriff äußerer Kräfte, beispielsweise einer am oberen

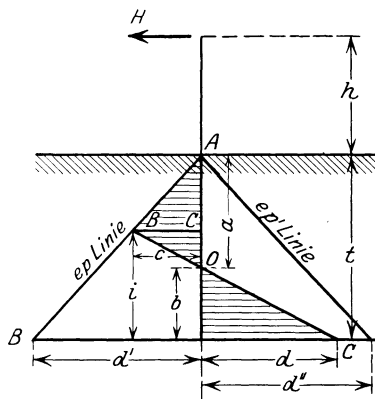


Abb. 90. Überdrücke an freistehender Wand.

Ende angreifenden horizontalen Kraft H entstehen an einzelnen Stellen zwischen Wand und Erde Überdrücke, die bis auf $E_p - Ea$ steigen dürfen, ehe das Gleichgewicht des umliegenden Erdkörpers gestört wird. Berücksichtigt man nun, daß E_p sich bei neueren Versuchen stets erheblich größer gezeigt hat, als die gebräuchliche Erddrucktheorie ergibt und daß Ea gegen E_p nur eine geringe Rolle spielt, so wird man Ea vernachlässigen können und den Überdruck bis zur vollen Höhe des nach der Coulombschen Theorie sich ergebenden E_p steigern können, ohne die Standsicherheit der Wand zu gefährden. Unter der Einwirkung der Kraft H macht nun, wie wir bei Engels gesehen haben, die Wand eine Drehbewegung um den Punkt O , von den dabei

entstehenden Überdrücken wissen wir zunächst nur, daß sie im Punkt A gleich Null sein müssen, weil hier kein Überdruck aufgenommen werden kann und ebenso im Punkt O_1 , weil dieser Punkt eine reine Drehbewegung ausführt. Der Überdruck wird also bei A mit Null beginnen, irgendwo zwischen A und O einen Höchstwert erreichen, bei O wieder zu Null werden und dann bis zur Spitze hin wieder anwachsen. Die Höchstwerte des Überdruckes dürfen die an ihrer Stelle zulässigen e_p resp. e_p' -Werte nicht überschreiten. (Abb. 90.)

Ersetzen wir die Überdruckkurve durch die beiden Geraden AB und BC , von denen AB mit der e_p -Linie zusammenfallen soll, was besagt, daß im oberen Teil der Wand der dort vorhandene geringe Widerstand voll ausgenutzt werden soll, und von denen BC durch den zunächst noch unbekanntem Drehpunkt O gehen soll, so behalten wir für die Standsicherheit die beiden Gleichungen

$$\begin{aligned} 1. \quad H - \frac{d't}{2} + \frac{d+d'}{2} \cdot i &= 0, \\ 2. \quad H(h+t) - \frac{d't^2}{6} + \frac{(d+d')i^2}{6} &. \end{aligned}$$

In diesen Gleichungen sind d und i die beiden Unbekannten und können errechnet werden. Damit sind dann auch c und b gegeben, da $i = b \frac{(c+d)}{d}$ ist. Die Wand ist standsicher, wenn $d \leq d'$ ist.

¹ Krey: Erddruck S. 179.

Von dem gefundenen b -Werte ausgehend sucht man nun für verschiedene, innerhalb der Standsicherheit liegende Werte von b das jedesmalige Maximalmoment der Wand auf, das dort gefunden wird, wo die Summe der Querkräfte = 0 ist. Das ungünstigste Maximalmoment, das innerhalb der Standsicherheitsgrenzen auftreten kann, ist für die Wandabmessungen maßgebend. Bei der Ermittlung der Wandstärke kann man bei ruhenden Lasten bis an die Elastizitätsgrenze gehen, zahlreiche nachgerechnete Wände haben das bewiesen.

Wird eine freistehende Wand statt durch die Horizontalkraft H durch den aktiven Erddruck einer Hinterfüllung beansprucht, so ändert sich am Gange der Berechnung nichts Wesentliches. Auch hier wird der ungünstigste Standsicherheitswert erreicht, wenn unter Vernachlässigung des aktiven Erddruckes auf die Vorderseite der Punkt B auf der Ep -Linie liegt, d. h. der passive Erddruck voll ausgenutzt wird. Durch Probieren kann man die Lage des Punktes O auch in Fällen, die nicht so einfach sind wie die nebenstehend skizzierte, schnell finden unter Benutzung der Bedingung $\Sigma H = 0$. Diese Rechnung gilt aber nur für die Standsicherheitsermittlung. Für die Ermittlung der Wandstärke ist noch zu prüfen, ob nicht größere Maximalmomente auftreten, wenn der passive Erddruck nicht voll ausgenutzt ist, was doch immerhin möglich ist. Auch bei diesen Untersuchungen liegt das Maximalmoment an der Stelle, an der die Summe aller Querkräfte gleich Null ist.

Die Stelle des größten Biegemoments liegt in dem am meisten vorkommenden Fällen einer Einzelkraft oder einer ebenen Hinterfüllung in geringer Tiefe unter der Erdoberfläche bei B , bei der Unsicherheit aller Annahmen, und zwar sowohl bezüglich der Erdkräfte wie auch der zulässigen Beanspruchung des Baustoffes der Wand empfiehlt deshalb Krey¹, die freistehenden Bauteile an der Erdoberfläche als fest eingespannt anzusehen und das an der Oberfläche ermittelte Spannungsmoment den Stärkenbemessungen der Wand zugrunde zu legen.

Berechnung gestützter Wände.

Etwas schwieriger liegen die Verhältnisse bei Wänden, die in der Nähe ihres oberen Endes durch Anker oder Böcke abgestützt sind. Hier gehen wir von der Annahme aus, daß der Ankerpunkt A unveränderlich festliegt, und daß sich die Wand den Versuchen Engels (Abb. 89 b) entsprechend um diesen Punkt zu drehen sucht. Wir machen dann die Annahme, daß der passive Erddruck von der Wand bis zu irgendeiner Tiefe i voll in Anspruch genommen wird, daß aber unterhalb dieser Tiefe der Druck auf das vorliegende Erdreich nicht mehr zunimmt. In dieser Annahme liegt für die Standsicherheit eine große Sicherheit.

Nach nebenstehender Figur erhalten wir durch die beiden Gleichgewichtsbedingungen ($i = \frac{f \cdot t}{b}$)

$$\begin{aligned} 1. \quad \Sigma H = 0, \quad Q - \frac{e\gamma(t+a+p)}{2} - \gamma ft + \frac{\gamma f \cdot t \cdot f}{2b} &= 0, \\ 2. \quad \Sigma M_c = 0, \quad Q(t+g) - \frac{e\gamma(t+a+p)^2}{6} + \frac{\gamma f \cdot t^2}{2} - \gamma \frac{f^2 t^2}{2b} \left(1 - \frac{f}{3b}\right) &= 0. \end{aligned}$$

Die beiden einzigen Unbekannten dieser Gleichungen sind Q und f , sie lassen sich also errechnen.

Die Rammtiefe ist so zu wählen, daß der auf die Tiefe t in der Längeneinheit der Wand ausgeübte Druck nur einen Teil des möglichen Erdwiderstandes ausmacht, da h die Fläche $DBEC$ nur $\frac{1}{\eta}$ der Fläche BFC ist. Die Wahl des Sicherheitskoeffizienten η ist von der Genauigkeit abhängig, mit der man die auftretenden aktiven und passiven Erddrücke ermitteln kann. Unter Berücksichtigung des Umstandes, daß der passive Erddruck in der Regel größer ist als er sich aus den

¹ Krey: Erddruck S. 179.

Erddrucktheorien ergibt, kann man in den meisten Fällen mit $1\frac{1}{2}$ facher rechnerischer Sicherheit auskommen. Für Sonderfälle, bei denen der Coulombwert des passiven Erddruckes ohne Gefahr um das $2\frac{1}{2}$ fache überschritten ist, siehe S. 104.

Für die Ermittlung der notwendigen Wandstärke solcher gestützten oder verankerten Wände rechnet man in einfachster Weise die Wand als Balken auf

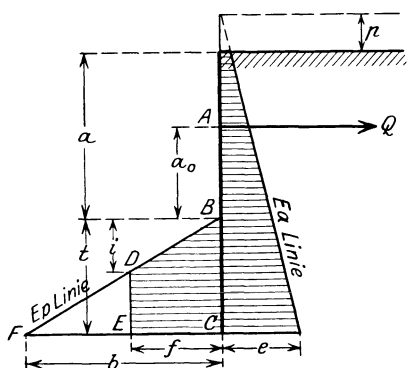


Abb. 91. Überdrücke an hinterfüllter, gestützter Wand.

zwei Stützen, von denen die eine im Angriffspunkt der Verankerung, die andere in der Höhe des Schwerpunktes des passiven Erddruckes angenommen wird. Bei solcher Berechnungsart kann man erfahrungsgemäß auch hier mit den zulässigen Spannungen bis an die Elastizitätsgrenze herangehen. Ist durch die Konstruktion eine Einspannung im oberen Teil der Wand gewährleistet, wie dies z. B. bei Eisenbetonwänden unter Eisenbetonmauern der Fall ist, so kann man diese Einspannung ganz oder teilweise in Rechnung stellen, in vielen Fällen hat es sich auch als zulässig erwiesen, in der Erde gleichfalls eine mehr oder minder vollkommene Einspannung zuzulassen. Über die Berechnung

der Momente unter partieller Einspannung findet man näheres in Aufsätzen von Löser, *Armierter Beton*, Jg. 1918, Heft 9—12.

Im Gebiet des Hamburger Hafens hat es sich als zulässig erwiesen, Holzspundwände unter Kaimauern oben und unten halb und Eisenbetonspundwände unter Kaimauern oben voll und unten halb eingespannt zu rechnen.

Wird die Spundwand als tragender Teil ausgebildet, so ist bei der Spannungsermittlung die etwa auftretende axiale Belastung zu berücksichtigen.

Die Berechnung einer oben gestützten hölzernen Spundwand geht hiernach wie folgt vor sich. (Abb. 92.)

Nachdem man die Erddruckflächen für den aktiven Erddruck gezeichnet hat, betrachtet man die Spundwand als Balken auf 2 Stützen, belastet durch den aktiven Erddruck, zeichnet das dazu gehörige Kraft- und Seileck *I* und erhält durch Ziehen der Schlußlinie S_1 im Seileck *I* die Momentenfläche. Die Spundwand denkt man sich nun mit der Momentenfläche belastet und zeichnet zu dieser Belastung wiederum ein Kraft- und Seileck *II*. Die Schlußlinie S_2 des Seileckes *II* in das Krafteck *II* übertragen, gibt die beiden Momentenstützkräfte A_0 und B_0 . Mit Hilfe der in der Zeitschrift „Armierter Beton“ Jg. 1918, Heft 9, 10, 11, 12 angegebenen Formeln (IV a, V a und h) (siehe auch unter G) errechnet man die Einspannmomente, und zwar rechnet man die Momente aus für:

1. Oben voll eingespannt und unten frei aufliegend, oberes Einspannmoment = M'_0 .

2. Oben voll eingespannt und unten voll eingespannt, oberes Einspannmoment = M''_0 .

3. Oben voll eingespannt und unten halb eingespannt, oberes Einspannmoment = $\frac{M'_0 + M''_0}{2}$.

Das obere Einspannmoment ist dann bei oben und unten halber Einspannung $M_0 = \frac{1}{2} \left(\frac{M'_0 + M''_0}{2} \right)$.

4. Unten voll eingespannt und oben frei aufliegend, unteres Einspannmoment = M'_u .

5. Unten voll eingespannt und oben voll eingespannt, unteres Einspannmoment = M''_u .

6. Unten voll eingespannt und oben halb eingespannt, unteres Einspannmoment $\frac{M'_u + M''_u}{2}$.

Das untere Einspannmoment ist dann bei oben und unten halber Einspannung $M_u = \frac{1}{2} \left(\frac{M'_u + M''_u}{2} \right)$.

Das größte Feldmoment greift man ab, nachdem man im Seileck I die durch M_0 und M_u gegebene Schlußlinie S gezeichnet hat.

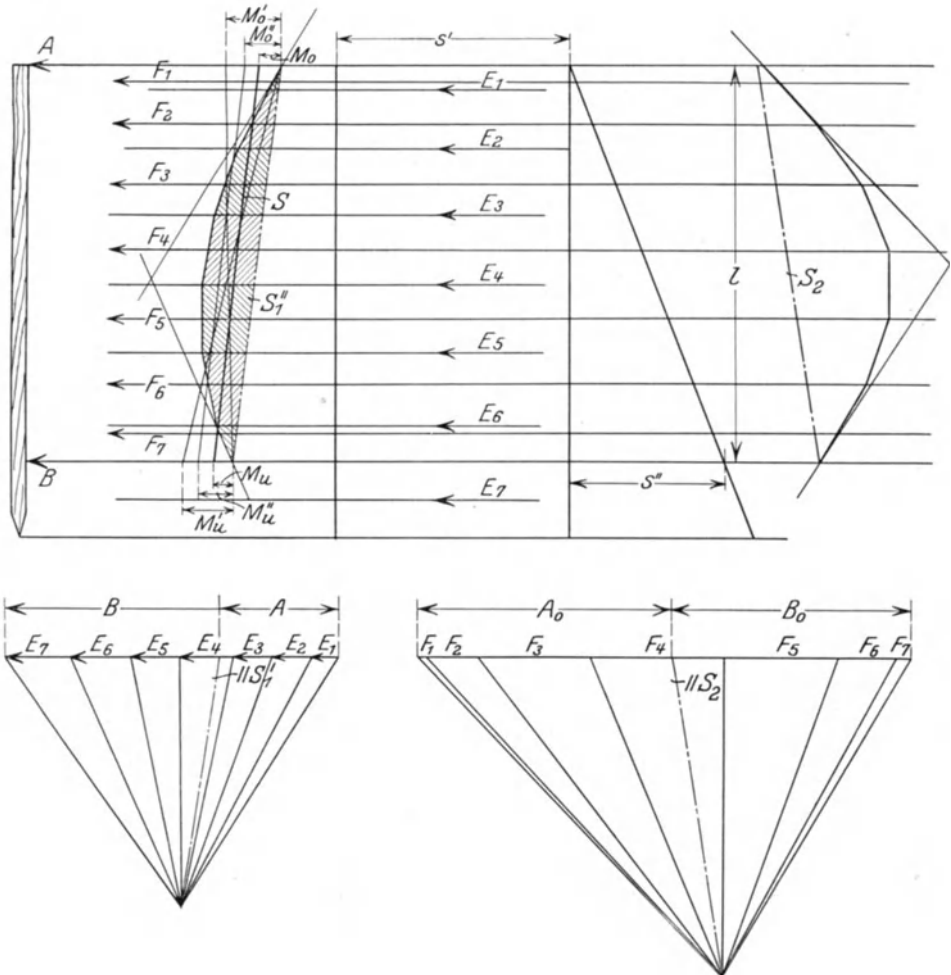


Abb. 92. Berechnung einer halb eingespannten Wand nach Löser.

Sonderuntersuchungen über hölzerne Spundwände unter den Kaimauern des Hamburger Hafens hat Dr. Ehlers angestellt und in der Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen Jg. 1910 veröffentlicht.

Es geht davon aus, daß der zwischen den Gleitflächen AB und CD abrutschende Boden sich gewölbemäßig zwischen den Gleitflächen verspannt und deshalb der auf übliche Weise ermittelte Erddruck nicht in voller Größe in Wirksamkeit treten kann. Ferner schließt er, daß der passive Erddruck vor der Spundwand durch den Einfluß der Pfähle vor der Wand erheblich größer wird, als ihn die üblichen Berechnungsweisen angeben. (Abb. 93.)

An vorhandenen standsicheren Kaimauern wird nun geprüft, welche ideale Spannung σ in der Spundwand entstehen würde, wenn man den üblicherweise

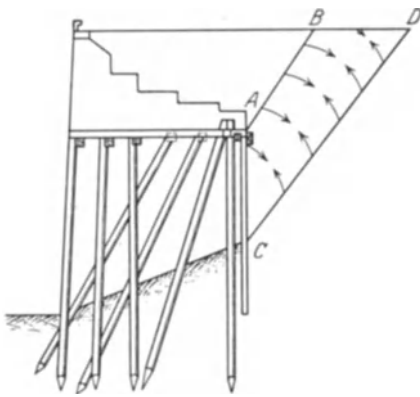


Abb. 93. Spundwand hinter einer Kaimauer.

ermittelten aktiven Erddruck zugrunde legen würde und mit welcher Zahl η der theoretische Wert des passiven Erddruckes multipliziert werden muß, um eine Einschlagtiefe zu erhalten, die derjenigen ausgeführter standsicherer Bauwerke entspricht. Als Mittel aus 10 durchgerechneten Bauwerken findet er für die Mitte der als Balken auf zwei Stützen berechneten Spundwand $\sigma = 278$, $\eta = 2,41$. Diese Werte empfiehlt er der Berechnung neuer Spundwände unter den angegebenen Verhältnissen zugrunde zu legen. Die Untersuchungsmethode von Dr. Ehlers führt zu praktisch brauchbaren Ergebnissen, die aber auf andere Bodenverhältnisse,

als sie im Hamburger Hafen vorhanden sind, nicht ohne weiteres zu übertragen sind. Immerhin kann die Arbeit von Dr. Ehlers als Muster für ähnliche Feststellungen benutzt werden.

Hölzerne Spundwände.

Hölzerne Spundwände sind als Gründungs- und Dichtungsmittel unübertroffen, wenn es sich um Bauten handelt, bei denen die Wand dauernd unter Wasser oder wenigstens

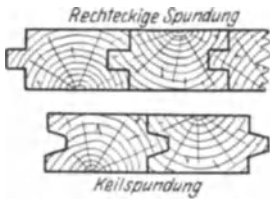


Abb. 94. Spannung von hölzernen Spundbohlen.

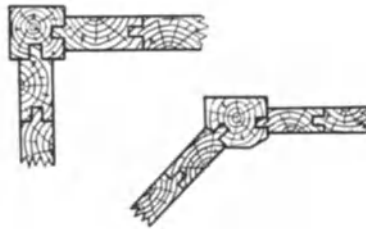


Abb. 96. Bundpfähle hölzerner Spundbohlen.

feucht bleibt, wenn ein leidlich klarer Rammgrund vorhanden ist und wenn das erforderliche Widerstandsmoment nicht zu groß wird. Als Baustoff kommt Kiefern- und Tannen-

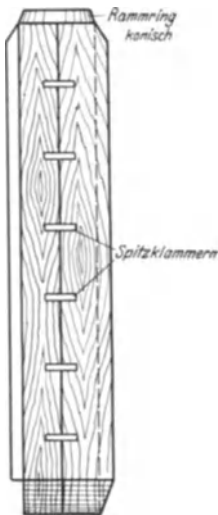


Abb. 95. Hölzerne Doppelbohle.

holz, in den deutschen Seehäfen für größere Stärke auch Pitschpine und Oregonpine in Frage. Die Bohlenstärken schwanken zwischen 8 und 30 cm, die Längen gehen bis etwa 16 m. Schwächere Bohlen erhalten rechteckige und ausnahmsweise auch Keilspundung (Abb. 94), Bohlen über 25 cm Stärke werden ohne Verbindung nebeneinander gestellt, da man annehmen kann, daß so starke Hölzer, auch wenn sie sich etwas verdrehen und gegeneinander versetzen, doch noch genügend dicht bleiben. Die Spundung wird im Sägewerk maschinell ausgeführt, wobei die Feder meist einige Millimeter länger gemacht wird als die Nut, damit sie sich gut einpreßt. Auf der Baustelle werden für das Rammen die Bohlen zu Doppelbohlen, die dann etwa eine Breite von 50 cm haben, zusammengeschoben, durch Ketten und Winden fest aneinandergedrückt und in dieser Lage durch Spitzklammern gehalten. Die Doppelbohle wird dann als Ganzes angespitzt, und zwar so, daß die Nutseite, die vorausgerammt wird, abgeschrägt ist, damit die Bohle sich von selbst fest

an das bestehende Wandstück anpreßt. Der Kopf wird wie bei hölzernen Rundpfählen durch einen schmiedeeisernen Ring geschützt, meist wird auch noch auf den Bohlenkopf eine besondere Schutzplatte oder ein U-Eisen gelegt. Nachdem die Bohlen fertig gerammt sind, werden sie in gleicher Höhe abgeschnitten und ihr Kopf durch Doppelzangen eingesäumt. An diesen Doppelzangen greift eine etwaige Verankerung oder Stützung der Wand an.

An den Ecken von Spundwänden verwendet man sog. Bundpfähle, d. h. stärkere Vierkanthölzer in die die Nute für die anstoßenden Wände unter dem gewünschten Winkel eingeschnitten sind (Abb. 96).

Nebenstehende Abbildung (Abb. 97) zeigt durch einen Bock eine versteifte hölzerne Spundwand aus dem Hamburger Hafen. Die Bockverbindung daran ist dieselbe wie in Abb. 52 dargestellt.

Eiserne Spundwände.

Wo die hölzerne Spundwand den zu stellenden Anforderungen nicht mehr genügt, sei es, daß das erforderliche Widerstandsmoment zu große Abmessungen erfordert, sei es, daß die Bohlen leicht ausziehbar und wiederwendbar sein sollen, sei es, daß ein besonders schwer zu durchdrammer Untergrund vorliegt oder sei es schließlich, daß von der Spundwand eine Lebensdauer gefordert wird, die Holz über Wasser nicht verbürgt, in all diesen Fällen greift man zur Spundwand aus Eisen. Leichte Rammpbarkeit, große Wasserdichtigkeit der fertigen Spundwand, hohes Widerstandsmoment bei geringem Stoffaufwand, Billigkeit und genügende Dauerhaftigkeit sind die angestrebten Ziele. Zunächst suchte man sie zu erreichen durch Wände aus gewöhnlichen, auch sonst im Eisenbau vorkommenden Profileisen. Das hatte den Vorteil, daß die benötigten Eisen überall leicht erhältlich waren, brachte aber den Nachteil großer Stoffverschwendung mit sich, da die Eisenmassen vielfach zu sehr in der Nähe der neutralen Faser angeordnet werden mußten und daher nicht den gewünschten Widerstand brachten. Heute verwendet man nur noch eiserne Bohlen, die besonders für ihren Verwendungszweck gewalzt sind.

Die ersten Erfolge in dieser Richtung erzielte Lang (Hamburg) mit den ihm patentierten Bogenblechen, die sich besonders für kleinere Tiefen eignen, und gern bei Sielbauten und derartigen Tiefbauten gebraucht werden, da sie sich leicht rammen und ausziehen und immer wieder neu verwenden lassen. Siemens & Halske haben für ihre Bauausführungen den Langschen Verschuß durch zwei U-Eisen ersetzt, die an die Bleche angenietet sind. (Abb. 98.)

Für größere Rammtiefen entwickelt Larssen ein Profil, das aus einzelnen Halbwellen besteht, die beiderseits der neutralen Faser zugeordnet sind und zunächst durch ein aus aufgenieteten Winkeleisen gebildetes Schloß miteinander verbunden werden. Dieses Profil „Larssen genietet“ wird heute nicht mehr aus-

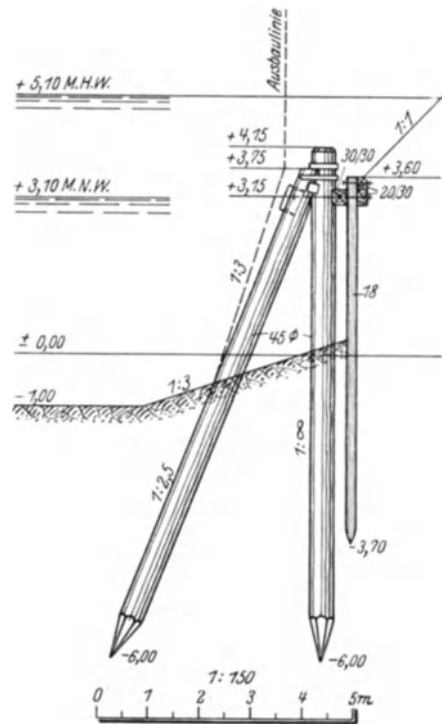


Abb. 97. Querschnitt einer versteiften hölzernen Spundwand.

geführt, an seiner Stelle wird von der Dortmunder Union ein Profil „Larssen nietlos“ gewalzt, bei dem das Schloß zugleich mit der Welle gewalzt wird. Es folgten die Formen „Rothe Erde“ und „Ramson“, Lamp und Hoesch, die den Gedanken Larssens, die Hauptmassen fern von der neutralen Faser unterzubringen, weiter verfolgten und das Schloß, ohne wesentliche Fortschritte damit zu erzielen, teils in die neutrale Faser, teils in den Wellenrücken legten.

Für ganz schweren Boden, in dem die wellenförmigen Bohlen leicht aus dem Schloß springen, brachte Krupp eine Kreuzform auf den Markt, die auch als Kastenform ausgebildet ist.

Das in Deutschland verbreitetste Spundwand Eisen ist die Larssenbohle, genannt nach seinem Erfinder, dem Staatsbaurat Larssen in Bremen, und gewalzt von der Dortmunder Union.

Sie wird jetzt nur noch „nietlos“ gewalzt, und zwar in den nachstehenden fünf Profilen, die wir der Werbeschrift der „Union“ entnehmen.

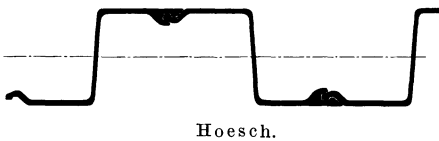


Abb. 98. Die gebräuchlichsten Spundwand Eisen.

Profil	Gewicht je lfd. Meter kg	Gewicht je Quadratmeter kg	Widerstandsmoment je lfd. Meter cm ³
I	38	96	500
II	49	122	849
III	62	155	1363
IV	75	187	2037
V	100	238	2962

Bilden wir für die fünf Profile den Quotienten $\frac{W}{G}$, so finden wir

$\frac{W}{G}$	Prof. 1	Prof. 2	Prof. 3	Prof. 4	Prof. 5
	$\frac{500}{96}$	$\frac{849}{122}$	$\frac{1363}{155}$	$\frac{2037}{187}$	$\frac{2962}{238}$
	= 5,21	6,96	8,79	10,89	12,45

Mit der Profilgröße steigt also die Ausnutzung des Materials, damit wird die Anwendung der großen Profile besonders wertvoll. Einige Worte sind hierbei allerdings noch angebracht über die Ermittlung des Widerstandsmomentes. Dasselbe ist berechnet für einen fortlaufenden Wellenzug, man kann aber wohl der Ansicht sein, daß durch die Klauen die Einheitlichkeit des Querschnittes unter-

brochen sei und deshalb das Widerstandsmoment einer jeden Bohle für sich allein bezogen auf ihre neutrale Achse in Rechnung gestellt werden müsse. Um in dieser Richtung positive Unterlagen zu schaffen, hat schon Larssen selbst Belastungsversuche mit zusammengesetzten Spundwand Eisen angestellt, die ergeben haben, daß die Widerstandsmomente zusammengesetzter Spund Eisen nur 10—15% hinter den für das zusammen gesetzte Profil als einheitlichen Körper rechnermäßig sich ergebenden Widerstandsmomenten zurückblieben. Neuere Untersuchungen über diese Frage sind von Lohmeyer in der Bautechnik 1927, Heft 2 und Heft 4 veröffentlicht. Durch Belastung von Doppelbohlen stellt auch er fest, daß man bei geramten Bohlen damit rechnen kann, daß das Schloß durch Eindringen von Verunreinigungen so unverschiebbar wird, daß man, zumal wenn noch die übliche Verholmung vorhanden ist, durchaus mit einem fortlaufenden Wellenzug rechnen darf. Nur wenn der Boden ganz weich und so schmierig ist,

daß mit einer reibungvermindernden Schmierung des Schlosses gerechnet werden muß, sind geringere Widerstandsmomente einzusetzen. Aber auch in solchen Fällen kann man den vollen Wellenzug ansetzen, wenn man durch Stanzen oder auf der Baustelle durch Hammerschläge das mittlere Schloß der Doppelbohlen leicht verbiegt und zusammenkneift.

Für das Rammen von Larssen-Eisenbohlen vereinigt man stets zwei Bohlen zu einem Raumelement, in dem man das eine Eisen auf irgendeine Weise festlegt und das zweite mittels einer Bockwinde so heranzieht, daß

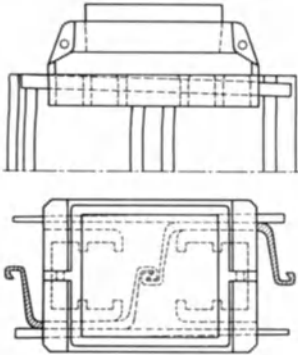


Abb. 99. Rammhaube für Spundbohlen. Bauart Larssen.

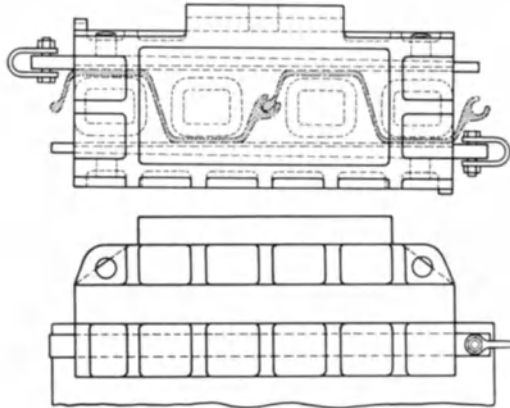


Abb. 100. Rammhaube für Spundbohlen. Bauart Rothe Erde.

ein Steglappen in den Falz des festgelegten Eisens entlang gleitet. Beide Eisen werden dann unter einer gemeinsamen Rammhaube gleichzeitig heruntergerammt. (Abb. 99 und 100.) Um zu verhindern, daß die Eisen beim Rammen aus dem Lot kommen, ist empfehlenswert, fachweise zu rammen, wie dies ja auch bei hölzernen Bohlen geschieht. Hin und wieder wird jedoch auch jede einzelne Bohle gleich ganz heruntergerammt, wenn das Verschieben der Ramme schwierig ist.

In der Regel wird eine Anzahl Doppelseisen vorgestellt, hierauf wird das letzte Paar etwas tiefer als die vorhergehenden heruntergerammt, alsdann geht man mit der Ramme auf das erste Paar zurück und rammt alle Eisen nacheinander bis zur endgültigen Tiefe herunter. Beim Rammen leistet die Führungszange (Abb. 101) wertvolle Dienste, besonders bei großen Längen der Eisen. Sie fördert die Geradföhrung der Bohlenpaare und verhindert ein Verkanten der Eisen.

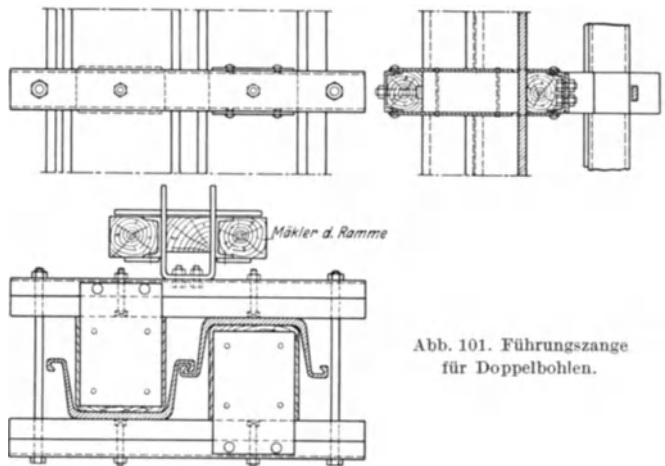


Abb. 101. Führungszange für Doppelbohlen.

Nach der Vereinigung zweier Bohlen zu einem Raumelement wird die Zange an dem oberen Ende des Bohlenpaares durch Anziehen der Schraubbolzen fest angeklemt, die an den Längshölzern durch Bleche befestigten Holzklötze werden hierbei in die Wellen des Bohlenpaares eingeklemmt und es entsteht eine feste

Verbindung zwischen Bohlenpaar und Zange. Die Längshölzer sind durch U-Eisen verstärkt. Auf einer Seite ist mit dem U-Eisen eine U-förmig gebogene starke Klammer durch Schrauben fest verbunden. Diese Klammer bewirkt die Geradföhrung der Zange und damit des Mäklers, sie wird durch einen Splint hinter dem Mäkler gesichert.

Gegen die Verwendung eiserner Spundwände für Dauerzwecke wird immer wieder das Bedenken einer zu kurzen Lebensdauer erhoben. Die Untersuchungen von Oberbaurat Kölle in Bremen sind geeignet, hier aufklärend zu wirken¹. (Vgl. S. 22.)

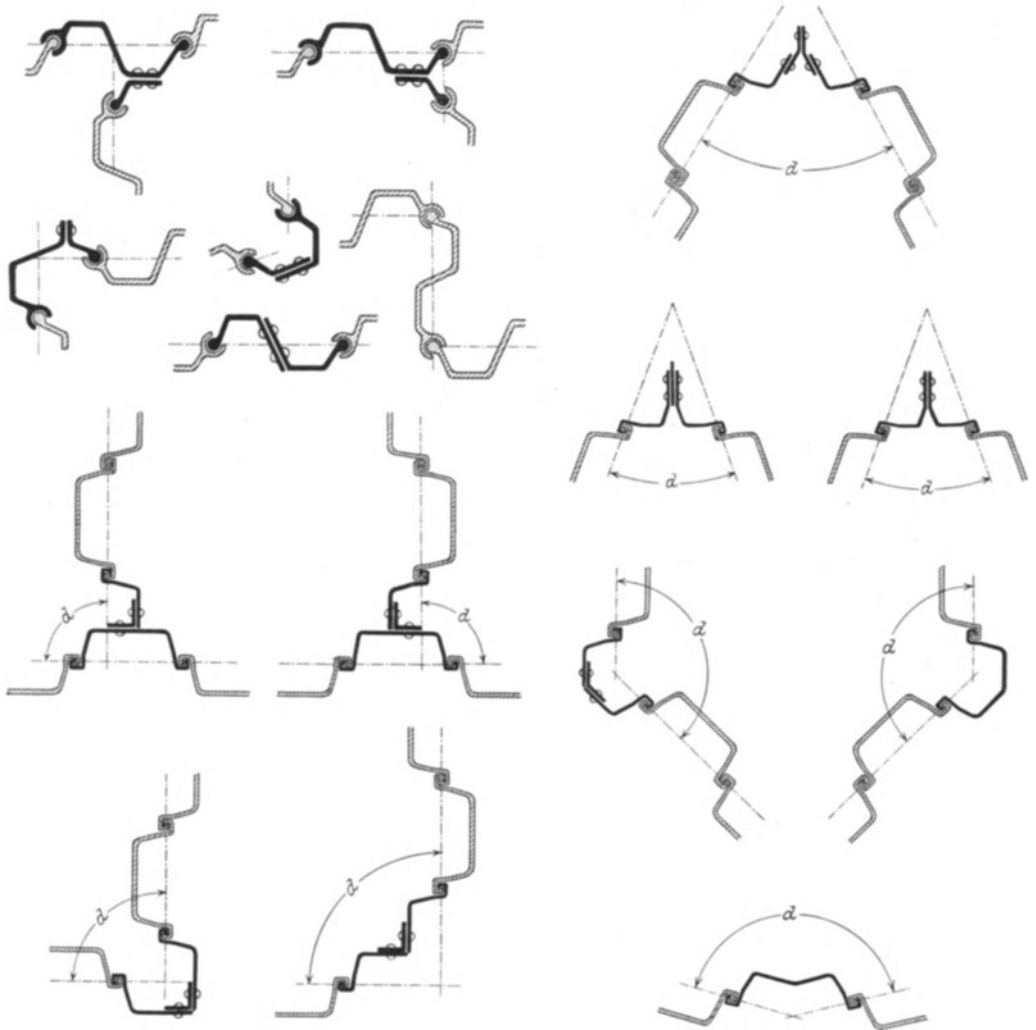


Abb. 102. Eckausbildungen mit Larsseneisen.

Es ist unerläßlich, daß eiserne Spundwände, die lange stehen sollen, einen Schutzanstrich erhalten und daß dieser Anstrich ebenso wie bei sonstigen Eisenkonstruktionen, wenigstens an den Stellen, die zukömmlich sind, von Zeit zu Zeit erneuert wird.

Mit Larssen wie auch mit anderen Bohlenformen lassen sich Ecken jeder Art herstellen, wobei der Schluß an der Ecke durch Nietung herbeigeföhrt wird.

¹ Z. d. Bauw. 1925, S. 545.

Abb. 102 zeigt einige Eckenbildungen der Formen Larssen und Rothe Erde Enge Kurven bis zu 5—7 m Halbmesser lassen sich mit eisernen Bohlen ohne weitere Hilfsmittel rammen.

Über das Rammen eiserner Spundbohlen auch in schwierigem Untergrund liegen vielfach recht günstige Erfahrungen vor. So sind z. B. unter besonders ungünstigen Bodenverhältnissen nietlose Eisenspundwände System Larssen in großem Umfange verwendet beim Bau des Schifffahrtsweges nach Mülheim a. d. Ruhr. Über die hier gemachten Erfahrungen berichtet Reg.-Baurat Freund¹. Die Bohlen dienten teils als dauernde Ufereinfassungen nach Abb. 103, teils als vorübergehende Einfassung von Baugruben. Die bemerkenswerteste Verwendung fanden sie bei der Herstellung der Widerlager für die Eisenbahnbrücken am Kolkerhof. Hier sind Spundwände von 4—14 m steigend von Profil II bis Profil IV unter sehr schwierigen Verhältnissen gerammt worden. Ein Bahndamm mit fünf im Betriebe befindlichen Gleisen mußte unmittelbar neben den Betriebsgleisen durch 14 m lange Wände abgesteift werden. Das Rammen dieser langen Wände bot große Schwierigkeiten und erforderte Rammen von hohem Bärge wicht. Zunächst war nicht ersichtlich, worauf das schlechte Rammergebnis zurückzuführen war, nach Ausschachtung der Baugrube zeigte sich dann, daß der Damm nicht, wie angegeben, aus Haldenmaterial geschüttet war, sondern aus einem Gemisch von Bauschutt mit Beton- und Mauerwerksklötzen und großen Mengen Hochofenschlacke, Schlackensand und Abraummassen von Hüttenwerken, das fest zusammengebacken war. Trotz dieses überaus ungünstigen Rammgrundes gelang es, die Spundwand dicht herzustellen, alle Bohlen saßen fest im Schloß. Dabei betrug die Verdrehung der Spundbohlen gegeneinander bis zu 45° und gab Zeugnis von den großen Widerständen im Untergrunde.

Soweit das Ausziehen der Bohlen, die wieder entfernt werden mußten, nicht möglich war, wurden sie autogen abgeschnitten. Wir haben bereits auf die Möglichkeit hingewiesen, die das autogene Schneidverfahren für die Bearbeitung eiserner Spundbohlen eröffnet und haben auch bereits das im Kriege bei den Eisenbahntruppen vielbenutzte autogene Schneiden unter Wasser erwähnt. Näheres hierüber findet man im Abschnitt F, S. 324. In demselben Buchteil auf S. 364 ff. sind auch die Vorrichtungen zum Ausziehen eiserner Spundbohlen eingehend besprochen.

Weitere wertvolle Erfahrungen über die Verwendung und das Rammen eiserner Spundwände sind in Kiel bei der Herstellung der Versenkgrube für ein 40000 t-Schwimmdock der Kaiserlichen Werft gemacht (Prüß, Lit. Nr. II, 2). Die Böschungen dieser später auf 22 m Wassertiefe zu bringenden Dockgrube schneiden in eine vor 10 Jahren auf den schlammigen Hafengrund geschüttete Mole; um ein Hineinpressen einzelner in der Molenschüttung noch vorhandener Schlammadern in die Dockgrube zu verhindern, wurde hier eine bis 17,2 m unter M.W. reichende, bis 3,5 m über N.W. stehenbleibende eiserne verankerte Spundwand gerammt (Abb. 104). Es ergab sich dabei eine Bohlenlänge von 20,5 m und eine Raumtiefe von 14—15 m. Das erforderliche Widerstandsmoment der Bohlen wurde zu 2200 cm³ auf 1 lfd.m Wand berechnet. Zur Verwendung kam Profil VII

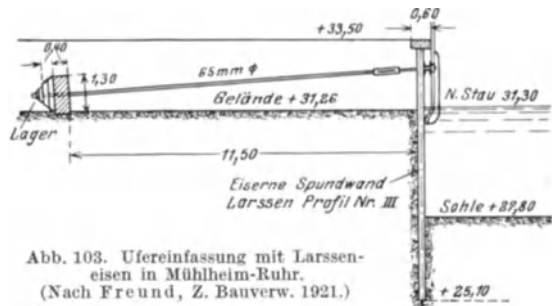


Abb. 103. Ufereinfassung mit Larssen-eisen in Mülheim-Ruhr. (Nach Freund, Z. Bauverw. 1921.)

¹ Z. d. Bauw. 1921, H. 37, S. 231.

der „Rothe Erde“, dessen ursprünglich beabsichtigte Stegstärke mit Rücksicht auf Rostgefahr von 9 auf 1 mm erhöht wurde. Das Gewicht einer Einzelbohle von 20,5 m Länge betrug rd. 3 t. Die Bohlen wurden einzeln angesetzt und gleich ganz hinuntergetrieben unter Verwendung von einfachen Fallbärrammen von nur 2,5 t Bärge wicht und 1,5 m Fallhöhe. Das Bärge wicht wäre besser größer gewesen, die Fallhöhe mußte zum Durchschlagen der untersten, sehr festen Tonlagen zuweilen auf mehr als 2,0 m gesteigert werden. Umbördelungen der Bohlenenden sind hierbei nicht vorgekommen; die durch Keile festgehaltenen Rammhauben ließen sich ohne Schwierigkeiten abnehmen. Zur Ausfütterung der Rammhaube wurde mit gutem Erfolg altes Tauwerk, das durch lange Nägel zusammgehalten wurde, verwendet.

Tägliche Leistung jeder Ramme bei 10stündiger Arbeitszeit 3—5 Bohlen von je 55 cm Deckungsbreite. Dabei wurden die vorher geteerten Bohlen

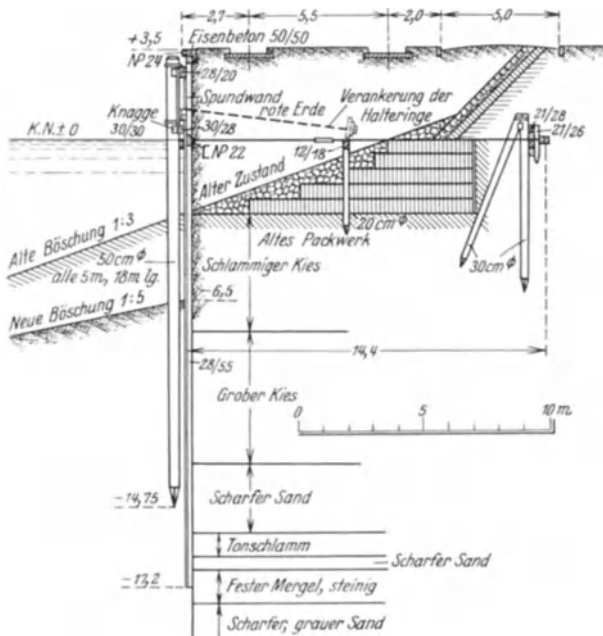


Abb. 104. Larssenwand für die Grube eines Schwimmdocks in Kiel.
(Nach Prüß, Z. Bauverw. 1920.)

nau senkrechten Führungsnut wurden Keilbohlen mit 25 cm Keil einer Keilbohle mit Erfolg angewendet.

Beachtenswert sind die Beobachtungen, die bei dieser Rammung über die Einwirkung starken Frostes gemacht sind. Nach starker langandauernder Kälte trat plötzlich Tauwetter auf, und beim Rammen sprangen eine „Rothe Erde“-Bohle schwersten Profils und an anderer Stelle eine Larssenbohle schwersten Profils unvermittelt horizontal durch. Walzfehler waren an den Bruchstellen nicht festzustellen, das Eisen war durchaus gesund. Bei späteren Witterungsumschlägen trat das Abspringen unter denselben Verhältnissen noch zweimal auf. Es ist wohl anzunehmen, daß infolge der ungleichmäßigen Temperaturen die inneren Spannungen in den Bohlen so angewachsen sind, daß die starken Erschütterungen der Rammung nicht mehr ertragen werden konnten.

Auch bei den Wehrbaustellen des Mains gelangten eiserne Fangedämme zur Anwendung, die teils aus eisernen Bohlen „Rothe Erde“, teils aus solchen Bauart „Larssen“ bestanden. Ausführlich beschrieben ist von Maudrich die Herstellung eines solchen Fangedammes aus „Rothe Erde“-Bohlen bei Mainken. Es

von einer Schute aus vor die auf leichtem Gerüst stehende Ramme gebracht. Um Voreilen der oberen Spundwandenden zu verhindern, wurden kräftige obere Rammzwingen angewendet. Sind beim Fehlen oder bei zu geringer Länge dieser Zwingen erst einige Bohlen aus der Lotrechten abgewichen, so kann beim Schlagen der weiterhin anzusetzenden langen Bohlen eine erhebliche Zugbeanspruchung im oberen Teil der bereits gerammten Wand eintreten. Hierdurch wird eine Streckung der hohen Profilwellen verursacht, was zu einer weiteren Schrägstellung der Bohlen innerhalb der Rammebene führt. Zur Wiedergewinnung einer ge-

wurden 7—8,50 m lange Bohlen „Rothe Erde“, Profil IIIa, verwendet, deren Gewicht für das lfd.m Bohle 55,65 kg, für das Quadratmeter Wand 146,50 kg betrug und die für das lfd.m Wand ein Widerstandmoment von 770 cm³ aufwiesen. Der Untergrund an dieser Baustelle bestand, unter einer schwachen Deckschicht aus Grobkies, durchweg aus blaugrauem Ton, dessen Härte in den verschiedenen Schichten sehr stark schwankte, in trockenem Zustande mußte er fast ausschließlich mit der Hacke gewonnen werden, bei Zutritt von Wasser wurde er jedoch bald mehr oder weniger plastisch und sogar schlammig. Da sich am Innenfuße der Baugrubenumwehrung nur leicht Sicker- und Regenwasser ansammelt, durfte den Stützböcken nur geringer Druck zugewiesen werden. Vor allem aber wurde auch die Einspannung der Spundbohle im Untergrund durch die plastischen Eigenschaften des Tones beeinflusst.

Die Rammarbeiten, die mit unmittelbar wirkenden Dampfrahmen mit Bärgeichten von 1200—1600 kg ausgeführt wurden, boten keine Schwierigkeiten. Es wurden — entgegen dem sonstigen Gebrauche — nur Einzelbohlen eingerammt, die mit dem Wulst voraus angesetzt wurden. Die Rahmen liefen nur für die Uferstrecken auf festen Rammgerüsten, für die übrigen Strecken waren sie auf Schiffen montiert.

Bei der Rammarbeit bewährte sich das Führungsschloß aus Klaue und walzenförmigem Wulst sehr gut. An keiner Stelle konnte ein Herausspringen des Wulstes aus der Klaue beobachtet werden. Dagegen ist wie alle anderen eisernen Spundwände auch die „R.-E.“-Spundwand nicht frei von dem Vorausschieben fertig gerammter Bohlen bei Eintreiben der Nachbarbohle. Nach dem Leerpumpen zeigte sich die Wand recht dicht, kleinere Sickerstellen dichteten sich teils in kurzer Zeit durch die vom Fluß mitgeführten Sinkstoffe von selbst, teils konnten sie durch von der Wand ins Wasser geworfene ausgesiebte feine Kesselasche rasch abgedichtet werden. Einige stärkere Spritzstellen wurden mit gutem Erfolg durch das Eintreiben von schlanken Weichholzkeilen zwischen Wulst und Klaue von der Baugrube her und gleichzeitiges Einschütten von Kesselasche an der Wasserseite geschlossen.

Eisenbetonspundwände.

Für manche Zwecke genügt weder die Lebensdauer einer eisernen noch einer hölzernen Spundwand, auch wird wohl Wert darauf gelegt, daß die Spundwand mit den sie stützenden oder sie belastenden Bauteilen einen einheitlichen Körper bildet. Ist in solchen Fällen ein Untergrund vorhanden, der keine größeren Hindernisse enthält, so sind die Spundwände aus Eisenbeton am Platze. Die Entwicklung der Eisenbetonbohlen ist parallel gegangen mit der Entwicklung der Eisenbetonpfähle, ebenso wie diese werden sie auf besonderen, mit maschinellen Hilfsmitteln ausgerüsteten Plätzen fabrikmäßig hergestellt und dann zum Lager oder zur Ramme gebracht. Dabei ist darauf zu achten, daß sie nicht unzulässige Biegebbeanspruchungen erhalten, durch die leicht Zugrisse im Beton entstehen. Betonbohlen werden deshalb ausschließlich „hochkant“ hergestellt und transportiert (Abb. 105); vielfach werden dabei zum besseren Handhaben kurze Eisenbügel einbetoniert, die vor dem Rammen beseitigt werden (meist autogen abgeschnitten). Die Eisenbetonbohlen werden meist mit Spund auf der einen Seite und entsprechender Nut auf der anderen Seite hergestellt, in besonderen Fällen erhalten sie auch beiderseitige Nute, die später ausgefüllt werden. Auch bei dieser Ausführung ordnet man gern, wenigstens am unteren Ende der Bohle, ein Stück Spund an, das beim Rammen als Führung dient. Ist besonderer Wert zu legen auf eine absolut dichte Wand, so kann man eiserne Verspundungstücke einbetonieren (Abb. 106). Die Verbundstücke werden mit der Eisenbewehrung verschraubt oder sie sind gelocht, so daß die Bewehrung in sie hineinfassen kann.

Die erste Anwendung fanden Eisenbetonbohlen in Deutschland im Jahre 1904 in Ruhrort. Es handelte sich dort darum, für die drei neuen Hafenbecken und die Mündung in den Rhein eine massive Uferbefestigung herzustellen. Die nach dem Entwurf des Bauleiters, Regierungs- und Baurats Ottmann, hergestellte Eisenbetonuferwand besteht nach Abb. 107 aus einer Eisenbetonspundwand, welche in Abständen von 6 m durch je zwei Pfähle, einen Druck- und einen Zug-

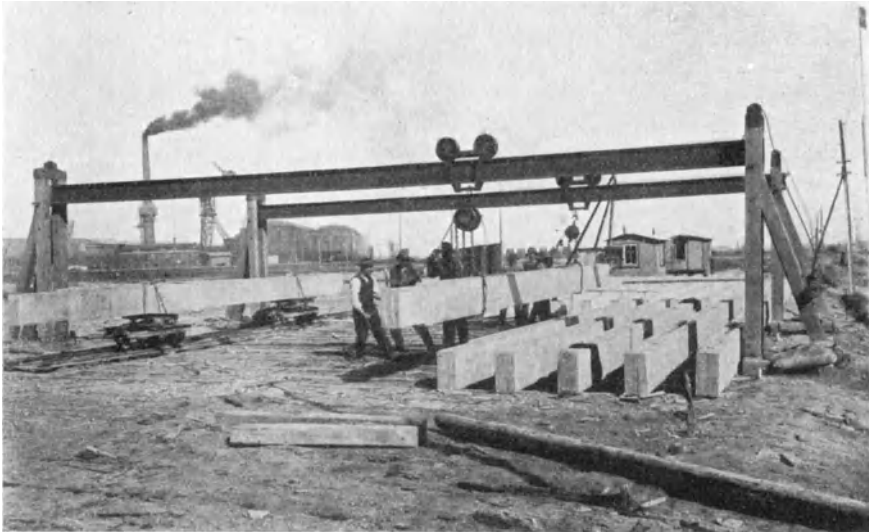


Abb. 105. Transport von Eisenbeton-Spundbohlen.

pfahl, gestützt wird. Die Spundwand ist durch einen Eisenbetonholm abgeschlossen, der als biegungsfester Balken die Erddrücke auf den Pfahlbock überträgt.

In dieser Ausgestaltung gelangten in Ruhrort etwa 9,5 km Uferbefestigung zur Ausführung. Bemerkenswert ist die Eisenarmierung der Spundbohle, wie sie durch die ausführende Firma Möbus ausgebildet war (Abb. 108). Die Bügel für die Querarmierung liegen in Abständen von 0,12 m und sind sorgfältig um die sechs Längseisen der Armierung umschlungen und den ganzen Umfang der Bohle, auch der Nut der Feder entlang geführt. Unsere Abbildung zeigt auch die für



Abb. 106. Eisenbetonspundbohle mit eisernem Spundring. (Nach Kittel, Bautechnik 1925.)

das Rammen der Bohlen angewendete Schlaghaube. Das Gewicht des Rammbärs betrug 4 t. In großem Maßstabe sind dann ähnliche Eisenbetonspundwände gebraucht bei der Erweiterung des Rheinhafens in Düsseldorf (Abb. 109).

In besonders einfacher Form ist die Eisenbetonspundwand ferner angewendet bei der 1907 durch Drenkhahn & Südhop in Braunschweig ausgeführten Ufer-einfassung des neuen Hafens in Spandau. Nach Abb. 110 wurde für die 2500 m lange, steile Ufer-einfassung des Haveldurchstiches eine Eisenbetonspundwand mit einer einfachen rückwärtigen Verankerung erbaut. Die 6,5 m lange lotrechte Spundwand wird durch einen vorderen Ankerholm in der Höhe 1,50 m unter Bordkante mittels eiserner Rundanker von 0,35 m Durchmesser gegen lotrechte Eisenbetonankerplatten verankert. Die Anker liegen in Abständen von 2,50 m; sie

werden in ihrer ganzen Länge von 7,0 m mitsamt dem Spannschloß durch Betonumhüllung gegen Rost geschützt. Den oberen Abschluß der Spundwand bildet ein Eisenbetonholm von 0,35 m Breite und Höhe. Die einzelnen Bohlen sind 16 cm stark und 80 cm breit. Jede Bohle enthält 8 Längseisen von 16 mm Durchmesser, welche in dem sehr weiten Abstand von 50 cm, der sich allerdings am Kopf auf 25 cm verringert, durch Quer- und Breitbügel miteinander verbunden sind. Der Fuß der

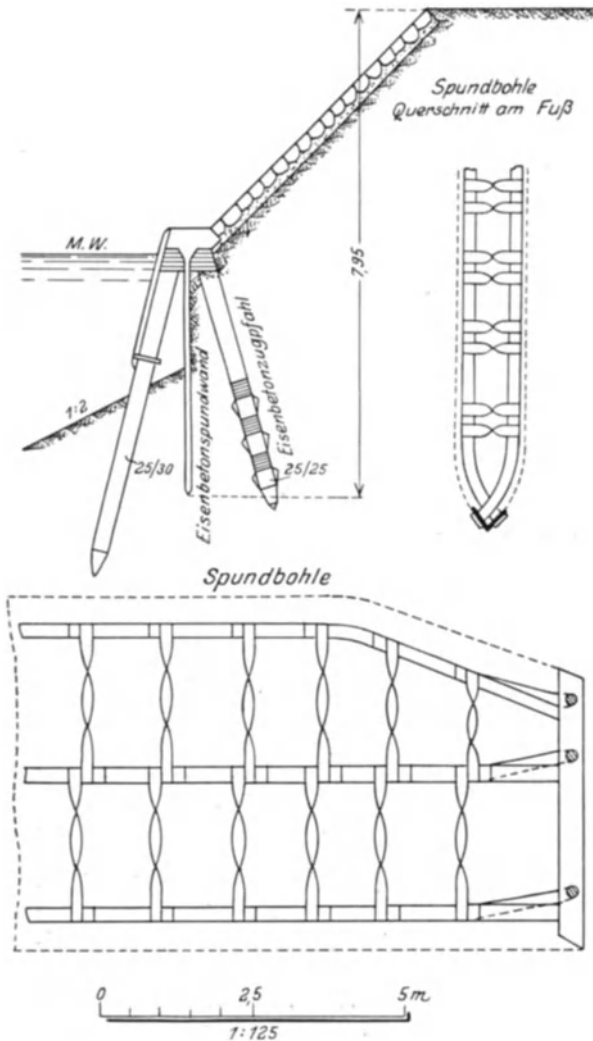


Abb. 107. Ufermauer am Ruhrorter Hafen.

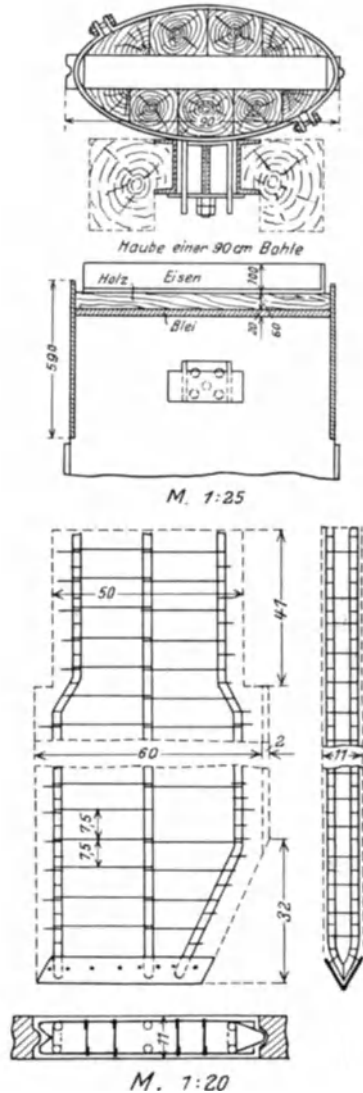


Abb. 108. Eisenbetonspundbohle und Schlaghaube beim Neubau des Ruhrorter Hafens.

Bohle ist, wie wir das bei Holzbohlen bereits kennengelernt haben, abgeschrägt, um das Rammen einer dichten Wand zu erleichtern, er ist geschützt durch ein umgebogenes Flacheisen.

Das Einrammen der Bohlen erfolgte nach sechswöchiger Erhärtung mittels selbsttätig wirkender Eisenbetonrammen von Menck und Hambrock, die ein Bärgewicht von 4 t hatten. Es wurden täglich durchschnittlich 16 m Bohlenwerk fertiggestellt. Die Kosten betragen für 1 m nur 115 Mark.

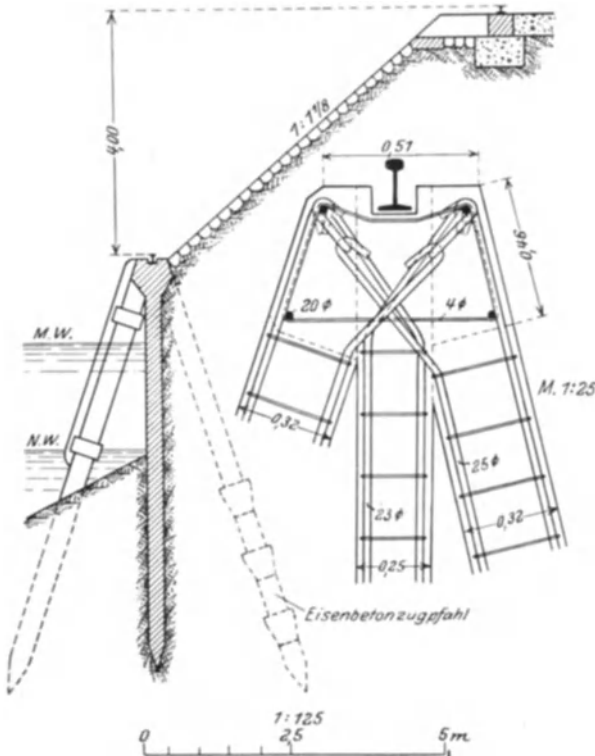


Abb. 109. Eisenbetonzugpfahl am Rheinharfen in Düsseldorf.

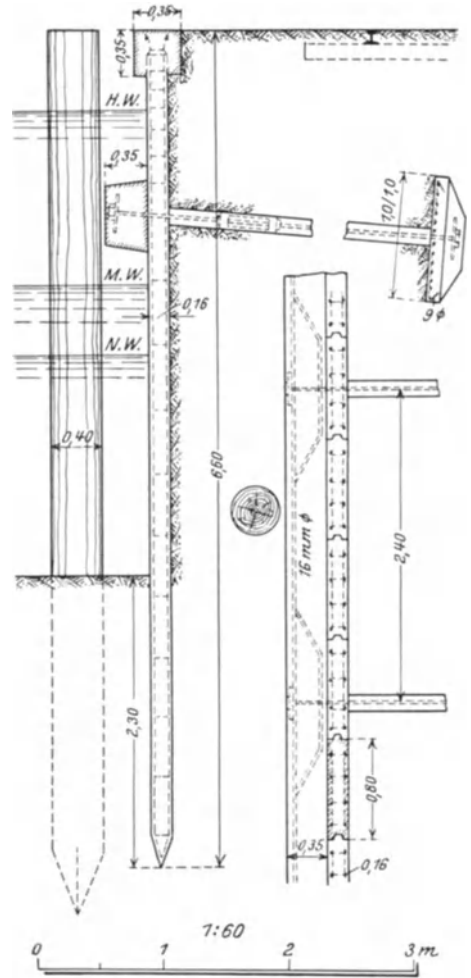


Abb. 110. Eisenbetonzugpfahl am neuen Hafen in Spandau.

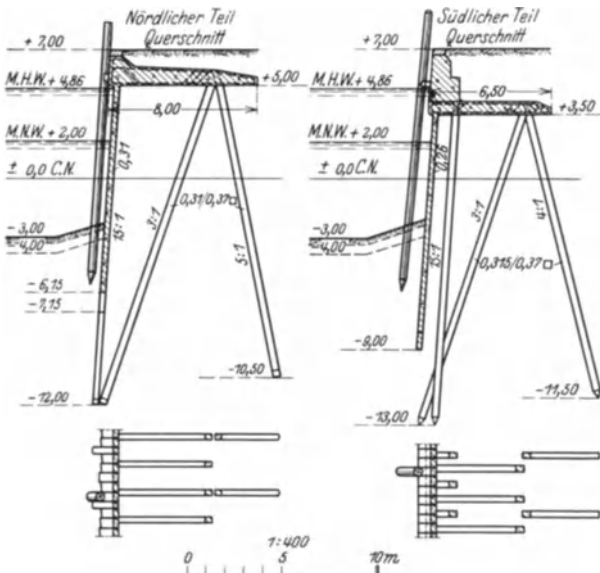


Abb. 111. Kaimauer am Fischereihafen in Cuxhaven.

verhältnisse sprachen für die gewählte Ausführung. Auf eine obere Kleischicht von mehreren Metern Stärke folgt eine Sandschicht, die bis etwa — 5,0 Null reicht, darunter liegt eine sehr weiche Kleischicht, die bis — 12,0 reicht, und erst

Mit bedeutend größeren Abmessungen ist eine Spundwand aus Eisenbeton unter einer Kaimauer am seeschifftiefen Wasser bei der Erweiterung des Fischereihafens in Cuxhaven ausgeführt (Abb. 111). Die Wahl des Betons bzw. des Eisenbetons lag bei den örtlichen Verhältnissen nahe, da Holz in kurzer Zeit durch den Bohrwurm zerstört wird und man nicht wagte, Eisen der zerfressenden Wirkung des Seewassers auszusetzen. Auch die Untergrund-

dann beginnt der feste, tragfähige Sand. Die Bohlen haben einen Querschnitt von $31,5 \cdot 50$ cm, sie sind bewehrt mit je 6 Rundeseisen von 22 m Durchmesser, die durch Bindungen aus weich geglühtem Eisendraht in Abständen von etwa 20 cm miteinander verbunden sind. Jede Bindung besteht aus zwei Drähten, die miteinander verdreht sind. Die einzelnen Bohlen haben an der Schmalseite dreieckige Aussparungen. In den durch zwei aufeinandertreffende Nute gebildeten Hohlraum wurden nach Reinigung durch Druckwasser Jutebeutel versenkt, die mit halbflüssigem Zementmörtel gefüllt wurden. Bei jeder 5.—10. Fuge wurde der Jutebeutel statt mit Mörtel mit reinem Kies gefüllt, um so eine Entwässerung des Erdreiches hinter der Mauer zu ermöglichen. Die Rammung ging bei den geschilderten Verhältnissen glatt vorstatten, nur selten mußte zum Spülverfahren gegriffen werden.

Spundwände aus Eisenbeton stehen in großen Abmessungen auch unter der Vorderkante der Kammermauern der neuen Schiffsschleuse in Ijmuiden. Sie sollen hier die aus feinem Dünensand bestehende Hinterfüllung zurückhalten, die der Gefahr des Ausaugens ausgesetzt ist, da man während des Schleusens mit großem hydraulischen Überdruck rechnen mußte. Es mußte hiernach besonderer Wert auf vollkommene Dichtigkeit der Wand gelegt werden. Sie besteht nach Abb. 112 aus fast quadratischen Pfählen

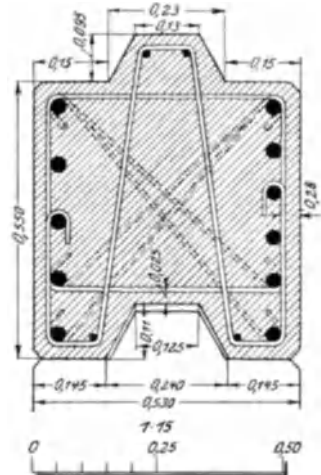


Abb. 112. Eisenbeton-Spundbohle aus Ijmuiden. (Nach Kittel, Bautechnik 1925.)

mit Nut und Feder, deren Bewehrung aus der Abbildung zu ersehen ist, die Betondeckung betrug 2,6 cm für die Bügel, 3,4 cm für die Längseisen, die gewählte Betonzusammensetzung war 1,25 kg Zement, $\frac{1}{4}$ hl Traß, $1\frac{1}{4}$ hl Flußsand und 2 hl Kies, was etwa 375 kg Zement auf 1 m^3 fertigen Beton — im Bauwerk ohne Eiseneinlagen gemessen — entspricht. Erhärtungsdauer 2 Monate. Die Spundpfähle wurden zwischen schweren Differdinger Trägern Nr. 45 gerammt und, da sie Neigung zeigten, nach vorn überzukippen, in der Richtung gehalten durch Führungsbügel, die an den bereits eingerammten benachbarten Gründungspfählen befestigt waren. Trotz des großen Gewichtes der einzelnen Spundpfähle, von dem man sich ein leichtes Einbringen versprochen hatte, mußte die Rammung kräftig

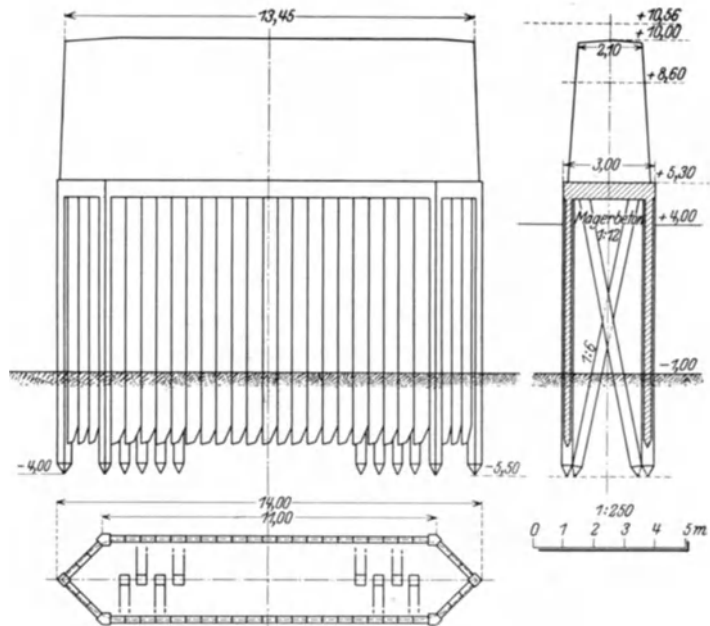


Abb. 113. Pfeiler der Brücke über die Süderelbe bei Hamburg.

die an den bereits eingerammten benachbarten Gründungspfählen befestigt waren. Trotz des großen Gewichtes der einzelnen Spundpfähle, von dem man sich ein leichtes Einbringen versprochen hatte, mußte die Rammung kräftig

durch Spülen unterstützt werden. Die erzielte Dichtigkeit der Wand war im allgemeinen befriedigend, um auf alle Fälle sicher zu gehen, wurde nachträglich noch die zwischen Nut und Feder verbleibende, etwa 1,5 cm starke Fuge mit Beton vergossen.

Die normale Eisenbetonbohle kann ohne Bedenken neben ihrer Aufgabe als Umfassungswand auch zur Aufnahme senkrechter Lasten herangezogen werden, es ergeben sich dann sehr einfache Lösungen, die geeignet sind, mit Brunnen Gründungen und unter Umständen auch mit Druckluftgründungen in Wettbewerb zu treten. Für die

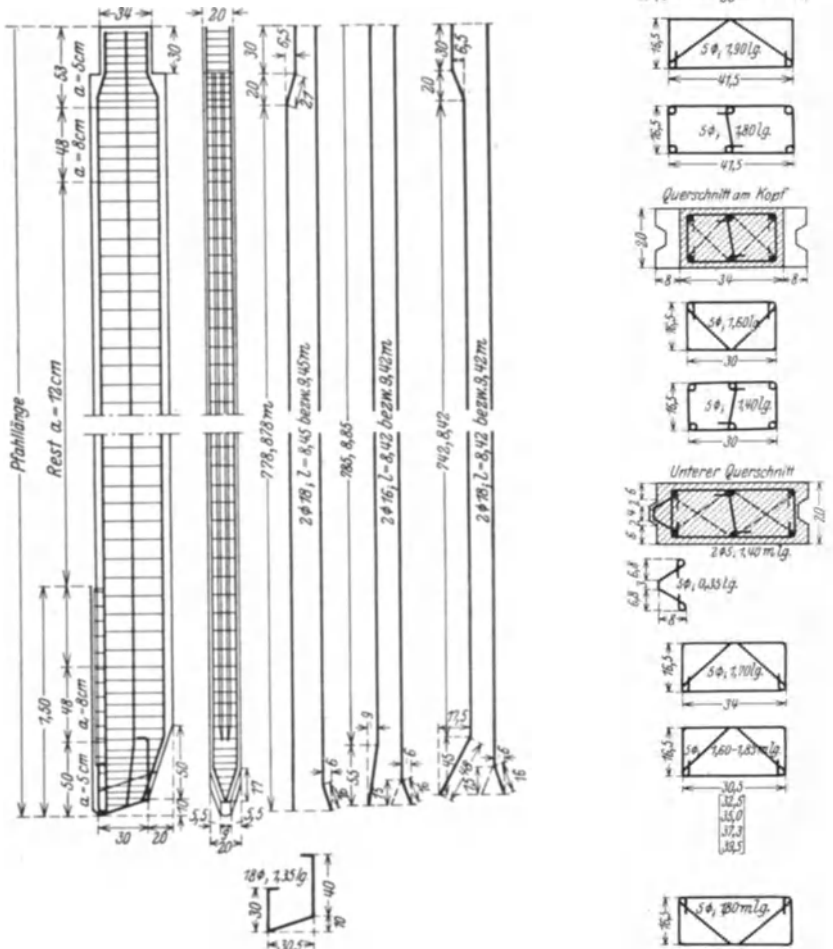


Abb. 114 a. Spundbohlen zu Abb. 113.

Abb. 114 b. Spundbohlen zu Abb. 113.

zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Alte Süderelbe bei Hamburg hat die Firma Dyckerhoff & Widmann im Auftrage der Wasserbaudirektion (Abb. 113) Hamburg die Pfeilerbauten in dem aus reinem Sand bestehenden Untergrunde dadurch hergestellt, daß zunächst in dem bis + 4,0 anstehenden Sand aus Eisenbetonbohlen ein der Form des Pfeilers entsprechender dichter Kasten gerammt wurde. In diesen Kasten wurden zur Aufnahme der Brems- und Windkräfte mit der Neigung 1 : 6 schräge Betonpfähle gerammt, die infolge ihrer starren Kopfverbindung abwechselnd als Druck- und Zugpfähle einer Bockkonstruktion wirken.

Danach wurde der Boden im Kasten bis zur zukünftigen Flußsohle — 1,00 durch Wasserspülung und Saugen beseitigt und durch Magerbeton 1 : 12 ersetzt, schließ-

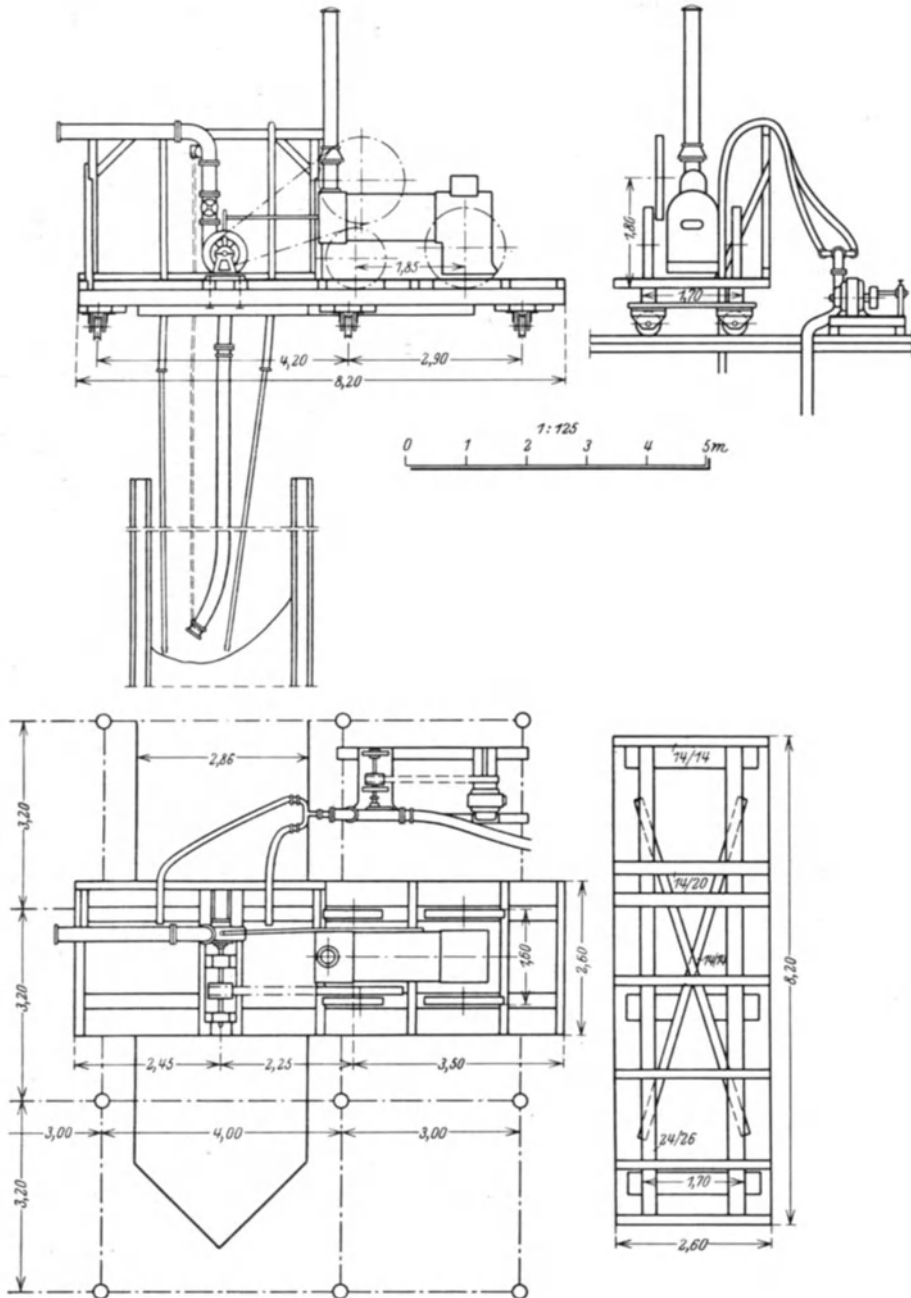


Abb. 115. Spülanlage zu Abb. 113.

lich wurden Spundwandköpfe und Pfahlköpfe durch eine starke eisenbewehrte Decke zusammengefaßt. Auf dieser Decke stand dann der eigentliche Pfeiler.

Die Spundbohlen und ihre Bewehrung zeigt Abb. 114. Die Bohlen enthalten sechs Längseisen von 16 bzw. 18 mm Durchmesser, die durch umlaufende und

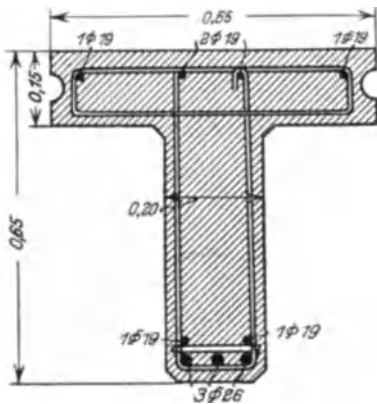


Abb. 116. I-förmige Bohle der Firma Grün & Bilfinger, Ausführung Danzig.

flächendiagonale Bügel miteinander verbunden sind. Der Abstand der Querarmierung beträgt in Bohlenmitte 12 cm, an den Enden 8 und 5 cm; in die Bohlenschnaide ist ein besonderer Verstärkungsbügel von 18 mm Durchmesser eingelegt. Im oberen Teil haben die 50 cm breiten Bohlen beiderseits 3 cm tiefe trapezförmige Nuten, auf der untersten Länge von 1,50 ist auf der einen Seite ein 1,50 langer Spund angeordnet.

Nachdem Bohlen und Pfähle unter Zuhilfenahme von Spülung eingebracht waren, wurde die doppelte Nut der Spundwand durch Druckwasser gereinigt und dann mit Zementmörtel 1 : 1 ausgepreßt. Danach konnte der Spundwandkasten mittels einer Zentrifugalpumpe, deren Wirkung durch Spüllanzen unterstützt wurde, leer gepumpt werden (Abb. 115). Der Kasten erwies sich als durchaus wasserdicht, dagegen trieb an der Sohle Sand auf, so daß der Aushub teilweise 1 m über der geplanten Sohle abgebrochen werden mußte.

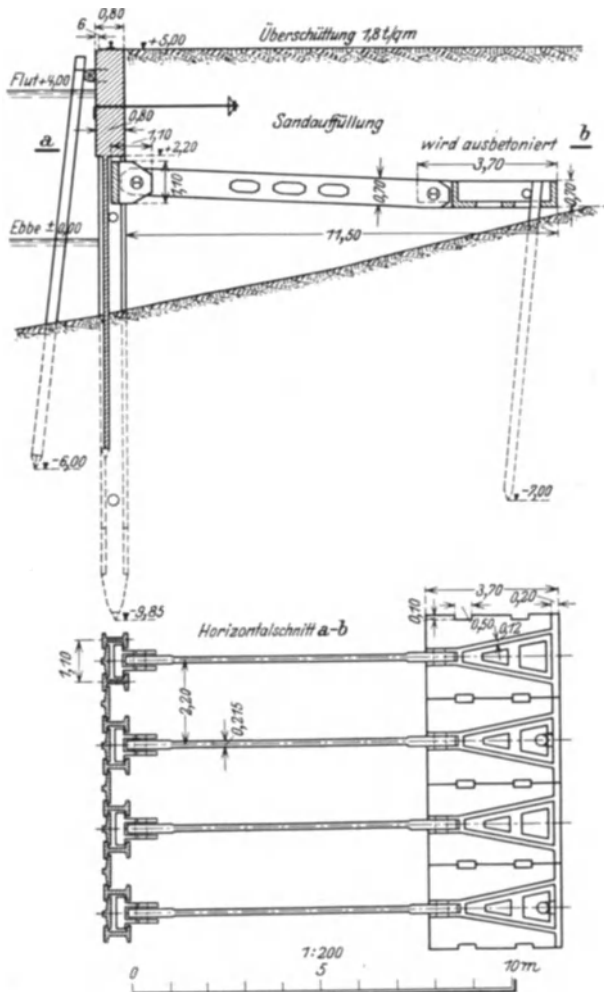


Abb. 117. I-förmige Bohlen für eine Ufermauer in Tanger. (Nach Lohmeyer, Bautechnik 1927.)

I-förmige Eisenbetonbohlen.

Die Eisenbetonbohle wird fast immer nach ihrem Vorbild, der Holzbohle, als rechteckiger Körper geformt, weil sie sich in dieser Form am besten rammen läßt. Ausnahmsweise hat man jedoch auch andere Formen angewendet, um besonders an Baustoffen zu sparen, in erster Linie also an abgelegenen Baustellen. Es lag ja nahe, den plattenförmigen Querschnitt der Besonderheit des Eisenbetons entsprechend durch einen I-förmigen zu ersetzen und so die Widerstandsfähigkeit ohne Mehraufwand an Material zu vergrößern; in Kauf nehmen mußte man allerdings dabei, daß die Rammung wesentlich

schwieriger wurde. Der \perp -förmige Querschnitt kann sich nun entweder an jeder Bohle wiederholen oder es können besondere \perp -förmige Balken gerammt werden, an die sich dazwischengeschaltete flache Bauteile anlehnen.

Die erstere Anwendungsart finden wir bei einer Ausführung der Firma Grün & Bilfinger für die ehemalige Kaiserliche Werft in Danzig. Abb. 116 zeigt einen Querschnitt der für 6 m Wassertiefe berechneten Bohle. Bei der Ausführung glückte es nur teilweise, die Bohlen so genau einzubringen, daß die Nuten in der beabsichtigten Weise durch Mörtel in Schläuchen gedichtet werden konnten, die theoretisch wichtige Form erschwerte also genaues Rammen¹. In ähnlicher Weise ist eine Ufermauer am Erfthafen in Neuß hergestellt.

Eine Bauart mit \perp -förmigen Balken und flachen Zwischenstücken ist von derselben Firma in Tanger ausgeführt². Hier kam es besonders auf Materialersparnisse an, da sämtliche Bauteile in Deutschland hergestellt werden mußten. Abb. 117 zeigt diese Mauer im Querschnitt und Grundriß, Abb. 118 Einzelheiten dazu.

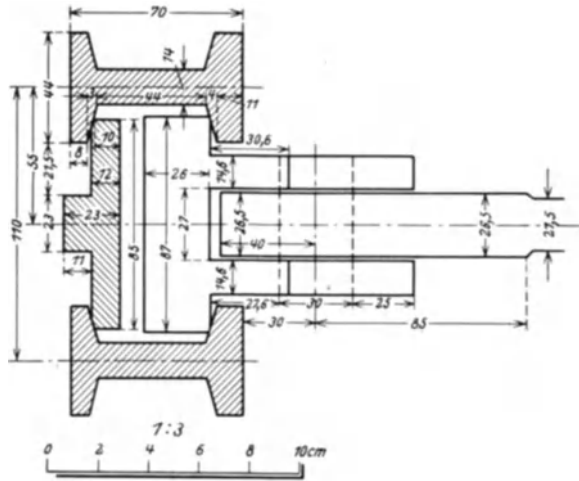


Abb. 118. Einzelheiten zu Abb. 117.
(Nach Lohmeyer, Bautechnik 1927.)

Ähnlich ausgeführt ist eine Betonspundwand am Kanal Lüttich—Maastrich, wo an den Rippen der \perp -förmigen Balken Eisenbetonanker angreifen³. Der Ankerkopf ist mit einem Eisenbolzen von 25 cm Durchmesser zwischen zwei Eisenbetonlaschen an den Kopf der Rippen drehbar angeschlossen.

D. Brunnengründungen.

Allgemeines.

Liegt auf einer Baustelle der gut tragfähige Baugrund in erheblicher Tiefe unter weichen Deckschichten, so faßt man zweckmäßig die auftretenden Kräfte gruppenweise zusammen und überträgt sie durch einzelne Pfeiler auf die tragfähige Schicht. Die Ausbildung dieser Pfeiler wird verschieden sein, je nachdem, ob zu ihrer Herstellung Aufgrabungen bis zur erforderlichen Tiefe möglich sind oder nicht. Ist letzteres der Fall und sind auch größere Hindernisse, wie Steine und Baumstämme, in den zu durchfahrenden Schichten nicht zu erwarten, so ist eine Brunnengründung am Platze.

Oben und unten offene, beliebig geformte röhrenartige Körper, die Brunnen oder Brunnenmäntel genannt werden, sind bei dieser Gründungsart dadurch abzusenken, daß man den Boden in ihrem Innern und unter dem als Schneide ausgebildeten Brunnenrande entfernt. Ist der tragfähige Baugrund erreicht, so werden die Brunnen mit Sand oder besser mit Magerbeton ausgefüllt und bilden jetzt massive Pfeiler, deren Köpfe durch Platten oder Balken miteinander verbunden werden.

Brunnengründungen waren eine Zeitlang durch Luftdruckgründungen und durch die bequeme Verwendung von dichten Kästen aus Spundbohlen von Eisen und Eisenbeton nahezu verdrängt; ihren früheren Vorzug, daß sie ohne Rammun-

¹ Bautechnik 1927, S. 269.

² Beton Eisen 1925.

³ Bautechnik 1925, S. 620.

gen, d. h. ohne Erschütterung der Nachbarschaft hergestellt werden können, müssen sie heute teilen mit den sog. Ortpfählen. In allerneuester Zeit finden Brunnen jedoch wieder mehr Verwendung, besonders da man heute die Gefahren der Druckluft mehr als bisher würdigt und der Ortpfahl nur in beschränkter Länge wirtschaftlich ist und man dazu im Eisenbeton einen hervorragend geeigneten Baustoff gefunden hat, der besonders auch die fabrikmäßige Herstellung von Brunnenteilen erlaubt.

Beton und Eisenbeton haben den Vorzug leichter Formgebung; die Brunnen können also dem Oberbau und auch den Untergrundverhältnissen bestens angepaßt werden. Sind Hindernisse im Boden zu erwarten, so daß durch ungleichmäßiges Setzen Spannungen im Brunnenmantel entstehen könnten, so können diese durch zweckmäßig angeordnete Eiseneinlagen leicht aufgenommen werden; Eiseneinlagen sind aber auch nötig, wenn in besonders weichem Untergrund die Brunnen zu schnell wegsacken würden und deshalb an Führungsgerüsten aufgehängt werden müssen, und schließlich auch bei Gründungen durch eine offene Wasserschicht hindurch. In letzterem Fall wird der untere Teil des Brunnens entweder auf einer Bühne am Ort seiner Versenkung hergestellt und muß dann schon zur Entfernung dieser Bühne angelüftet und aufgehängt werden, oder er wird mittels einer Hilfskonstruktion — provisorischer Boden oder seitliche Schwimmkästen — schwimmend an Ort und Stelle gebracht und an Führungsgerüsten hängend abgesenkt. Bei beiden Versenkungsarten muß der Betonmantel Eiseneinlagen erhalten, um die Aufhängungskräfte aufnehmen zu können. In flachem Wasser kann man natürlich auch eine provisorische Sandschüttung herstellen und dann den Brunnen wie auf festem Lande absenken. Eiseneinlagen sind dann meist nicht nötig.

Statische Berechnung.

Die statische Berechnung von Brunnengründungen hat sich zu erstrecken auf die Tragfähigkeit der einzelnen Brunnen und auf die erforderlichen Wandstärken. Daß etwa notwendige Versenkungsgerüste, Aufhängevorrichtungen u. dgl. mit nötiger Vorsicht und unter Hinblick auf mögliche Unregelmäßigkeiten des Untergrundes dimensioniert werden müssen, ist selbstverständlich.

Die Tragfähigkeit eines Brunnens ist abhängig von der Tragfähigkeit der Schicht, auf der sein Fuß steht, und von der Mantelreibung. Denken wir uns den unteren Teil des Brunnens in genügender Stärke ausbetoniert, so können wir die ganze Fläche des Brunnens zum Tragen heranziehen, es besteht dann nur Unsicherheit über die zulässige Einheitsbelastung. Bereits in dem Abschnitt über Erddruck und Tragfähigkeit ist darauf hingewiesen, daß die zulässige Belastung jedenfalls mit der Tiefe zunehmen muß, weil

1. schon vor dem Bau die Schichten in der Tiefe durch die Auflast der oberen Schichten zusammengedrückt sind,

2. Verlagerungen und seitliches Ausweichen der Tragschicht durch die Auflast der oberen Schichten erschwert wird.

Die Zunahme der Tragfähigkeit muß also abhängig sein von der Gründungstiefe und dem Einheitsgewicht der oberen Schichten. Dauernd über der Bausohle stehendes Wasser ist der Auflast zuzurechnen. Die heute am meisten verbreitete Rechnungsart, die sicher nicht zu hohe Werte ergibt, ist auch hier, daß die Zunahme der Tragfähigkeit mit der Tiefe so viel ausmacht, wie die vorher an Stelle des Bauwerkes vorhandene Auflast wiegt. Die Tragfähigkeit in der Tiefe t_e m wird hierdurch

$$p_1 = p_0 + \gamma_e t_e,$$

und wenn auf der ursprünglichen Oberfläche Wasser von der Tiefe t_w m steht,

$$p_1 = p_0 + \gamma_e t_e + t_w,$$

wobei p_0 die Tragfähigkeit für das Quadratmeter an der Oberfläche, p_1 die Tragfähigkeit in der Tiefe und γ das mittlere Einheitsgewicht der oberen Schichten bedeutet.

Der Anteil der Mantelreibung an der Tragfähigkeit ist bedingt durch die Fläche des Mantels, den auf ihn wirkenden Druck und den Reibungskoeffizienten zwischen Mantel und Erde. Zu berücksichtigen ist, daß der Mantel an seiner Außenfläche stets möglichst glatt gehalten wird, um das Absenken durch den Boden zu erleichtern. Man wird also auf alle Fälle mit einem recht niedrigen Reibungskoeffizienten zu rechnen haben, etwa 0,2 bis 0,3.

Für die Größe des in die Rechnung einzusetzenden seitlichen Druckes ist ferner zu beachten, daß die Brunnen sich in der Regel nach oben verjüngen, so daß mit fortschreitendem Absenken oberhalb des breitesten Teiles ein stellenweises Nachgeben der Erde erfolgen muß, wenn nicht schon beim Absenken selbst, so doch später, wenn sich das Gleichgewicht im Boden wieder herstellt. Keinesfalls findet also durch den Bauvorgang eine Pressung des Bodens, sondern eher eine Entlastung statt, der seitliche Druck darf deshalb nicht als passiver, sondern nur als aktiver Erddruck eingesetzt werden und wird am besten auch in komplizierteren Fällen nach der Formel

$$H = \gamma \frac{l^2}{2} g^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right)$$

in üblicher Weise berechnet. Bei größeren Tiefen wird man auch mit diesem Druck nicht mehr voll rechnen können, da sich der Reibungswinkel unter hohem Druck verändert (vgl. S. 43), man wird deshalb von etwa 10 m Tiefe an die weitere Zunahme des Druckes zugunsten der Sicherheit am besten ganz vernachlässigen.

Berechnung der Brunnenwände.

Für Berechnung der Brunnenwände ist zu unterscheiden zwischen geraden und kreisförmig gebogenen Wänden, und bei ersteren wieder nach dem Grad der Einspannung, mit der man an den Ecken rechnen kann. Gerade Wände erfordern meist große Stärke, ihre Ecken sind hinderlich beim Absenken, da sie Unstetigkeit in die Mantelreibung bringen und damit leicht zum Drehen oder Schiefstellen des ganzen Brunnens führen; in den durch das Zusammentreffen zweier geraden Wände entstehenden Ecken ist der Boden außerdem schwer wegzubaggern, wodurch weitere Schwierigkeiten, namentlich beim Baggern unter Wasser, entstehen. Man sucht deshalb gerade Wände nach Möglichkeit zu vermeiden oder ordnet wenigstens Querversteifungen an und rundet dabei die Ecken aus, so daß man den Brunnen als aus mehreren druckfesten Rohren zusammengesetzt betrachten und auch so berechnen kann (Abb. 119).

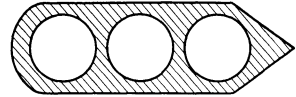


Abb. 119. Schema eines zusammengesetzten Brunnens.

Die Berechnung der Wände nach den sie beanspruchenden äußeren Kräften ergibt meist Abmessungen, mit denen das für das Absenken notwendige Gewicht nicht erreicht wird, man müßte also den Brunnen besonders belasten. Das erfordert besondere Gerüste und ist teuer; wirtschaftlicher ist es daher, meist den Brunnenwänden große Stärke zu geben. Sollen aber doch etwa für den Transport dünne Brunnenwände gewählt werden, so ergibt sich für gerade Wände, wenn auf Einspannung in den Ecken nicht gerechnet werden kann, für einen l m hohen Streifen

$$\frac{\delta^2}{12} \cdot \sigma = \frac{p l^2}{8}$$

und bei Einspannung je nach ihrem Grade

$$\frac{p l^2}{12} \text{ bis } \frac{p l^2}{16} .$$

Hierbei ist zu beachten, daß unarmerter Beton und Mauerwerk Zugspannungen nur in sehr beschränktem Maße aufnehmen können, man muß in diesem Falle durch scharf gespannte Anker, die an der Zugseite anzuordnen sind, nachhelfen.

Die Wandstärke kreisrunder Brunnen kann man unter der Annahme äußeren Druckes ermitteln nach der Laméschen Formel¹

$$\delta = r \left[-1 + \sqrt{\frac{0}{\sigma - 2p}} \right],$$

wobei p der Druck auf die Flächeneinheit und σ die zugelassene Beanspruchung ist.

Der Brunnenkranz.

Für die Ausführung einer Brunnengründung auf begehbarem Gelände beginnt man mit dem Aushub einer bis zum Grundwasserstand heruntergeführten Baugrube; daß man sich in flachem und ruhigen Wasser die Verhältnisse des festen Landes durch Schütten einer Insel schaffen kann, ist bereits erwähnt. In tieferem oder schnellfließendem Wasser errichtet man über der Baustelle ein Baugerüst, das neben den Aufhängevorrichtungen und den Transportgleisen eine Arbeitsbühne trägt. Solche Versenk-

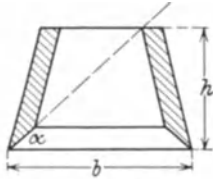


Abb. 120. Neigung des Brunnenkranzes.

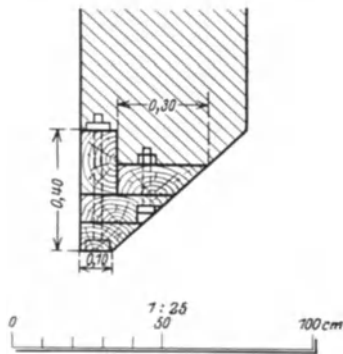


Abb. 121. Hölzerner Brunnenkranz. Kaimauer Rinteln.

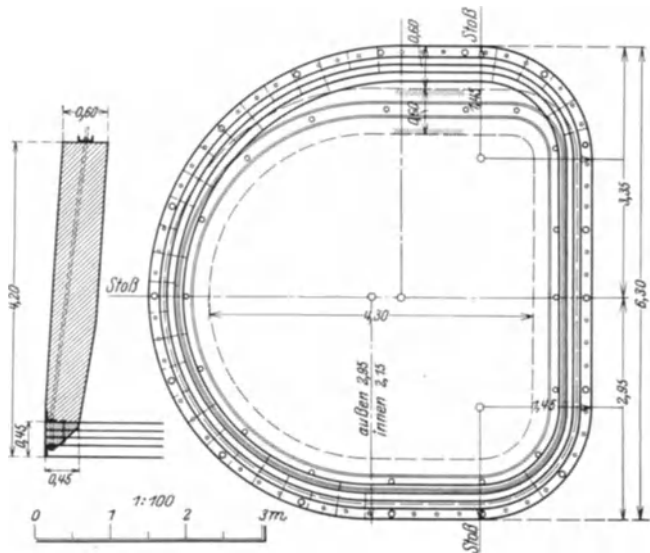


Abb. 122. Hölzerner, eisenarmerter Brunnenkranz für die Moselbrücke bei Mehring.

gerüste werden wir bei Besprechung der Druckluftgründungen noch genügend kennenlernen. Auf der vorbereiteten und sorgsam einplanierten Bausohle wird nun zunächst der Brunnenkranz verlegt; er hat keilförmigen Querschnitt, um das Eindringen des Brunnen in den Boden zu erleichtern, und paßt sich in seinem Grundriß der Brunnenform an. Wichtig ist seine innere Neigung, da man oft durch das im Brunnen stehende Wasser hindurch vom oberen Rande des Brunnen her Hindernisse unter der Brunnen-schneide beseitigen muß (Abb. 120). $\operatorname{tg} a$ muß hierfür $\leq h/b$ sein. Wichtig ist diese Neigung auch für das Versenken selbst, da man durch sie den Versenkungswiderstand in weitem Ausmaß verändern kann. In besonders weichem Boden wird man die Schneide stumpf machen, auch wohl die Spitze derselben durch eine schmale Stützfläche ersetzen, um zu schnelles Wegsinken zu verhindern. In festerem Boden muß die Schneide scharf zugespitzt werden, ja man hat hier sogar schon ähnlich wie bei Betonpfählen besondere Spülvorrichtungen zur Überwindung des Bodenwiderstandes angeordnet.

¹ Brenneke: Grundbau. 3. Aufl. S. 311.

In früheren, holzreichen Zeiten wurde der Brunnenkranz auch in größeren Abmessungen meist aus Holz, Eichen- oder Buchenholz, durch Verschrauben von Bohlen und Balken hergestellt. Abb. 121 u. 122 zeigen einige solche hölzerne Brunnenkränze mit den zugehörigen Ankern zur Verbindung mit dem aufgehenden Mauerwerk und zur Aufhängung. Heute werden hölzerne Brunnenkränze nur noch bei kleinen Ausführungen verwendet, im allgemeinen sind sie verdrängt durch Kränze aus Eisen und Beton, auch Kränze aus reinem Eisenbeton ohne schützenden Eisenmantel haben sich bewährt. Die innen eingelegten Rund-eisen bringen nicht nur Brunnenkranz und Brunnenmantel in guten Zusammenhang, sondern erleichtern auch das Anbringen von Aufhängestangen.

Bei dem Brunnenkranz für die Dömitzer Elbbrücke (Abb. 123) bestand die innere Blechwand der Schneide aus ganz schwachem Blech und die obere wagerechte Verbindung nur aus einzelnen Streifen, die Konsolen wurden durch rechtwinklig gebogene Winkeleisen gebildet. So erhielt man einen sehr leichten Kranz, der nach dem Verlegen in der Baugrube mit Beton ausgefüllt wurde.

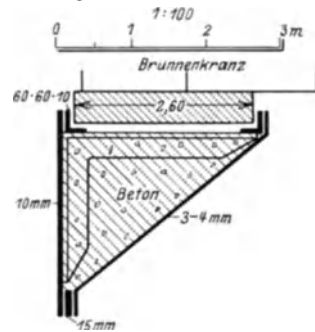


Abb. 123. Brunnenkranz. Dömitzer Elbbrücke.

Bei den Pfeilern einer Brücke in St. Franzisko¹ wurden die gemauerten Schneiden zur Beschleunigung des Absenkens mit einem Kranz von Düsen versehen, durch die Druckwasser mit 3,3 at gepreßt wurde (Abb. 124). An der Außenseite sind diese Düsen im Abstände von 1,80 m in drei Reihen übereinander angeordnet, an der Innenseite ist nur eine Düsenreihe in je 3,00 m Abstand 30 cm über dem Schneidende angebracht. Von den

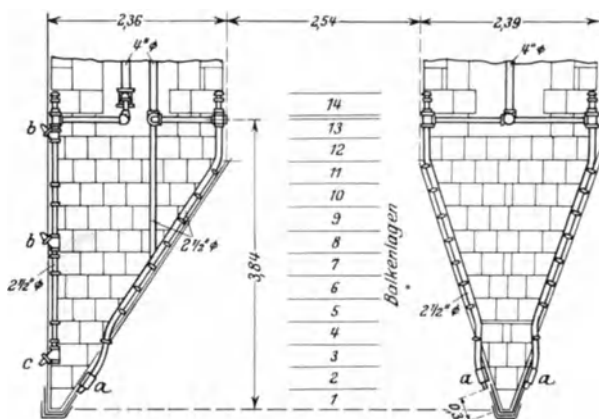


Abb. 124. Brunnenkranz mit Druckwasserdüsen. (Nach Bernhard, Z. Bauverw. 1927.)

drei Düsenreihen an der Außenseite ist die unterste Reihe unter 45° nach unten gerichtet und soll daher nicht nur zur Verminderung der Reibung, sondern gleichzeitig auch zur Beschleunigung des Einschneidens beitragen. Die beiden oberen Düsenreihen dagegen sind unter 45° nach oben gerichtet und dienen, wie auch die Düsen der Innenseite, ausschließlich der Reibungsverminderung. Alles in allem also eine Anordnung, wie wir sie an den Spüllanzten der Pfahlgründungen bereits kennengelernt haben.

Form der Brunnen.

Die Form der Brunnen ist abhängig von der Form der gestützten Baukörper. Man wird jedoch immer danach streben, unter Vermeidung namentlich einspringender Ecken, einen möglichst einfachen Grundriß zu erreichen. Auf diesem Grundriß baut sich nun der Brunnenmantel auf, dem man entweder einen gleichmäßigen Anlauf gibt oder ihn im untersten Teil glockenförmig, im oberen Teil zylindrisch ausbildet (Abb. 125); die letztere Anordnung hat den Vorzug, daß man

¹ Zentralbl. Bauverw. 1927, S. 361.

bei großer unterer Tragfläche den Brunnen auch über die ursprünglich vorgesehene Tiefe absenken kann, ohne oben zu spitz zu werden. Wir werden noch ein Beispiel kennenlernen, bei dem die untere Glocke nachträglich, allerdings unter Verwendung von Druckluft für die notwendig werdende tiefere Gründung angebracht werden mußte (S. 132). Kreisrunden Brunnen gibt man wohl in ihren oberen

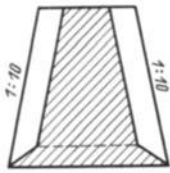


Abb. 125. Brunnenformen.

Enden durch Einschränkung des Querschnittes eine mehr rechteckige Form, die sich in der Regel der Form des aufgehenden Mauerwerkes besser anpaßt und außerdem Drehungen um die senkrechte Achse, zu denen Kreisbrunnen neigen, verhindert. Der Brunnenmantel wird hochgeführt bis über den Grundwasserstand, dann wird der Hohlraum des Brunnens mit Magerbeton,

im oberen Teil auch wohl mit Sand ausgefüllt, und dann werden die Köpfe mehrerer Brunnen miteinander durch Balken aus Eisenbeton oder durch Gewölbe zu einer Tragkonstruktion vereinigt.

Die Außenhaut der Brunnen sucht man aus Gründen der Reibungsverminderung möglichst glatt zu machen und verputzt sie deshalb mit fettem Mörtel. Weit verbreitet ist auch die Herstellung einer Außenhaut aus hartgebrannten Ziegeln, die in $\frac{1}{2}$ -Stein-Stärke mit Zement sorgfältig vermauert werden. Die Ziegelhaut dient dann gleichzeitig als äußere Schalung.

An Stellen, wo die Herstellung von Mauerwerk infolge Wellenschlages oder starker Strömungen besondere Schwierigkeiten macht, bildet man (namentlich in Amerika) die Brunnenmäntel auch aus flußeisernen, sorgsam versteiften Blechen und bringt sie dann als Ganzes an den Ort ihrer Verwendung.

Ausgeführte Brunnengründungen.

Brunnengründungen kommen heute bei nicht zu großen Tiefen in erster Linie für einzelne Pfeiler von Brücken u. dgl. in Frage; zu prüfen ist dabei stets, ob

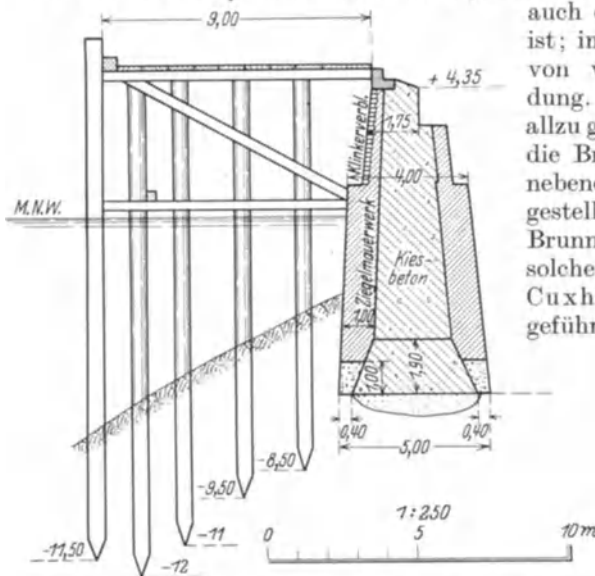


Abb. 126. Kaimauer mit Brunnengründung in Cuxhaven.

auch der Untergrund genügend klar ist; im Zweifelsfalle greift man lieber von vornherein zur Druckluftgründung. Aber auch für Kaimauern nicht allzu großer Abmessungen, bei denen die Brunnen in geringem Abstände nebeneinander in der Kaimauerflucht gestellt werden können, hat sich Brunnengründung bewährt. Eine solche Kaimauer auf Brunnen ist in Cuxhaven an exponierter Stelle ausgeführt. Um hier nicht mit den

Brunnen in allzu große Tiefen gehen zu müssen, setzte man die dicht an dicht stehenden Brunnen mit ihrer Vorderkante 9,0 m hinter die Hafenkante und rammte davor bis zur Hafenkante eine hölzerne Brücke. Bei dem aus hartem Klei bestehenden Untergrund war eine Unterspülung der

Brunnen hierbei nicht zu erwarten (Abb. 126). Jeder Brunnen ist 6 m lang, unten 5 m und 7 m höher noch 4 m breit. Den Fuß des Brunnens bildet ein Beton-

kranz, der durch 5 Eisenbänder verstärkt ist und auf einem bis + 2,0 hochgeschütteten Sanddamm am Ort seiner Verwendung hergestellt wurde. Es wurde ein Brunnen um den anderen versenkt und mit Beton im Trockenen ausgestampft. Die 30-cm-Fugen zwischen zwei benachbarten Brunnen wurden provisorisch durch Bohlen abgeschlossen, leergebaggert und mit Beton in kleinen Kästen unter Wasser ausgefüllt¹.

Auf Brunnen aus Beton ohne Eiseninlagen ist dann unter anderen eine 300 m lange Kaimauer in Rinteln² an der Weser gegründet. Zu dieser Bauart hatte man sich entschlossen, weil der sehr festgelagerte, aus Kies bestehende Untergrund Rammarbeiten sehr erschwerte und weil dieser Kies gleichzeitig für die bei einer Brunnengründung erforderlichen großen Betonmassen kostenlos zur Verfügung stand. Letzterer Grund macht in vielen Fällen die Brunnengründung besonders wirtschaftlich.

Es wurden rechteckige Brunnen von je 5,50 m Länge und 2,60 m mittlerer Breite an Ort und Stelle gestampft; sie erhielten als Besonderheit eine mittlere Scheidewand, so daß zwei Kammern 1,20·1,70 entstanden (Abb. 127). Unter jedem Brunnen befindet sich ein Brunnenkranz aus Buchenholz, der ohne jeden Eisenbeschlag aus vier Bohlen von 10 cm Stärke zusammengesetzt und gehörig verbolzt ist (Abb. 121). Die äußerste Bohle an der Außenkante ist dabei hochkant gestellt, um ein Abrutschen des Brunnens zu verhindern. Eine Verbindung mit dem aufgehenden Mauerwerk fehlt. Unter der mittleren Scheidewand waren Lehrbögen mit Schalung aufgestellt, so daß diese Scheidewand beim Absenken der Brunnen niemals das Erdreich berührte und daß unter derselben die beiden Schächte des Zwillingsbrunnens miteinander in Verbindung standen. Die Brunnen hatten von einander einen Abstand von 60 cm, und es wurden immer gleichzeitig drei Brunnen derart versenkt, indem je eine Kreiselpumpe aus jedem Brunnen die aus dem kiesigen Untergrund stark andringenden Wassermassen bewältigte, während im Innern des Brunnens Arbeiter die Kiesmassen lösten und in große Kübel luden. In gleicher Weise wurden die Brunnenzwischenräume, nachdem vor und hinter den Brunnen mit der Handramme Bohlentafeln eingetrieben waren, ausbetoniert. Irgendwelche Verspundung der Brunnen gegeneinander ist nicht vorhanden. Die Absenkung sämtlicher 49 Brunnen ist, ohne daß irgendwelche Schiefstellungen oder Risse entstanden waren, glatt vonstatten gegangen.

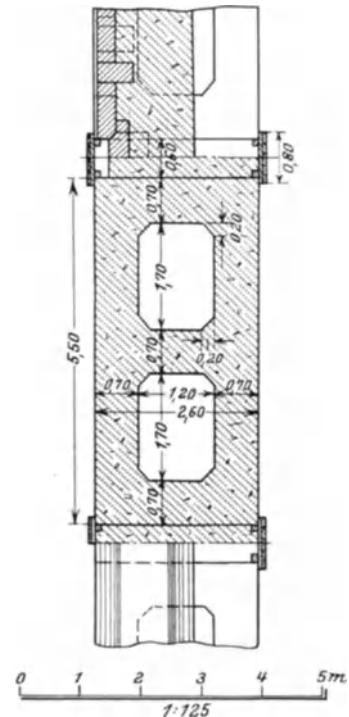
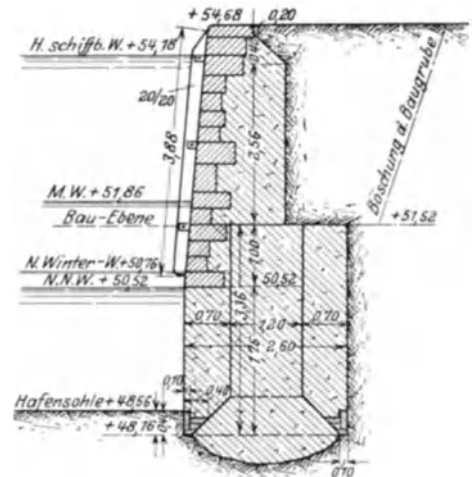


Abb. 127. Kaimauer auf Betonbrunnen in Rinteln.
(Nach Ottmann, Z. Bauverw. 1902.)

¹ Z. Bauw. 1898.

² Z. Bauverw. 1902.

Die wirtschaftlich so günstige Gelegenheit, den im Hafenbecken gebaggerten Kies an Ort und Stelle zu verwenden, hat auch in Ruhrort an der Nordseite des Hafkanals zur Gründung einer Kaimauer auf Brunnen geführt¹. Die 6 · 6 m großen Brunnen sind hier in 12 m Abstand von Mitte zu Mitte bis 1 m unter die Hafensohle versenkt. Über die 6,0 m Zwischenraum wurden Stambetongewölbe gespannt und hinter diese 20 cm starke Eisenbetonbohlen gerammt, deren Eiseneinlagen in den Beton der Gewölbe eingreifen.

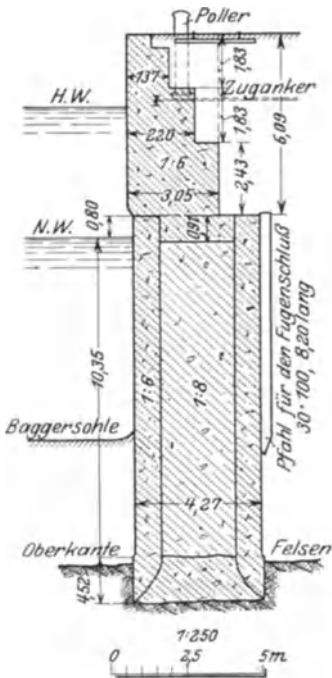


Abb. 128. Betonbrunnen für ein Trockendock in Sunderland. (Nach Engineering 1926.)

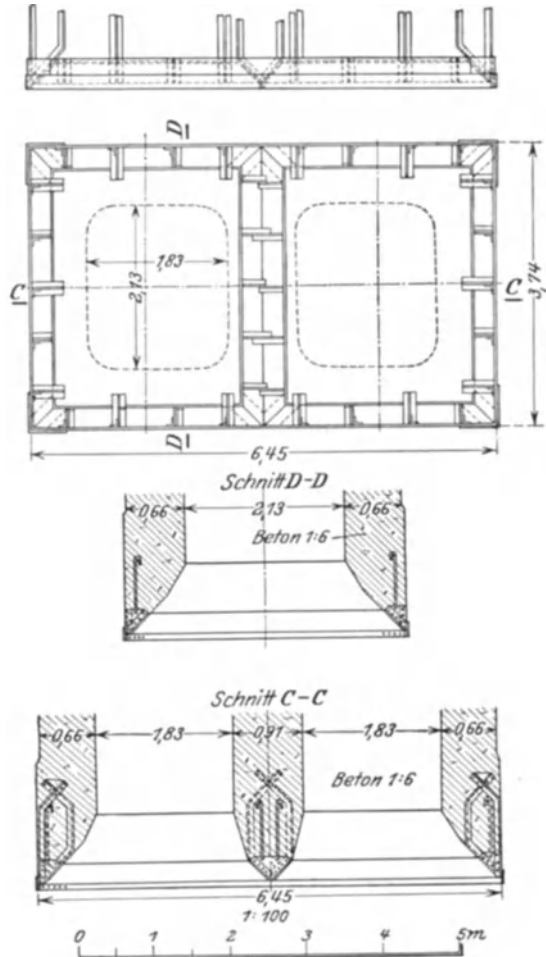


Abb. 130. Brunnenkranz zu Abb. 128.

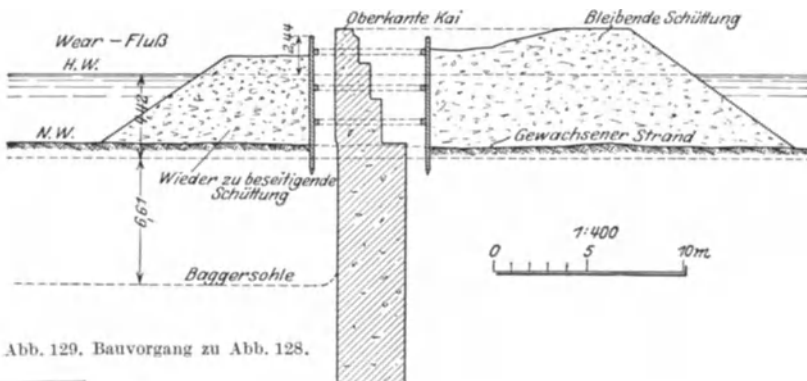


Abb. 129. Bauvorgang zu Abb. 128.

¹ Dt. Bauzg. 1909, S. 432.

In ähnlichen Abmessungen sind Brunnen aus Beton verwendet beim Bau eines Trockendocks in Sunderland¹. Die Wände dieses Docks waren durch überlagernde Kiesschichten hindurch auf magnesiahaltigem Kalkstein zu gründen. Man wählte Doppelbrunnen aus Beton (Abb. 128 bis 130), die eine Länge von rd. 6,20 und eine Breite von rund 3,70 m hatten. Die Brunnen wurden an ihrer Verwendungsstelle auf einer besonderen Ausschüttung gestampft und durch diese Ausschüttung hindurch abgesenkt (Abb. 129). Hattensie die gewünschte Tiefe erreicht, so wurde in der Ausschüttung eine offene Grube ausgehoben und gehörig versteift. In ihr konnten dann die Betonierungsarbeiten des oberen Mauerteiles im Trocknen ausgeführt werden.

Die Brunnen standen auf genieteten eisernen Brunnenkränzen (Abb. 130) und wurden nach Beendigung des Absenkens durch Taucher gereinigt und dann an ihrer Sohle durch eine unter Wasser hergestellte 1,50 m starke Betonschüttung geschlossen. Nachdem diese erhärtet war, wurde der übrige Brunnen mit Beton 1:6 im Trocknen ausgestampft. Die Fugen zwischen den Brunnen wurden durch vorgeammte Pfähle geschlossen und ausbetoniert.

Bemerkenswert ist, daß man bei einzelnen Brunnen eine provisorische Decke einbauen und unter Druckluft weiter arbeiten mußte. Vielleicht wäre es also wirtschaftlicher gewesen, die Brunnen von vornherein unter Druckluft abzusenken.

Eine Fortentwicklung des Kaimauerbaues auf Brunnen bedeutet die Kaimauer im Telok Ayer Hafen über die Hedde nach Engineering 1918 II R, 603

¹ Eng. 1926, S. 134.

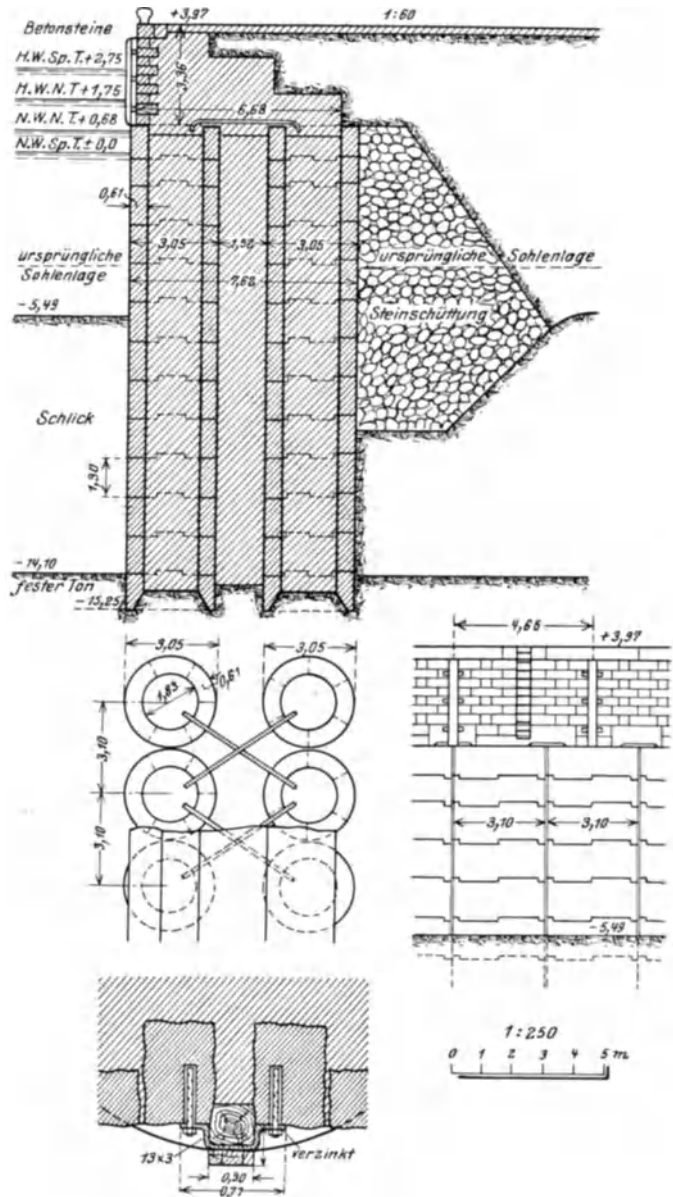


Abb. 131. Kammer auf Brunnen in Singapore. (Nach Hedde.)

im Jahrbuch der deutschen Gesellschaft für Bauingenieure 1925 berichtet (Abb. 131). Hier war eine 10 m dicke Schlickschicht zu durchfahren, ehe man auf tragfähigen Boden kam. Es sind zwei Reihen zylindrischer Brunnen angeordnet, die aus einzelnen verzahnten Betonringen aufgebaut sind. Die Brunnenköpfe sind miteinander kreuzweise verankert, aber mit Recht weist Hedde daraufhin, daß diese Verankerung nur einen schwachen Ersatz bildet für die fehlende innere Verbindung. Um die Betonringe durch das Wasser hindurch an Ort und Stelle zu bringen, wurde zunächst ein schmiedeeiserner Zylinder von etwas größerem Durchmesser als die Ringe auf den Schlick gestellt; er wurde nachher wieder entfernt. Die Brunnen wurden unter Wasser ausbetoniert, desgleichen der Raum zwischen den beiden Brunnenreihen.

Bereiteten hier schon die Wasserverhältnisse Schwierigkeiten, so wachsen diese ins Ungemessene, wenn man in tieferem, wellenbewegtem Wasser betonieren

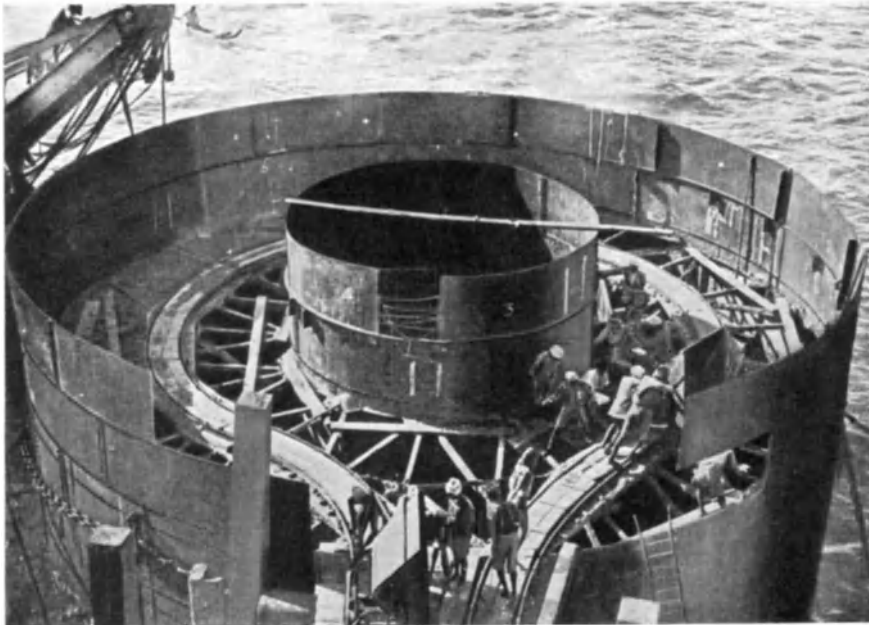


Abb. 132. Brunnengründung eines Wellenbrecherkopfes in Madras. (Nach Dock and Harbour 1926.)

muß. Ohne eiserne Schutzmäntel ist in solchen Fällen nicht auszukommen. Eine Brunnengründung großen Ausmaßes unter Verwendung eines eisernen Mantels als Schalung und Schutz der Betonierung wurde in Madras in annähernd 11 m tiefem Wasser zur Herstellung des Kopfes eines Wellenbrechers ausgeführt. Es war abzusenken ein kreisrunder Brunnen von 26,13 m Höhe, einem äußeren Durchmesser von 14,6 m und einem inneren Durchmesser von 5,49 m. Hierzu wurde ein eiserner ringförmiger Schwimmkasten an anderer Stelle hergestellt, schwimmend an Ort und Stelle gebracht und dort unter Zuhilfenahme eines Drehkranes von 33 t Tragfähigkeit und unter Benutzung eines Schmalspurgleises ausbetoniert (Abb. 132). Die untere Schneide dieses Brunnenkranzes und die ersten $7\frac{1}{2}$ m der Wandungen waren auf einen vorhandenen Slip gebaut, der Rest des Mantels wurde nach glücklichem Stapellauf schwimmend aufmontiert, die ganze Mantelkonstruktion hatte dann das beachtliche Gewicht von 248 t. Nach einigen durch Seegang gestörten Versuchen wurde der Brunnen 10,66 in den Seegrund abgesenkt und danach ohne Zwischenfälle ausbetoniert.

Als ein weiteres modernes amerikanisches Beispiel einer Brunnengründung sei die neue Straßenbrücke in St. Franzisko gewählt, die zwei Öffnungen

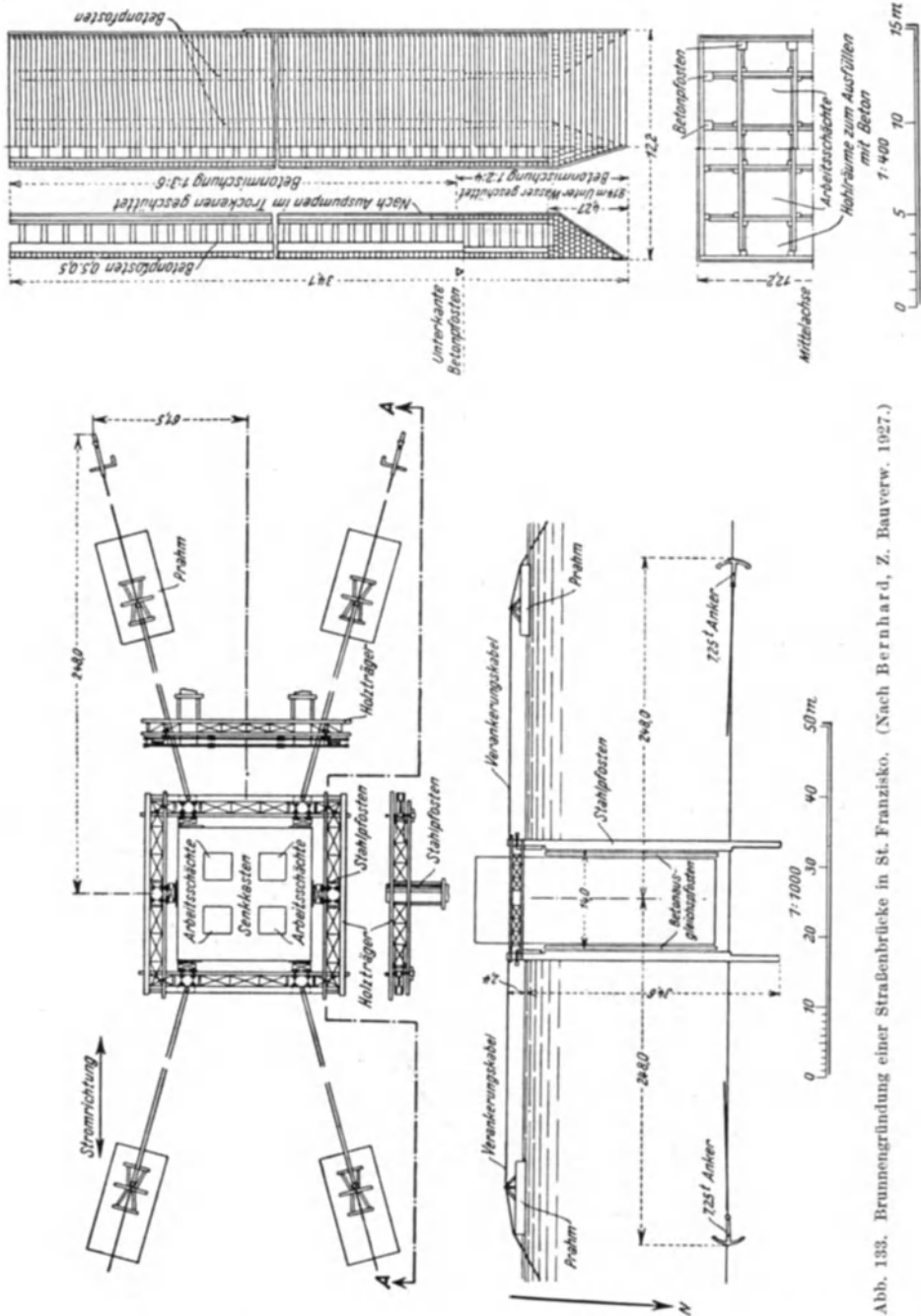


Abb. 133. Brunnengründung einer Straßenbrücke in St. Franzisko. (Nach Bernhard, Z. Bauverw. 1927.)

von 325 m überbrückt¹. Das Fundament des Mittelpfeilers besteht hier aus vier, die des nördlichen Hauptpfeilers aus zwei zwischen Bausohle und Auflager 43,3 m hohen rechteckigen Eisenbetonpfählern von 12,19 · 12,19 m Querschnittsfläche.

¹ Zentralbl. Bauverw. 1927, S. 361.

Die Herstellung dieser Pfeiler bereitete außergewöhnliche Schwierigkeiten. Die Wassertiefe beträgt 25,9 m, der gute Baugrund aber (harter Sandstein) liegt 41,1 m unter M.H.W. und ist von 15 m mächtigen Ton- und Sandschichten überdeckt;

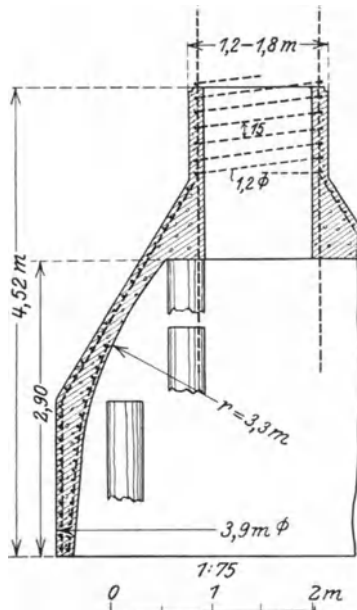


Abb. 134. Fuß einer Brunnen Gründung in Bremerton USA. (Nach Engg. News Rec. 1924.)

außerdem erschwert eine sehr stark mit Ebbe und Flut wechselnde Strömung, die Geschwindigkeiten bis zu 2,13 m erreicht, die Arbeit, und schließlich macht ein Holzbohrwurm, der dort zeitweise in solchen Mengen auftritt, daß Holzpfähle in zwei Monaten vollständig zerstört sind, besondere Schutzmaßnahmen erforderlich. Trotz dieses Holzwurmes wurden zum Herstellen der Brunnen hölzerne Schutzmäntel verwendet, die schwimmend zur Baustelle gebracht wurden. Die Mantelkästen hatten gemauerte Schneiden, die zur Beschleunigung des Absenkens mit einem Kranz von Düsen versehen waren (siehe Abb. 124), und waren als Schutz gegen den Bohrwurm in allen Teilen nach dem Farbspritzverfahren mit einer Asphalt-Kreosot-Mischung bedeckt, dann mit Teerpappe benagelt und schließlich durch eine zweite Bespritzung nochmals geschützt. Sie enthielten vier lotrechte Arbeitsschächte (Querschnitt $2,54 \cdot 2,54$ m), die für die Auf- und Abwärtsbewegung von Greifern bestimmt sind (Abb. 133). Die diese Schächte umgebenden hohlen Verzimmerungen sind durch die

erwähnten gemauerten Schneiden unten verschlossen. Sie dienen zunächst der Schwimmfähigkeit und dann zum Schutz der Betonierungsarbeiten. Zur Führung der Kästen während des Absenkens ist ein Kranz von sechs 37 m langen und rd. 27 t schweren genieteteten Trägern um die Baustelle herumgerammt, auf die sich auch die kurz oberhalb des Wasserspiegels befindliche Arbeitsbühne für die Aufstellung der Greifbagger befindet. Die Köpfe dieser Träger sind noch durch einen Kranz von eisernen Normalprofil- und hölzernen Fachwerkträgern verbunden, die durch 7,25 t schwere Anker, jeder in etwa 248 m Abstand, stromauf- bzw.- abwärts als Sicherung gegen die starke Strömung verspannt sind (Abb. 133). Der Spielraum zwischen dem Führungsgerüst und dem Senkkasten beträgt 0,90 m; kurz bevor sich der Kasten auf den Boden

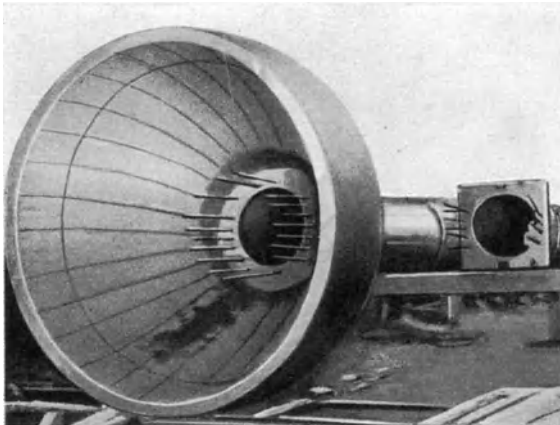


Abb. 135. Glocke für eine Brunnen Gründung in Bremerton. Fertig zum Versenken. (Nach Engg. News Rec. 1924.)

aufsetzte, wurde dieser Zwischenraum durch Herablassen von Betonpfosten an der Innenseite der eingerammten Träger ausgeglichen und die genauere Lage des Senkkastens dadurch festgelegt. Die größte wagerechte Abweichung von der vorgeschriebenen Lage betrug trotz der großen Tiefe nicht mehr als 15 cm. Die

Holzversteifung wird entsprechend dem Betonierungsfortschritte ausgebaut, die Betonpfosten bleiben jedoch bestehen. Nach beendigter Absenkung wurden die Schächte ausbetoniert und bilden nun die eigentlichen Tragpfeiler. Die Oberkante dieser Pfeiler ragt jetzt etwa 3,0 m über M.H.W.

Diese Art der Brunnengründung die man auch als Hohlkastengründung bezeichnet hat, findet neuerdings in Amerika vielfach Anwendung um Luftdruckgründungen in großen Tiefen zu vermeiden; sie hat sich trotz der großen zu durchdringenden Bodentiefe gut bewährt.

Eine in anderer Art bemerkenswerte Brunnengründung aus Amerika zeigt die 1255 m lange Eisenbeton-Bogenbrücke über den Minnesota-Fluß¹.

Die Widerlager waren als Hohlkasten in Eisenbeton ausgebildet und ebenso wie die beiden letzten Pfeiler auf festen Fels gegründet. Die übrigen Hauptpfeiler ruhen je auf zylindrischen Senkbrunnen, die 16,50 bis 27 m tief

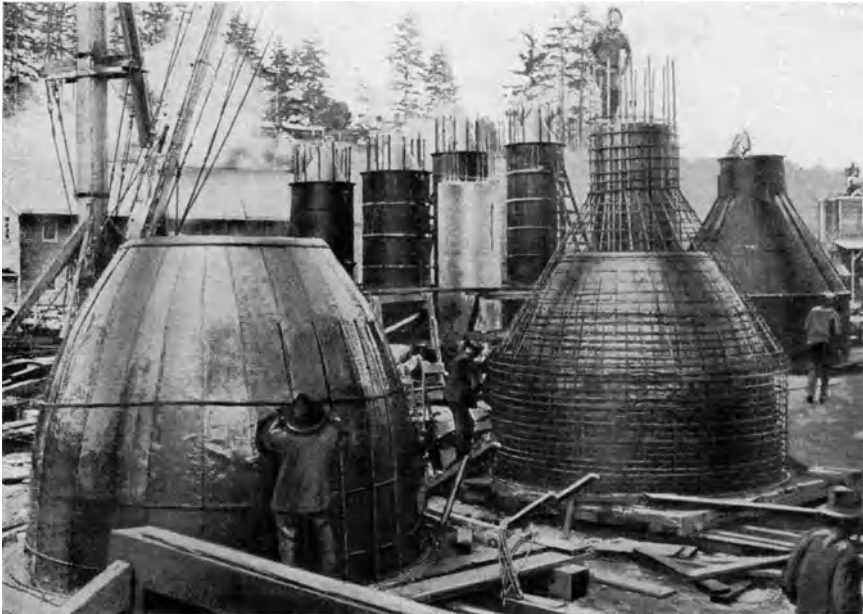


Abb. 136. Herstellung der Brunnen zu Abb. 134 und 135. (Nach Engg. News Rec. 1924.)

bis auf tragfähigen Grund gehen und durchschnittlich 21 m tief in Grundwasser stehen. Der Brunnenkranz besteht aus Eisenbeton mit Versteifung und Bewehrung aus Baustahl, hat rd. 6,70 m Durchmesser und 3,35 m Höhe. Der Brunnenschaft verjüngt sich über dem Kranz in zwei Absätzen auf 4,25 m Außendurchmesser, die Wände wurden in Ringen von 1,5—3,0 m Höhe und 0,6 m Stärke betoniert. Nach dem Absenken, das trotz vorherigen Bodenuntersuchungen nicht frei von unliebsamen Überraschungen blieb, wurden die Innenwände verputzt und der Innenraum mit Beton 1 : 3 : 5, in welchen Bruchsteine eingebettet wurden, ausgefüllt.

Eine Bauart, bei der man zweifelhaft sein kann, ob sie noch zu den Brunnengründungen gerechnet werden kann, da man einmal nicht tief in den Boden dringt und das andere Mal zur Fertigstellung planmäßig Druckluft mit heranzieht, ist angewendet beim Bau eines Piers in Bremerton (Amerika)².

¹ Beton Eisen 1927, S. 279; Engg. News Rec. 31. III. 27.

² Engg. News Rec. 1924, S. 438.

Der ganze Pier ist aus vorher fertiggestellten Eisenbetonteilen zusammengesetzt, uns interessieren diese Teile, soweit wir sie den Gründungen zurechnen müssen. Das Bauwerk ruht auf drei parallelen Reihen von 15,50 hohen, hohlen Eisenbetonzylindern von 1,36 m Durchmesser, die aus einzelnen Stücken zusammengesetzt sind und am Fuß auf einen Durchmesser von 3,92 m glockenförmig erweitert sind. Diese Glocke wird gleichfalls fertig an die Baustelle geliefert, über die Köpfe vorher in den schlammigen Untergrund getriebener Pfähle gestülpt und dann ausbetoniert (Abb. 134 und 135). Unsere Abbildungen zeigen die Glocke im Querschnitt und im Lichtbild, im Querschnitt sind auch die Pfähle angedeutet, die die ausbetonierte Glocke tragen. Einige dieser Pfähle sind etwas höher geführt, damit sie das Gewicht der Glocke vor dem Ausbetonieren aufnehmen können.

Alle Bauteile, besonders auch die Glocken, wurden unter Anwendung eiserner Formen auf einem rd. 450 m von der Baustelle entfernten Platze im Gußverfahren hergestellt (Abb. 136). Zylinderteile und Fußglocke wurden dann auf dem Werkplatze zusammengesetzt und der ganze hohle Pfeiler, der jetzt ein Gewicht von 43 t hat, von einem schwimmenden Kran aufgenommen, in senkrechter Lage

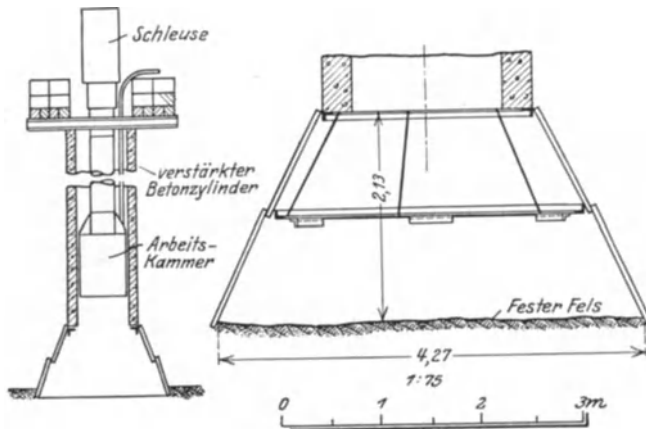


Abb. 137. Erweiterung des Brunnenfußes bei einer Fehlgründung.
(Nach Engg. News Rec. 1924.)

zur Baustelle gefahren und über die Pfahlköpfe gesetzt. Mit Hilfe eines leichten Holzgerüsts wurden die Pfeiler genau ausgerichtet, dann wurde eine Luftschleuse als Deckel auf den Hohlzylinder gesetzt, die Hohlräume durch Druckluft von Wasser und Schlamm befreit und schließlich mit Magerbeton ausgefüllt

Welche Schwierigkeiten bei einer Brunnengründung auftreten können, wenn der Untergrund nicht genügend

durchforscht ist, zeigt die Gründung eines Lagerhauses in der Stadt Jersey. Das Gebäude sollte unmittelbar am tiefen Wasser errichtet werden, nach den Bohrungen lag tragfähiger Fels auf 50—65' (15,24 bis 19,77 m) Tiefe, und man beschloß nach diesem Befund, das Haus auf 114 einzelnen Brunnen von 1,54—2,17 m äußerem Durchmesser zu gründen. Die Brunnen wurden aus Eisenbeton in Stärken von 22,9—30,4 mm an Ort und Stelle hergestellt, wogen je 40—90 t und erhielten Lasten zwischen 500 und 1000 t. Die Herstellung erfolgte an Ort und Stelle stückweise in gleitenden Stahlformen von rd. 1,5 m Höhe, und zwar im Gußverfahren. Bald nach dem Gießen eines solchen Ringstückes, sowie der Beton gehörig abgebunden hatte, wurden die Formen 1,50 m gehoben und ein neuer Ring gegossen. Während des Versenkens hingen die Brunnen an eisernen Stangen und die Arbeit ging gut voran. Bereits hatte man eine große Anzahl Brunnen bis zu 20 m abgesenkt, als man feststellen mußte, daß die Bohrungen falsch waren. Über dem Fels wurde eine Schicht festen, von grobem Geröll durchsetzten Bodens angetroffen, durch die die Brunnen in der üblichen Weise nicht abgesenkt werden konnten, die aber selbst nicht genügend tragfähig war. Diese Schicht hatte man bei den Bohrungen, bei denen man wohl auf größere Steine getroffen war, fälschlich bereits als gewachsenen Fels angesehen, jetzt stellte sich heraus, daß der Fels 7—8 m tiefer lag, und es erschien aussichtslos, mit den verhältnismäßig kleinen Brunnen durch

die harte Überlagerung bis zu ihm vorzudringen. Man beschloß, den Fuß der Brunnen zu vergrößern und dann die Brunnen auf die Geröllschicht zu gründen. Die Erweiterung mußte erfolgen, während die Pfeiler 12—24 m unter Tidehochwasser in einer Schicht aus weichem Klei und Trieb sand steckten. Diese Aufgabe war nur zu lösen unter Zuhilfenahme von Druckluft, die Zylinder aber waren für den erforderlichen Druck nicht genügend stark. Man wählte daher eine Bauart, bei der eine Arbeitskammer aus Eisen bis zur jeweiligen Sohle des Zylinders herabgelassen wurde, auf der Kammer saß ein 90 cm weiter Schaft, der wieder an seinem oberen, den Zylinder überragenden Rande eine vertikale eiserne Luftschieuse trug. Die ganze Konstruktion war gegen Auftrieb durch die Druckluft, durch das Aufbringen von Gegengewichten gesichert. Vom Boden der Arbeitskammer wurden dann schräge Bohlen vorgetrieben, in deren Schutz der Fuß der Brunnen bis auf 4,2 m verbreitert werden, und so die der vorgefundenen Schichtung entsprechende Tragfläche geschaffen werden konnte (Abb. 137).

Auch hier wäre die Fehlgründung und die große Kosten und Mühe verursachende Erweiterung der Brunnenfüße vermieden worden, wenn man von vornherein mit Druckluft gearbeitet hätte.

Das Verfahren, eine mißglückte Brunnengründung durch Anwendung von Druckluft zu retten, ist natürlich recht kostspielig und kommt deshalb nur für große und wichtige Bauten in Frage. In

einfachen Fällen kann man sich auch ohne Druckluft bei einigermaßen rammfähigem Baugrund dadurch helfen, daß man in den Boden des Brunnen eine kreisförmige Gruppe von Eisenbetonbohlen rammt, zwischen ihnen den Boden aushebt und dann den massiven Körper des Füllbetons bis zur tragfähigen Schicht herunterführt¹. Die Bohlen werden daher (Abb. 138) gewöhnlich nach außen zu leicht geneigt, gerammt und ihr Abstand untereinander je nach dem Charakter des Bodens gewählt. Bei Unterwasserbetonierung, die hier die Regel sein wird, dürfen selbst große Lücken entstehen, die die meisten Bodenarten für die in Frage kommende kurze Zeit in den größeren Tiefen ziemlich stand-sicher sind.

Falls der tragfähige Boden nun noch nicht erreicht ist, kann man mit Hilfe einer Jungfer eine zweite Gruppe Bohlen innerhalb der ersten noch tiefer rammen und so das Verfahren in eine regelmäßige Getrieberammung überleiten.

Zum Rammen bedient man sich vorteilhaft einer Ramme, die auf einem Drehgestell über der Mitte des Brunnen steht und es so ermöglicht, von einer Stellung aus alle Bohlen zu rammen.

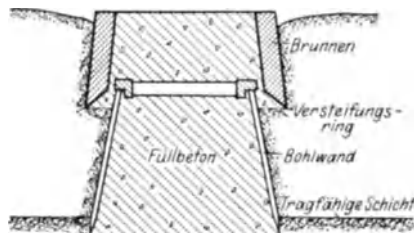


Abb. 138. Brunnengründung in Verbindung mit Rammungen.

E. Senkkastengründungen.

Allgemeines.

Unter einem Senkkasten verstehen wir einen unten und an den Seiten geschlossenen Hohlkörper beliebiger Form, der schwimmend an den Ort seiner Verwendung gebracht und dort durch Belastung auf den mehr oder weniger vorbereiteten Baugrund abgesenkt wird. Die Art seines Einbringens beschränkt seine Anwendung auf Gründungen in genügend tiefem Wasser.

Je nach dem Baustoff, aus dem der Kasten hergestellt ist, wird er nach Ausfüllung seines Hohlraumes ein Teil des Baukörpers selbst oder er dient nur dazu,

¹ Beton Eisen 1927, H. 8, S. 155.

in seinem Innern den eigentlichen Baukörper wasserfrei herzustellen. In letzterem Falle sind die Wände nur als wasserdichte Umschließung der Baugrube aufzufassen, sind nach Beendigung des Baues überflüssig und können nicht nur, sondern müssen sogar beseitigt werden. In Cuxhaven beim Bau eines Piers in eisernem Senkkasten hatte man die Beseitigung der aus Blechtafeln bestehenden Wände für überflüssig gehalten und mußte dann erleben, daß einige Jahre später die Wände sich von selbst von ihrem Betonkern lösten und durch mühselige Taucher- und Greiferarbeiten beseitigt werden mußten.

Gründungen mittels Senkkästen, die eine Zeitlang durch andere Gründungsarten, namentlich die Druckluftgründung in den Hintergrund gedrängt waren — ein Geschick, das sie, wie wir gesehen haben, mit den Brunnengründungen teilen — sind heute durch die Verwendung dünnwandiger Eisenbetonkonstruktionen wieder durchaus wettbewerbsfähig geworden. Besonders in Aufnahme gekommen sind sie für den Bau von Kaimauern, da durch dicht an dicht gestellte Kästen schnelles und sicheres Bauen ermöglicht wird und, was besonders für die Meeresküste wichtig ist, die teure durch Wind und Wetter behinderte Arbeit auf der eigentlichen Baustelle stark eingeschränkt werden kann. Ein weiterer Vorzug ist, daß man bei Senkkastengründungen mit Betonkästen den Beton ordentlich erhärten lassen kann, ehe man ihn den mechanischen und chemischen Angriffen des Meerwassers aussetzt. An ganz exponierten Stellen wird man jedoch heute noch den Senkkasten entweder ganz aus Eisen herstellen oder wenigstens die Betonwände durch eine Eisenblechummantelung schützen müssen. Das Beispiel eines Pierbaues in dem stürmischen Mündungsgebiet der Elbe ist bereits erwähnt.

Verwendung des Eisenbetons als Baustoff führt zu erheblichen Abmessungen der Kästen. In Rotterdam sind für den Bau von Kaimauern bei 10 m Wassertiefe 42,0 m lange Kästen verwendet, in Kopenhagen für denselben Zweck sogar 49,0 m lange. Die größten Eisenbetonkästen sind aber wohl beim Bau von drei Docks der holländischen Marine in Soevabaja hergestellt; hier ist ein ganzer Dockkörper von 85 m Länge und 9 m Bodenbreite auf einmal abgesenkt, wobei allerdings bemerkt werden muß, daß es sich, genau genommen, um zwei Senkkästen handelt, die durch eine dazwischengespannte Betonsohle miteinander verkuppelt sind. Wir kommen hierauf noch zurück.

Für die Gründung mit Senkkästen ist der Untergrund einzuebnen, aber trotzdem wird man stets mit stärkerem, oft auch ungleichmäßigem Senken zu rechnen haben. Besonders besteht diese Gefahr, wenn die Kästen, wie es bei größeren Tiefen wohl geschehen ist, auf künstliche Ausschüttungen abgesetzt werden. Ganz zu umgehen ist sie selbst dann nicht, wenn die Senkkästen auf einen Pfahlrost gestellt werden. Bei einer solchen Ausführung kommt es darauf an, daß die Pfähle sehr genau wagerecht abgeschnitten werden, was bei größerer Wassertiefe nicht ganz einfach ist. Bei nicht genauer Ausführung können neben Schiefstellung des Kastens leicht Beschädigungen der Kastensohle entstehen, die gerade bei Eisenbetonkästen besonders unangenehm sind. In solchen Fällen wird daher immer zu prüfen sein, ob man nicht lieber zur Druckluftgründung greifen soll, die zwar teurer, in ihrem Erfolg aber ungleich sicherer ist. Ganz vermeiden wird sich, wie gesagt, ungleiches Setzen verschieden nebeneinanderstehender Kästen nie lassen, gerade bei Kaimauern und ähnlichen Wasserbauten schadet das aber nicht viel, wenn nur gesorgt ist, daß die Kästen sich ohne Zerstörung des Bauwerkes unabhängig voneinander bewegen können.

Ist der Baugrund ganz unsicher oder hat man sonst mit besonderen Schwierigkeiten zu kämpfen, so kann man auch den Fuß des Senkkastens als Arbeitskammer für Druckluftgründung ausbilden und ist dann sicher, den Kasten in richtiger Höhenlage, von strömendem Wasser an seiner Sohle geschützt, aufstellen zu können. Die druckluftmäßige Absenkung des Kastens wird selbst in großen Häfen

3—4 m unter der vorher hergestellten Hafensohle nicht zu übersteigen brauchen. Wird bei solcher Konstruktion der Kasten so schwer, daß seine Tauchtiefe die Fahrwassertiefe des Transportweges überschreitet, so kann man die Tauchtiefe durch Einblasen von Preßluft verringern, muß aber dabei darauf achten, daß der Kasten noch gute Schwimmstabilität behält. Eine genaue metazentrische Untersuchung und womöglich Modellversuche in einer Schiffbauversuchsanstalt werden hier Sicherheit bringen. Auch Leichtbeton ist zur Verminderung der Tauchtiefe schon verwendet; ferner kann man bei allen Senkkästen zur Erleichterung eines evtl. Stapellaufes und zur Verminderung der Tauchtiefe an Land zunächst nur den unteren Teil des Kastens ausführen und die Wände dann nach Ankunft des Kastens an der Verwendungsstelle von schwimmenden oder festen Gerüsten aus erhöhen.

Herstellung der Kästen.

In den Häfen, die für den Bau von Kaimauern auf Senkkästen in Frage kommen, befinden sich vielfach Dockanlagen, in denen die Kästen hergestellt und gefahrlos zu Wasser gebracht werden können, auch auf Slips hat man die Kästen schon gebaut und sie dann wie Seeschiffe mit der Schmalseite voran von Stapel laufen lassen. In anderen Fällen, in denen es sich um eine große Anzahl gleichzeitig herzustellender Kästen handelt, hat man ganze Hafenteile abgeschlossen, leer gepumpt und später zum Aufschwimmen der Kästen wieder volllaufen lassen.

Auf besonders eigenartige Weise ist neuerdings beim Bau des bei Danzig gelegenen polnischen Hafens Gdingen die Herstellung und der Stapellauf von Eisenbetonkästen für eine Eisenbetonmauer durchgeführt worden¹. Ursprünglich wollte man auch hier ein Trockendock anwenden, in welchem in üblicher Weise der untere Teil der Kästen gegossen werden sollte; sodann sollten die Kästen aus dem Dock genommen und in schwimmender Stellung bis zur vollen Höhe geführt werden. Die Bodenverhältnisse an der für das Dock verfügbaren Stelle hätten aber große Vorarbeiten verlangt, man entschloß sich deshalb, später die Kästen in liegender Stellung auf dem vorhandenen Gelände zu gießen und die Wasserersetzung dadurch auszuführen, daß die Erde von den Kästen fortgegraben wurde, so daß diese längs des hierdurch gebildeten natürlichen Abhanges herunterglitten, bis sie in genügende Tiefe gelangten, um schwimmen zu können.

Die beschriebene ungewöhnliche Herstellung der Kästen konnte vorgenommen werden auf einem sandigen Gelände, welches später doch abgegraben werden mußte, so daß also keine besonderen Unkosten durch dieses geschickt durchgeführte Verfahren entstanden.

Kaimauern auf Senkkästen.

Unsere eingehenderen Betrachtungen über Kaimauern auf Eisenbetonkästen beginnen wir mit einer kleineren Mauer in Fiume. Das bisher an der Adria für solche Ausführungen übliche Verfahren bestand darin, daß zunächst vom Ufer her eine Steinschüttung auf dem in der Regel steil abfallenden Meeresboden vorgetrieben wurde. Die Schüttung hatte einige Jahre für ihre Setzung nötig, danach wurde auf ihr ein Mauerkörper aus Quaderblöcken, die künstlich mit Saturinerde als Bindemittel hergestellt waren, aufgeführt. An Stelle dieser lange Zeit in Anspruch nehmenden Gründungsart traten nun Senkkästen aus Eisenbeton, die auf einer niedrigen Schotterschüttung schnell hintereinander aufgestellt werden konnten. Die Kasten hatten Längen von 12,4 m, Fußbreiten von 3,20 m und in Anpassung an die vorhandenen Wassertiefen Höhen bis zu 6,0 m. Die Oberkante der versenkten Kästen, die durch Zwischenwände der Länge nach mehrmals geteilt waren, befand sich $\frac{1}{2}$ m über dem Meeresspiegel. Die Kasten wurden mit Füllbeton gefüllt und trugen auf ihrem 2,30 m breiten Kopf die eigentliche Kaimauer (Abb. 139).

¹ Zement 1927, Nr. 6, S. 101.

Ganz andere Abmessungen zeigen die Senkkästen für Kaimauerbauten in den großen Welthäfen. Der Untergrund in diesen Häfen besteht in und unter der Hafensohle meist aus genügend tragfähigem Sand, und wo einmal die Tragfähigkeit nicht genügt, kann sie durch Versenken von Sand verbessert werden. Dazu befinden sich in solchen Häfen meist Dockanlagen, die ohne weiteres zum Bau der Senkkästen verwendet werden können, besonders günstig ist es dann noch, wenn der Hafen im Tidegebiet liegt: die hin- und hergehende Strömung, das regelmäßige Steigen und Fallen des Wassers und die dazwischenliegende Ruhepause lassen sich vorzüglich ausnutzen zum Verfahren und Absenken der Kästen. Der fertige Kasten kann durch ganzes oder teilweises Ausbetonieren fest gegen Schiffsstöße gemacht werden; dem Pollerzug widersteht er durch sein großes Eigengewicht von selbst. So sind Senkkästen aus Eisenbeton in vielen Fällen ein geradezu ideales Gründungsmittel für Kaimauern an seeschifftiefem Wasser. Bei gehöriger

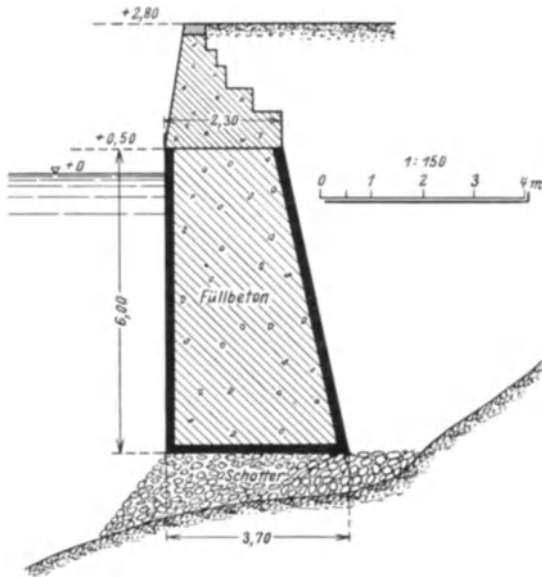


Abb. 139. Kaimauer auf Senkkästen in Fiume.

Ausrüstung des Herstellungsplatzes gestatten sie ein sehr schnelles Bauen, was aus wirtschaftlichen und verkehrstechnischen Gründen im Hafenbau oft ausschlaggebend ist. In Rotterdam wurden mit der noch zu beschreibenden Anlage 338 m in 8 Wochen zum Versenken fertig, was bei $6 \cdot 8 = 48$ Werktagen einer Tagesleistung von ≈ 7 lfd.m entspricht, in Delfshaven sind im Jahre 1500 lfd.m Kaimauer hergestellt, was wiederum rd. 7,0 lfd.m für den Werktag entspricht. Das sind Leistungen, die beim Kaimauerbau auf Pfählen keinesfalls zu erzielen sind.

In Rotterdam¹, das in großem Umfange Kaimauern auf Senkkästen ausgeführt hat, sind hierfür zwei Formen entwickelt,

die eine für eine Wassertiefe von 8,50 m, die andere für 10,0 m (Abb. 140 und 141). Die zweite Bauart unterscheidet sich von der ersten außer durch die größeren Abmessungen hauptsächlich dadurch, daß sie zwei Längsschotte enthält. Der vorderste mit Beton ausgefüllte Teil wird dabei nur 1,25 m breit, was zur Aufnahme der Schiffsstöße genügt, gleichzeitig auch die Ausführung recht erheblich verbilligt.

Für die Bauausführung wird der weiche Untergrund bis zum darunterliegenden gewachsenen Sand weggebaggert und durch ziemlich feinkörnigen Sand aus der Maas ersetzt. Auf diesen Maassand wird dann noch ein 5 bis 6 m hoher Belastungsdamm aus sehr schwerem Sand, der im benachbarten Lek baggert wird, gebracht. Dieser Sanddamm wird später vor Aufstellung der Kästen wieder entfernt. Die Holländer nennen das ganze Verfahren, das in großem Umfange angewendet, zwar etwas umständlich ist, aber sich gut bewährt hat: Grundverbesserung (Abb. 142).

Die Kästen werden jetzt schwimmend zur Baustelle gebracht und versenkt. Nebeneinanderstehende Kästen greifen mit Verspundung ineinander, die verbleibenden Spalten werden durch Taucher gedichtet und mit Beton ausgefüllt.

¹ Burgdorfer: Der Hafen von Rotterdam.

Die ersten Schwimmkästen wurden, gewissermaßen als Probestücke, in einem Schwimmdock angefertigt, später richtete man dafür einen besonderen Bau- platz her, dessen Lageplan Abb. 143 zeigt. In einem mit Sand aufgespülten Ge- lände wurde bis zur Tiefe von 3,75 unter R.P. eine mit Bö- schungen eingefasste Bau- grube mit einer Sohle von 215 · 35,50 m ausgehoben, mit einem auf hölzernen Pfählen ruhenden Boden ausgelegt und durch eine Schleuse mit dem Hafen verbunden. In dieser Baugrube können zu gleicher Zeit 8 Schwimmkästen bis zur Höhe von 6,10 m über Unter- kante des Bodens hergestellt werden. Die Kästen haben dann ungefähr einen Tiefgang von 4,30 m und werden in diesem Zustande bei Hoch- wasser ausgeschleust und in einem benachbarten Hafen- becken unter einem Gerüst bis zur vollen Verwendungs- höhe von 11,50 m hochgeführt. Sie haben jetzt einen Tiefgang von 6,20 m, der für den Weiter- transport aus Gründen der Stabilität durch Wasserballast auf 7 bis 8 m gebracht wird.

Abb. 144 und 145 zeigen Ansicht und Querschnitt der Dockgrube, Abb. 146 und 147 desgleichen des Platzes für den weiteren Aufbau.

Alle Maschinen des Her- stellungsortes werden an- getrieben durch einen von 5000 auf 220 Volt gewandelten Drehstrom von 50 Perioden. Die Anfuhr der Baustoffe er- folgt, wie unsere Abbildungen erkennen lassen, auf Schmal- spurgeleisen über Baugerüste. Zwei

Mischmaschinen mit sich drehenden Trommeln, gelie- fert von Gauhe, Gockel u. Cie. in Oberlahnstein, wer- den angetrieben durch Drehstrom- motore von 20 PS.

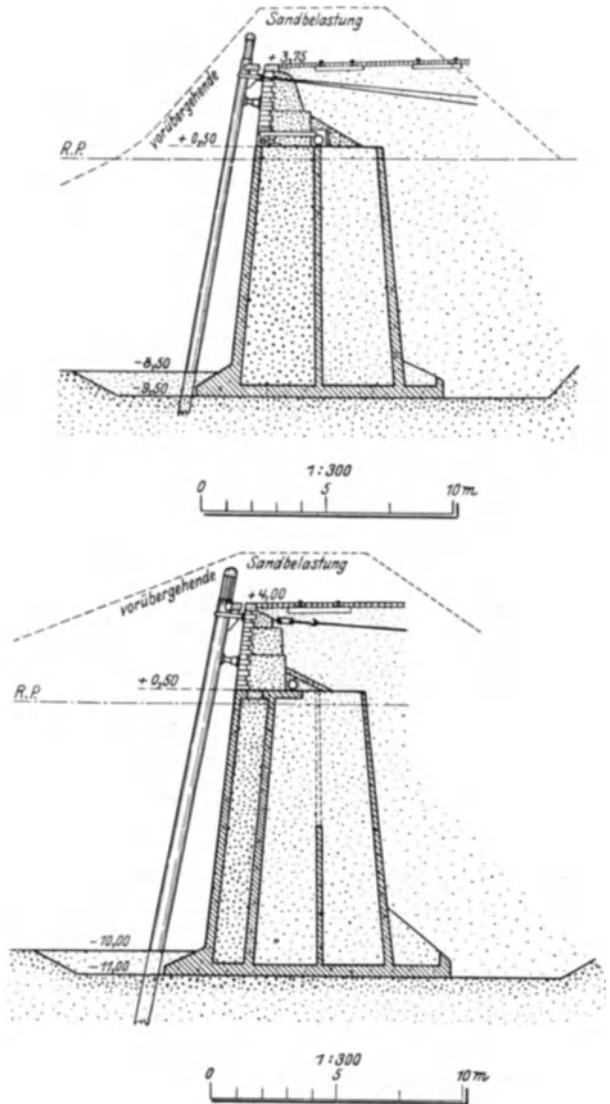
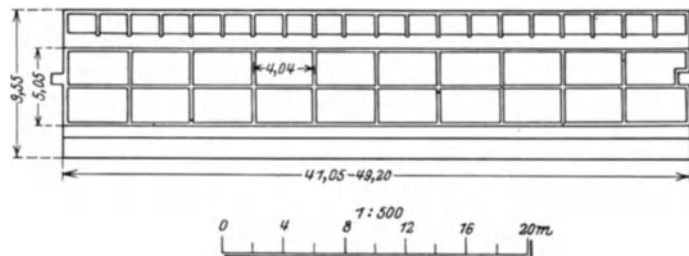


Abb. 140 und 141. Kaimauern auf Senkkästen in Rotterdam.



Grundriß zu Abb. 140 und 141.

Sand und Kies werden dabei den Trommeln aus Taschen von 360 l Inhalt zugeführt, der Zement wird bereits in diesen Taschen zugefügt, so daß die Mischung 1 Zement, $2\frac{1}{2}$ Sand, $2\frac{1}{2}$ Kies entsteht.

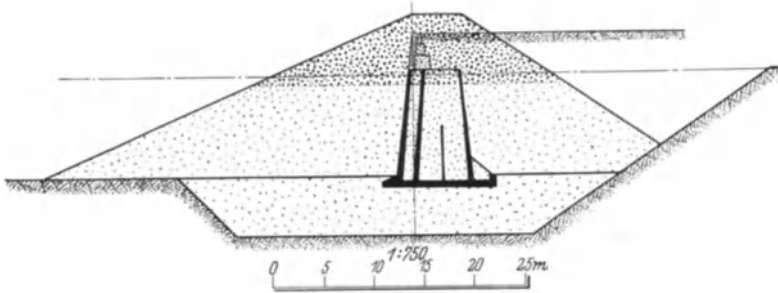


Abb. 142. Bodenverbesserung für den Bau der Kaimauern zu Abb. 140 und 141.

Mit der beschriebenen Anlage konnten in einem Abschnitt von acht Wochen acht Senkkästen in der Baugrube und acht am Aufbauplatz im Hafen hergestellt werden, alle acht Wochen sind also, wie bereits kurz erwähnt, Senkkästen für $8 \cdot 42,26 = 338$ lfd.m Kaimauer zum Absenken fertig.

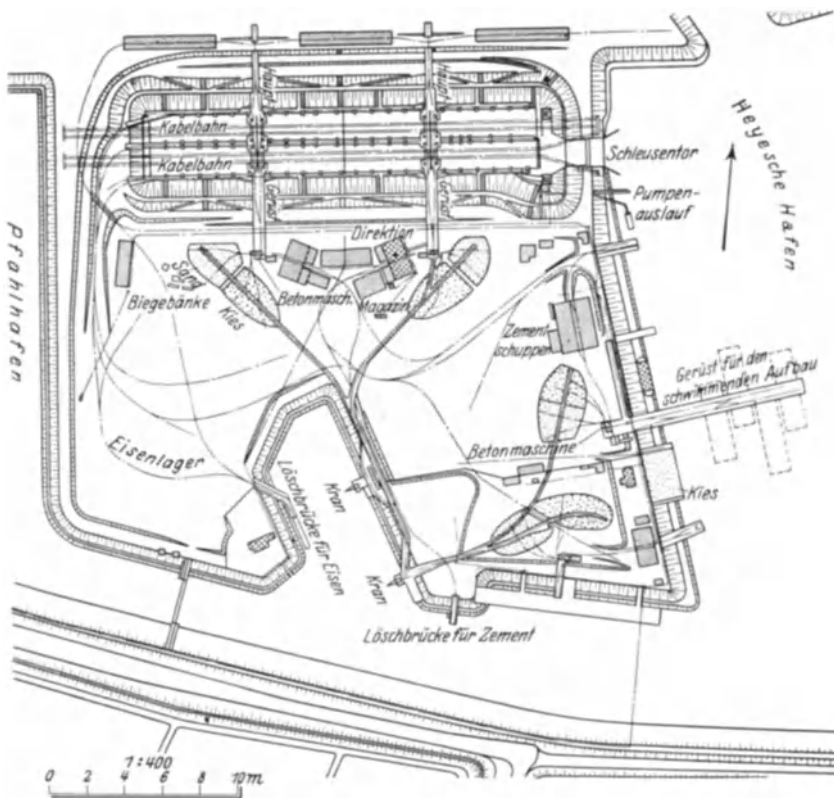


Abb. 143. Werkplatz für die Herstellung der Senkkästen zu Abb. 140 und 141.

Für die statische Berechnung der so hergestellten Kaimauer sind folgende Annahmen gemacht: Sand über Wasser $\gamma = 1800$ $\rho = 40^\circ$, Sand unter Wasser $\gamma = 1000$ $\rho = 30^\circ$, Eisenbeton $\gamma = 2400$, Füllbeton $\gamma = 2000$ Erddruck horizontal.

Untersucht sind zwei Fälle:

1. Sehr tiefes Wasser vor der Mauer ($-1,50$ R.-P.) und hohes Wasser hinter der Mauer ($+1,00$ R.-P.), also ein hydraulischer Überdruck von $2,50$ m;
2. außergewöhnlich hoher Wasserstand ($+4,00$ R.-P.) vor und hinter der Mauer.

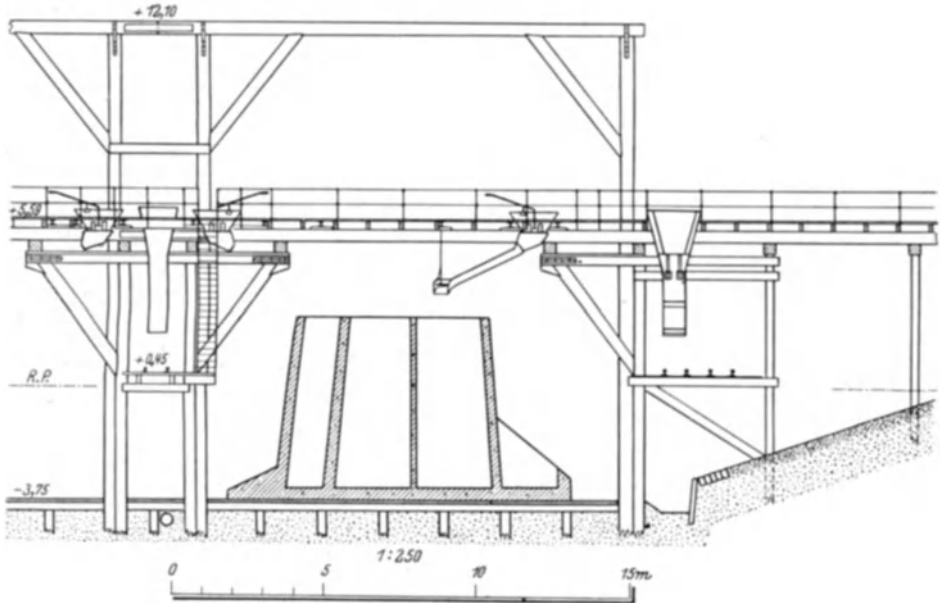


Abb. 144. Querschnitt des Werkplatzes für Herstellung der Unterteile der Rotterdamer Senkkästen.

Mit vorstehenden Annahmen ergab die Berechnung unter der vorderen Nase einen Bodendruck von $3,41$ bzw. $2,72$ kg/cm^2 je nach der ersten oder zweiten

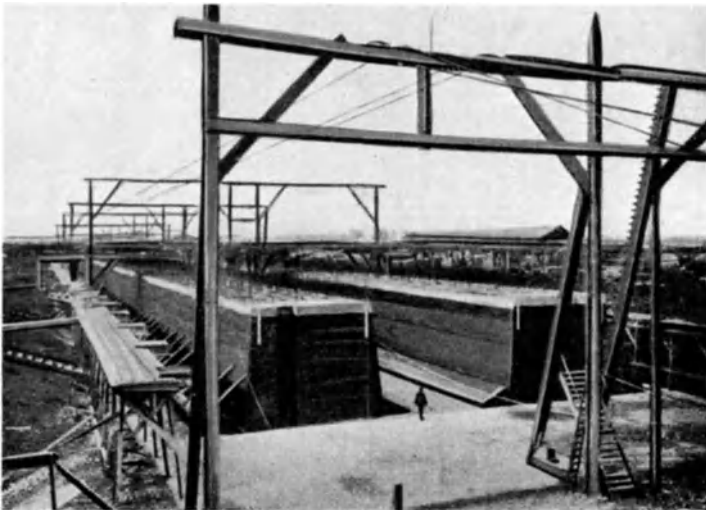


Abb. 145. Ansicht von Abb. 144.

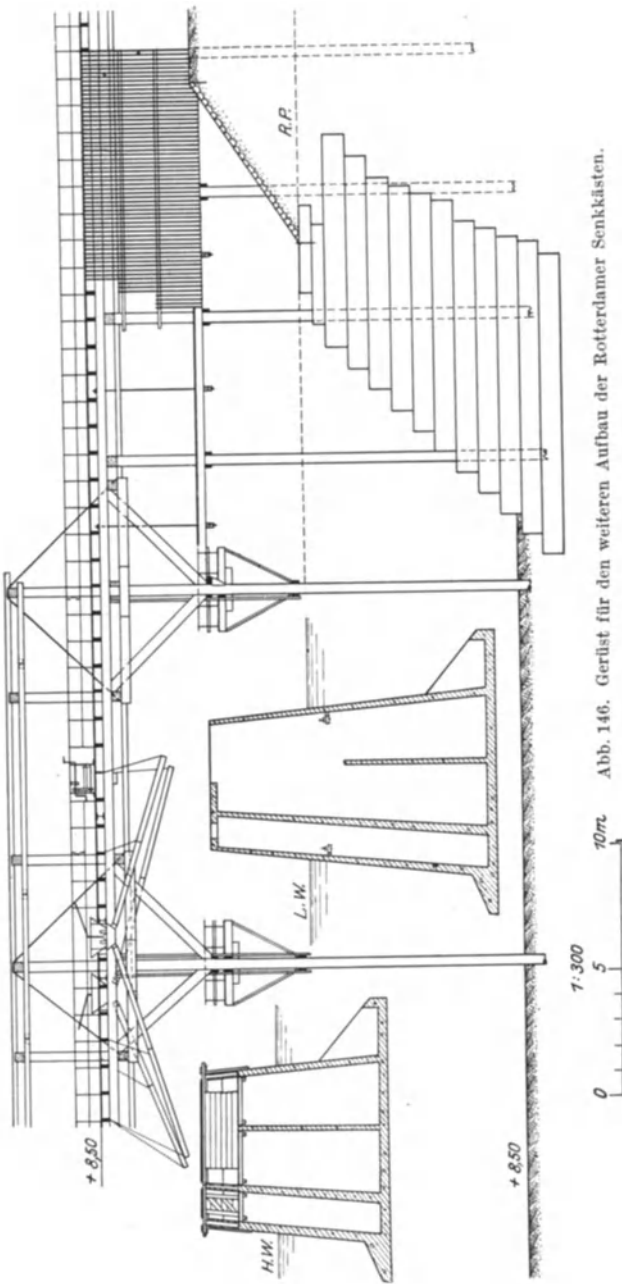
Berechnungsart, eine Sicherheit gegen Gleiten von $1,42$ bzw. $2,80$ bei Annahme eines Reibungskoeffizienten zwischen Beton und Sand von $0,6$ und schließlich eine Sicherheit gegen Kippen von $2,75$ bzw. $3,10$.

Über die Berechnung des Kastens selbst und seine Stabilität beim Transport ist nichts bekannt. Diese Berechnungen sind aber für Gelingen des Bauvorhabens außerordentlich wichtig.

Ganz ähnlich wie Rotterdam ist Kopenhagen vorgegangen, als es sich für diesen Hafenplatz darum handelte, zur Ausnutzung der Kriegskonjunktur möglichst schnell eine lange Kai-mauer für große Wassertiefe (9,5 m) herzustellen. Die Ausführung lag in den Händen der dänischen Firma Christiani u. Nielsen.

Es wurden 49 m lange Senkkästen aus Eisenbeton in einem Trockendock hergestellt, schwimmend an Ort und Stelle gebracht und hier auf den sorgfältig mit einer Schotterschicht abgeglichenen, aus festem Ton mit großen Steinen bestehenden Untergrund abgesenkt. Jeder Kasten war dabei sorgfältig verankert¹.

Die Senkkästen (Abb. 148) sind 9,80 m hoch und 5,00 m breit, zur Erhöhung ihrer Standsicherheit ist ihr Fuß auf 7,0 m verbreitert. Die Stärke der in Beton 1 : 2 : 3 ausgeführten Wände beträgt im Boden 35 cm, in den Längswänden 27 cm, nach oben allmählich bis auf 15 cm abnehmend. Im Abstände von 3,5 m sind 20 cm starke Aussteifungswände vorgesehen, und überdies ist an der Wasserseite von 1,00 m unter Wasserspiegel aufwärts eine Verblendung von Eisen-



klinkern ausgeführt, wodurch sich hier eine wünschenswerte Verstärkung der Vorderwand auf 35 cm ergibt. Nach dem Absetzen ist die Vorderwand dann

¹ Zentralbl. Bauverw. 1920, Nr. 29, S. 175; Beton Eisen 1918, H. 4 u. 5.

mit Sparbeton 1 : 5 : 10 in 1,0 m Stärke hinterstampft, der übrige Teil des Kastens ist mit Sand ausgefüllt. Zur Verbindung der einzelnen Kästen sind vorn an den Kopfseiten Falze vorgesehen, die mit Zementmörtel in Schläuchen gefüllt wurden.



Abb. 147. Ansicht von Abb. 146.

Auf die Vorderkante der Kästen ist schließlich die eigentliche, mit Granitquadern verblendete Mauer aufgesetzt und durch kräftige Eisenbetonstreben auf den Quadern abgestützt.

Große Hafengebäuden mit Eisenbetonschwimmkästen sind neuerdings auch in

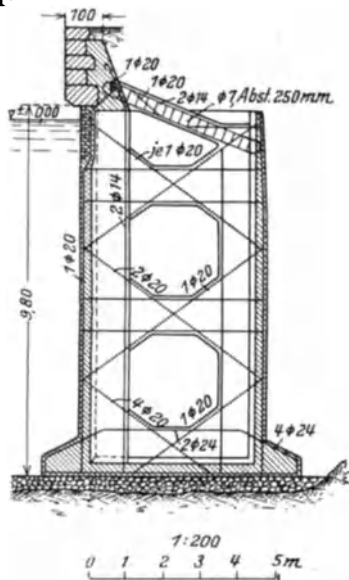


Abb. 148. Kaimauer auf Senkkästen in Kopenhagen.
(Nach Z. Bauverw. 1920.)

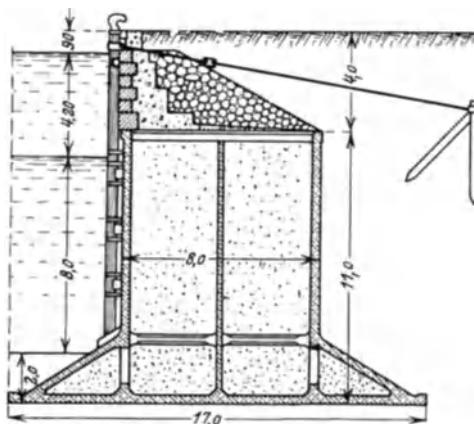


Abb. 149. Kaimauer auf Senkkästen in Huerta.
(Nach Bautechnik 1927.)

Spanien ausgeführt. Bemerkenswert ist eine Kaimauer in Huerta, bei der Schwimmkästen von 11 m Höhe und 40 m Länge schwimmend an Ort und Stelle gebracht, mit Sand gefüllt und mit einer Eisenbetonplatte abgedeckt wurden, auf die dann eine Stampfbetonmauer mit Werksteinverblendung und Bruchstein-

hinterfüllung gesetzt wurde. Der Kasten hat einen auf 17 m verbreiterten Fuß, mit dem er auf einer „Grundverbesserung“ aus Sand ruht (Abb. 149).

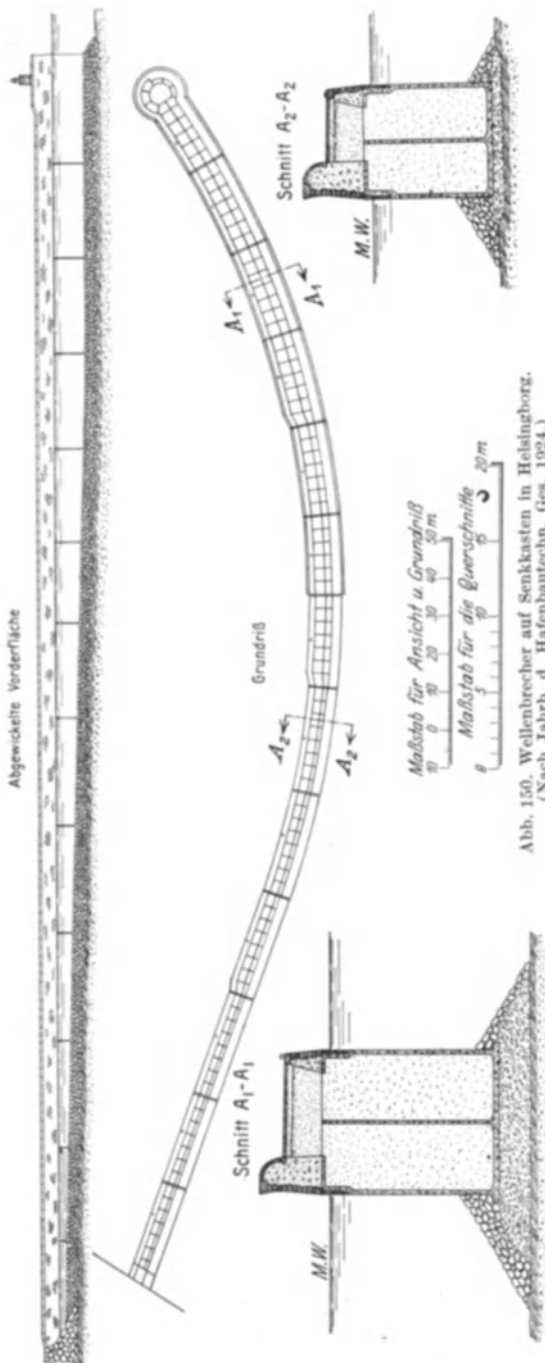


Abb. 150. Wellenbrecher auf Senkkästen in Helsingborg.
(Nach Jahrb. d. Hafentechn. Ges. 1924.)

Senkkästen gestatten starke Einschränkung der Arbeiten auf der Baustelle, wir wiesen bereits darauf hin, wie wichtig das für Bauten an der Meeresküste ist. Aus dieser Erwägung heraus hat man sich in Helsingborg beim Bau eines an sehr exponierter Stelle zu errichtenden Wellenbrechers für eine Gründung auf Senkkästen aus Eisenbeton entschlossen¹.

Helsingborg, auf schwedischer Seite am Öresund gelegen, hat zeitweise sehr starken Seegang, auch treten starke und rasch wechselnde Küstenströmungen auf. Es wurde deshalb zum Schutz des Hafens ein 340 m langer bogenförmiger Wellenbrecher angeführt (Abb. 150). Der Untergrund an der Baustelle besteht aus weichem Fels, der ähnlich wie die Felsbänke vor Helgoland mit starken Eimerbaggern entfernt werden kann, aber doch so hart ist, daß Pfähle in ihm nicht eingerammt werden können. Der Fels ist von einer etwa 1,0 m starken Sandschicht bedeckt, die zum Beginn der Bauarbeiten mittels Saugbagger entfernt und durch eine Steinschüttung ersetzt wurde; auf die Steinschüttung wurden die Eisenbetonkästen gestellt und dann mit Sand ausgefüllt.

Die Höhe der Senkkästen schwankt zwischen 7,00 und 11,50 m, wobei ihre Oberkante 50 cm über Mittelwasser liegt, die Breite wächst mit der wachsenden Wassertiefe von 6,5 bis 9,5 m, die Länge beträgt 25 m. Die Außenwände sind im allgemeinen 25 cm stark, im

oberen Teil aber, ebenso wie wir es bereits im benachbarten Kopenhagen kennengelernt haben, gegen Schiffsstöße auf 35 cm verstärkt und mit Granitplatten belegt.

¹ Jahrb. d. Hafentechn. Gesellschaft 1924.

Die Kästen wurden auch hier in einem Trockendock hergestellt, und zwar gleich in voller Höhe, dann schwimmend zur Verwendungsstelle gebracht und ab-

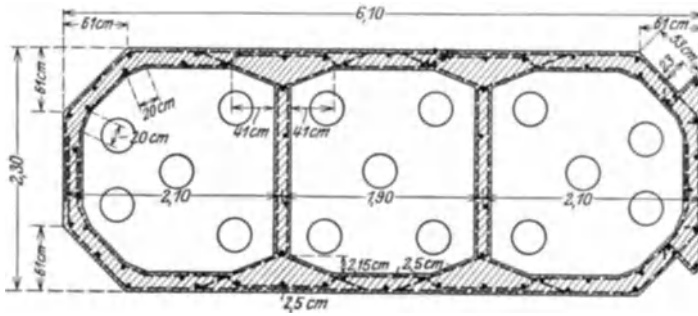


Abb. 151 a.

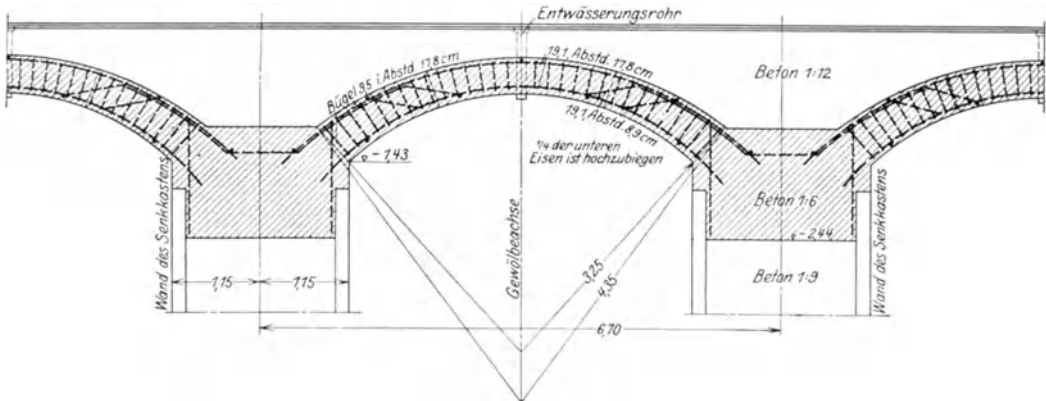


Abb. 151 b.

Abb. 151 a und 151 b. Kaimauer auf Senkkästen in St. Franzisko. ... (Nach Probst, Bauingenieur 1926.)



Abb. 152. Teil eines Gewölbes für den Abschluß zwischen den Senkkästen zu Abb. 151.

gesenkt. Im Oberbau wurden die Unterschiede, die durch ungleichmäßiges Setzen entstanden waren und die bis 10 cm betragen, ausgeglichen, so daß die Oberkante des Bauwerkes eine ununterbrochen fortlaufende Linie ergab.

Der Wellenbrecher hat sich aufs beste bewährt und besonders auch sehr starken Eisschiebungen erfolgreich Widerstand geleistet.

Bei den bisher besprochenen Kaimauerbauten waren die Kästen dicht an dicht gestellt und zum Teil sogar miteinander verspundet. Im Gegensatz dazu hat man in St. Franzisko¹ eine Ausführung gewählt, bei der die Kästen einen lichten

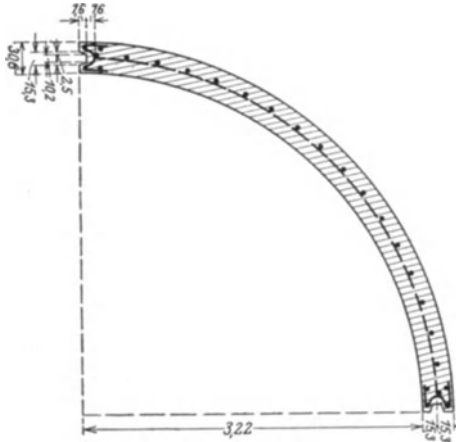


Abb. 153. Horizontalschnitt eines senkrechten Gewölbes zu Abb. 151. (Nach Probst, Bauing. 1926.)

Abstand von 6,70 m haben und nach der Landseite wie nach oben durch Eisenbetongewölbe miteinander verbunden sind (Abb. 151 und 152). Die senkrechten Gewölbewände sind an Land hergestellt und fertig in das Bauwerk eingebaut.

Auf der Baustelle war für jeden Kasten eine besondere Baugrube geschaffen, in ihr wurde er durch Einlassen von Wasser abgesetzt, dann der Kastenboden zerstoßen und Rammfähle aus Eisenbeton eingetrieben, deren Köpfe etwa 2,5 m in den Kasten hineinragten. Danach wurde durch eine Lage Schüttbeton die Sohle wieder geschlossen, der Kasten leergepumpt und im Trocknen ausbetoniert. Diese ganze Bauausführung macht einen recht künstlichen Eindruck, der Senkkasten ist hier in klarer Weise zunächst weiter nichts als eine Baugrubenumschließung für Gründung auf niedrigem Pfahlrost. Hätte man statt dessen die Kastensohle als Druckkammer ausgebildet, so hätte man einen gleichmäßigeren, einheitlicheren Baukörper erhalten. Auch die Verbindung der Kästen untereinander macht einen gekünstelten Eindruck und gewährleistet nicht die erforderliche Widerstandsfähigkeit gegen schwere Schiffsstöße. Die Gewölbewände sind nach einem Kreissegment geformt und haben ihrer Beanspruchung nach keine Bewehrung auf Biegung. Am Anschluß an die Kästen haben die Wände eine durchlaufende Nut, in die ein mit Zement gefüllter Segeltuchschlauch gelegt wird. Unsere Abbildung zeigt das Einbringen einer Gewölbewand (Abb. 153).

Docks auf Senkkästen.

Wir verlassen jetzt das Gebiet des Kaimauerbaues und bringen noch einige verwandte Anwendungsarten der Senkkästen aus Eisenbeton. Zunächst der Bau von drei Docks der holländischen Marine in Soerabaja². Es waren hier zwei Docks für Unterseeboote mit 85 m Unterlänge und 9 m Bodenbreite herzustellen. Der eigentliche Dockkörper besteht aus zwei langen Kästen, die im Abstände von 2,40 m miteinander verbunden sind (Abb. 154). Die Spanten werden gegeneinander ausgesteift durch die 28 cm starke Grundplatte und durch vier niedrige Längsrippen, von denen die beiden inneren zur Auflegung der Kielstapelung dienen und den Hauptentwässerungskanal des Docks zwischen sich aufnehmen. Die so gekuppelten Senkkästen und der Raum zwischen der eigentlichen Docksohle und der Fundamentplatte wurden nach dem Absenken mit Sand gefüllt.

Bei der Berechnung der Wände, des Bodens und der Spanten waren folgende Fälle untersucht:

1. Dock an seinem Platz liegend, leergepumpt, ohne Schiff,
2. wie zu 1., jedoch mit einem Schiff im Dock,
3. Dock in schwimmendem Zustand ohne Ballast,

¹ Bauing. 1926, S. 338.

² Ingenieur 1925, S. 906.

4. während des Absenkens durch Wasserballast,

5. das Dock versenkt, die Tore bei N.W. geöffnet.

Für die Bemessung der Fundamentplatte war Fall I maßgebend, wobei der volle hydraulische Auftrieb in Rechnung gesetzt wurde. Fall 5 wurde gleichfalls für die Fundamentplatte untersucht, und zwar unter der Annahme, daß die Platte teilweise hohl liege.

Für die Außenwand der Seitenkästen waren die Fälle 3 und 4 maßgebend, für die Innenwand der Zustand 1. Die Spanten sind als in der Dockachse eingespannte Balken berechnet.

Neuartig ist auch die Verwendung von Eisenbetonschwimmkörpern beim Bau eines Trockendocks in Cadiz, das mit 38 m l. W. und 12,40 m Tiefe für Schiffe von 235 · 32 m bestimmt ist und damit das größte in Spanien sein wird. Bei Aufstellung des Entwurfes und des Arbeitsplanes handelte es sich vor allem um die Möglichkeit des Arbeitens im Trocknen angesichts eines Untergrundes, der höchstwahrscheinlich von Sickerwegen durchzogen war, wo also die Wasserhaltung besonders schwierig und kostspielig war. Man baggerte zunächst im Trocknen eine Baugrube aus und ließ sie vollaufen und schwamm dann das Dock, das den Querschnitt hatte wie Abb. 155 zeigt, in acht einzelnen Kästen von 29,50 m Länge ein. Jeder dieser Kästen ist durch Querschotte von 4 m Abstand in einzelne Zellen geteilt.

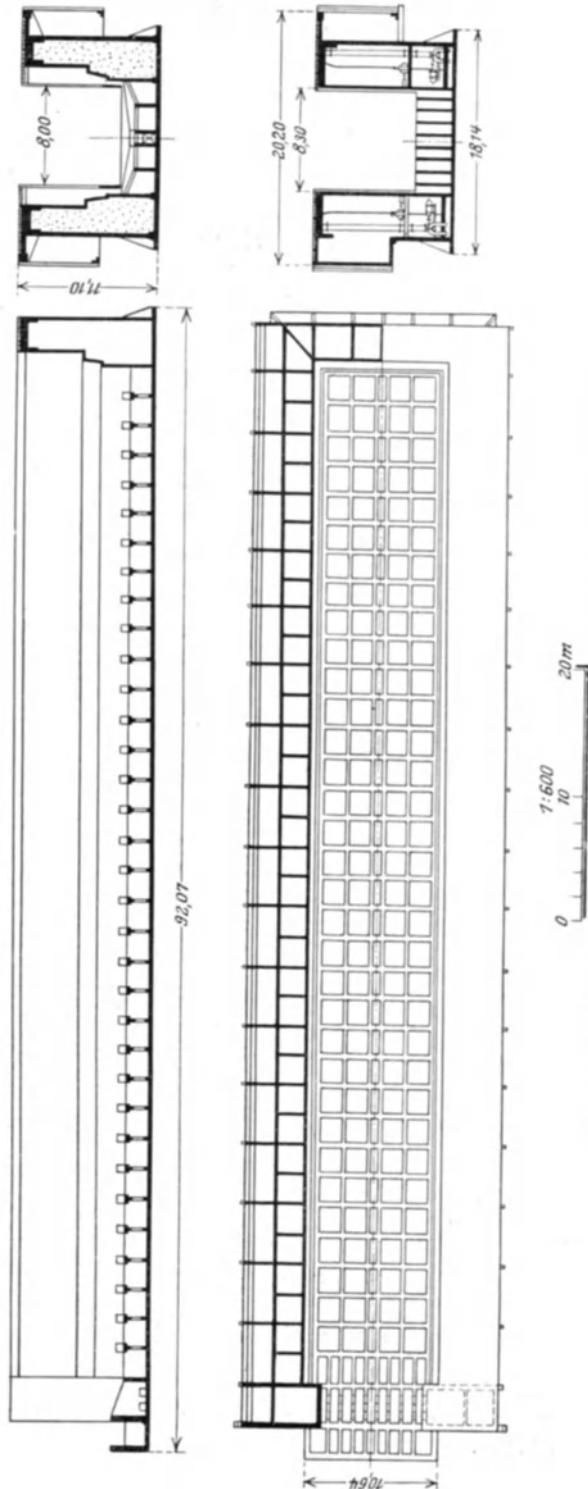


Abb. 154. Senkkastengründung eines Docks in Soerabaja. (Nach De Ingenieur 1925.)

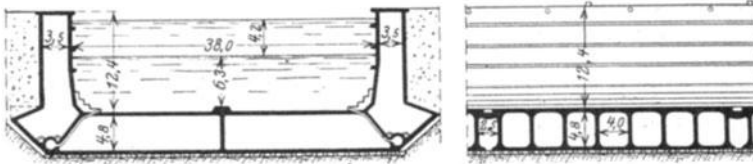


Abb. 155. Senkkastengründung eines Docks in Cadix. (Nach Bautechnik 1927.)

Senkkästen als Haltedückdalben.

Neben den Dockanlagen und den großen Kaimauern auf Senkkästen spielen im holländischen Seebau kleine säulenförmige Kästen, die als Unterbau für Haltedückdalben dienen, eine Rolle. Sie sind besonders angewendet an Stellen, an denen man mit einem Versetzen der Dalben rechnen muß und bestehen z. B.

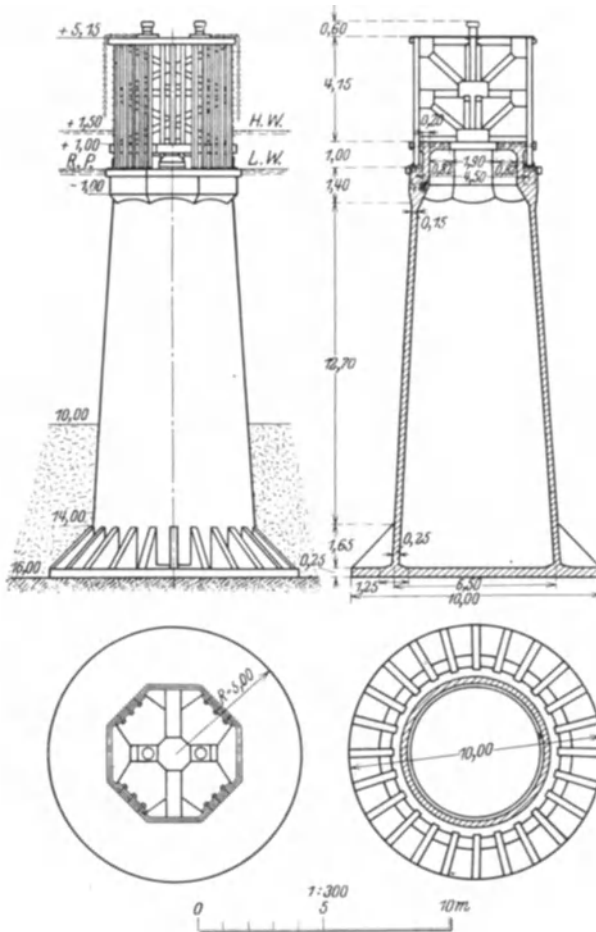


Abb. 156. Senkkästen als Haltedalben in Rotterdam.

in Rotterdam aus kreisrunden Betonkästen von 17,00 m Höhe und nur 3,50 m Halbmesser. Schwimmend werden sie an ihre Verwendungsstelle gebracht, mit Wasserballast abgesenkt und danach mit Sand gefüllt. Ihre Wandstärke beträgt nur 30 cm, sie sind deshalb im oberen Teile durch eine hölzerne Umantelung gegen Schiffsstöße gesichert (Abb. 156). Für das Umsetzen der Dalben ist es nur nötig, den Füllsand durch einen Sauger zu entfernen, der Kasten treibt dann auf und kann zu seiner neuen Verwendungsstelle geschleppt werden.

Die Senkkästen werden zunächst hinter der Kaikante im Trocknen bis zur Höhe von 4,20 hergestellt, dann mittels eines Schwimmkranes ins Wasser gesetzt und in schwim-

mendem Zustande von einem auf Rammpfählen ruhenden Gerüste bis zu ihrer vollen Höhe ausgebaut¹.

¹ Näheres über diese „Meerstoelen“ findet man Ingenieur 1923, Nr. 33, S. 665 und 1924, S. 777.

F. Druckluftgründungen.

Allgemeines.

Druckluft als Mittel zur Gründung von Bauwerken findet Verwendung bei zwei verschiedenen Arbeitsmethoden, die sich dadurch unterscheiden, daß einmal eine als Bestandteil des Bauwerkes ausgebildete, feste Arbeitskammer verwendet wird und das andere Mal eine sog. Taucherglocke, eine bewegliche Arbeitskammer, die nur zur Erreichung des Bauzweckes dient und nach ihrem Gebrauch wieder entfernt wird. Erstere Gründungsart, die eigentliche Druckluftgründung, hat durch Einführung des Eisenbetons als Baustoff in letzter Zeit an Bedeutung gewonnen, während die Taucherglocke nur noch für wenige Spezialarbeiten von Bedeutung ist.

Bei Druckluftgründung mit fester Arbeitskammer wird eine oben und an den Seiten geschlossene, im Wasser oder in wasserdurchtränktem Boden stehende Kammer durch das Einpressen von Druckluft wasserfrei und für Menschen betretbar gemacht. Der Boden an der Kammersole wird dann durch Abgraben beseitigt, wodurch die Kammer mit ihrer evtl. Belastung in den Grund absinkt. Das Verfahren wird fortgesetzt, bis die gewünschte Tiefe und tragfähiger Baugrund erreicht sind; der Hohlraum der Kammer wird dann mit Mauerwerk oder Magerbeton ausgefüllt und die Kammer so zum Bestandteil des tragenden Fundaments gemacht. Im Gegensatz zur Gründung unter der Taucherglocke, die, wie schon oben gesagt, nicht Bestandteil des Bauwerkes wird, sondern mehrfach verwendet werden kann, spricht man daher auch wohl von einer „Gründung mit verlorener Arbeitskammer“.

Noch um die Jahrhundertwende pflegte man für die Arbeitskammern fast ausschließlich Holz und Eisen zu verwenden; so wurde z. B. noch 1901 beim Bau der Untergrundbahn in Berlin das Ausziehgleis am Potsdamer Bahnhof mit Hilfe hölzerner Senkkammern von 22 m Länge und etwa 6 m Breite gegründet. Im gleichen Jahre wurden die Pfeiler der Hansabrücke in Stettin mit hölzernen Arbeitskammern erbaut. Heute, wo in Deutschland Bauholz knapp ist, werden hölzerne Arbeitskammern kaum noch verwendet werden, denn sie erfordern einen sehr großen Aufwand an Holz. Auch technisch sind sie bedenklich, da das Holz beim Versenken stark arbeitet und Dichthalten der Kammer dadurch schwierig wird. Unangenehm und beängstigend für die Arbeiter wirkt ferner das beim Absenken entstehende Knacken und Knirschen der Holzverbindungen, das dem von brechendem Holz stark ähnelt.

Arbeitskammern aus Eisen werden heute verwendet, wo besonders harte und von größeren Hindernissen durchsetzte Schichten zu durchfahren sind. Unvorherzusehenden Beanspruchungen, die in solchen Fällen auftreten können, sind sie besser gewachsen als alle anderen Ausführungsarten, sie können auch im Bedarfsfalle ohne große Mühe verstärkt werden und etwaige Beschädigungen können leichter und schneller beseitigt werden, als dies etwa bei Eisenbetonkonstruktionen möglich ist.

In mildem, einigermaßen hindernisfreiem Boden ist jedoch heute die Arbeitskammer aus Eisenbeton die bevorzugte Ausführungsart. Sie ist wasser- und luftdicht, feuersicher, leicht und schnell herstellbar und meistens billiger als Ausführungen in Eisen. Dagegen sind die Folgen einer etwaigen Beschädigung nur schwer und unter großen Aufwand von Kosten und Zeit zu beseitigen.

Zur Überführung von Personen und Baustoffen von der freien Luft in die Druckluft der Arbeitskammer und zurück, besonders auch zum Ausschleusen des Aushubes und zum Einbringen des Füllbetrags nach beendigter Absenkung dient die Luftschleuse. Sie wird durchweg ausgebildet als schmiedeeiserner, stehender oder liegender Zylinder, da sie in dieser Form den wechselnden Beanspruchun-

gen am besten widerstehen kann. Während für kleinere Arbeiten eine einzige Schleuse sowohl dem Personen- wie dem Baustoffverkehr dient, wird bei großen Ausführungen für jeden dieser Zwecke eine besondere Schleuse angeordnet. Mit der Personenschleuse in fester Verbindung steht dann ein Vorraum für das Ein- und Ausschleusen. Dieser Vorraum ist durch je eine Klappe oder Schiebetür mit der Außenluft einerseits und mit der unter Druckluft stehenden Schleusenkammer andererseits verbunden. Zum Einschleusen werden die Türen nach außen und nach innen geschlossen, und dann wird aus der Schleusenkammer so viel Druckluft in den Vorraum gelassen, daß Kammer und Vorraum unter demselben Druck stehen. Die Tür zwischen beiden kann jetzt geöffnet werden, das Einschleusen ist beendet. Umgekehrt kann für das Ausschleusen nach Schließen beider Öffnungen die jetzt unter Überdruck befindliche Luft des Vorraumes so lange nach außen abgeblasen werden, bis im Vorraum der Druck der Außenluft erreicht ist. Die Tür nach außen kann jetzt geöffnet werden.

Das Aus- und Einschleusen von Personen ist der für die Gesundheit der Arbeiter gefährlichste Teil der ganzen Arbeitsweise, die hierbei anzuwendenden technischen und hygienischen Vorsichtsmaßnahmen sind im maschinentechnischen Teil dieses

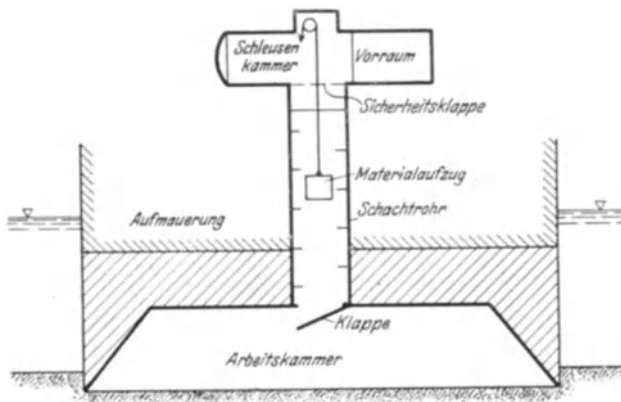


Abb. 157. Prinzipskizze einer Druckluftgründung.

Buches eingehend erörtert (S. 373 ff.). Zahlreiche Ausführungen zeigen aber, daß, wenn gerade hier die nötige Sorgfalt angewendet wird, Druckluftgründungen bis zu einer Tiefe von 25 bis 30 m Tiefe unter der Wasseroberfläche, d. h. bis zu einem inneren Überdruck von 2,5 bis 3,0 at ohne ernsthafte Gefahren für die Gesundheit der Beteiligten durchgeführt werden können.

Die Schleuse ruht mit einem meist trichterförmig ausgebildeten Übergangsstück auf dem Schachttrohr und steht mit diesem in offener Verbindung. Durch das Schachttrohr gelangt man auf Stiegen oder Leitern in die Arbeitskammern. Durch Sicherheitsklappen kann das Schachttrohr sowohl gegen die Schleuse wie gegen die Arbeitskammer angeschlossen werden.

Abb. 157 zeigt in einer Prinzipskizze die Anwendung von Schleuse mit Vorraum, Schachttrohr und Arbeitskammer.

Das Versenken der Arbeitskammer kann wie bei den bereits besprochenen Brunnengründungen erfolgen von einem festen Gerüst aus, von einer natürlichen oder künstlich hergestellten Erdplattform und schließlich auch unter Benutzung schwimmender Rüstungen und Kräne. Bei der letztgenannten Versenkungsart werden die Kammern, entweder auf einer provisorischen Arbeitsbühne in der Nähe der Baustelle oder an einer anderen günstigen Stelle, etwa einer Schiffsbauanstalt, hergestellt, schwimmend an Ort und Stelle gebracht. Die letztere Bauart eignet sich besonders für das Tidegebiet der großen Ströme, wo die hin und hergehende Strömung und das zwischen ihnen liegende Stauwasser Heranbringen und Absenken der Kästen erleichtert.

Zur Durchführung einer Druckluftgründung gehört eine Betriebsanlage, die folgende Arbeiten zu leisten hat:

1. Versorgung der Baustelle mit Druckluft, und zwar

- a) Niederdruck für die Arbeitskammer,
- b) Hochdruck für Preßluftwerkzeuge,
- 2. die Erzeugung oder Umwandlung von elektrischer Energie zum Betriebe von
 - a) Abbläsvorrichtungen,
 - b) Hebezeugen und Förderanlagen,
 - c) Betonierungsanlagen,
 - d) Lichtanlagen.

Es empfiehlt sich, die Betriebsanlagen durch Hinzufügen von Werkstätten, Schmieden und Schlossereien so zu ergänzen, daß Ausbesserungen sofort ausgeführt werden können.

Die Betriebsanlagen, zu denen wir auch die Schleusenanlagen rechnen, werden im maschinentechnischen Teil dieses Buches besprochen werden (S. 368 ff.). Hier werden wir uns darauf beschränken, die Arbeitskammer und ihre Berechnung unter besonderer Berücksichtigung der Ausführungen in Eisen und Eisenbeton einer zusammenhängenden Betrachtung zu unterziehen. Danach ist der Versenkungsvorgang, der für alle Ausführungsarten der Kammer ähnlich ist, im Zusammenhange zu beschreiben.

Berechnung der Arbeitskammer.

Die Berechnung der Arbeitskammer, gleichgültig aus welchem Baustoff sie gebildet ist, hat sich den Vorgängen beim Versenken und Aufmauern anzupassen. Dabei ist durch geschickte Verteilung der Lasten anzustreben, daß die Hauptlasten unmittelbar auf die stützende Schneide übertragen werden und die Decke der Rammen somit möglichst wenig belastet wird. Bei Ausführungen in

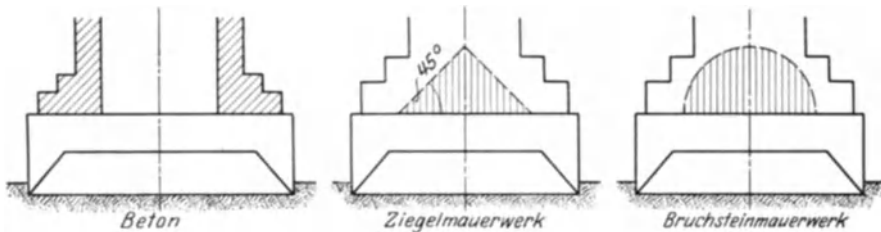


Abb. 158. Belastungsannahmen für die Deckenträger einer Arbeitskammer.

Beton oder Eisenbeton ist dies durch die Anordnung von Sparräumen, die während des Versenkens wasserfrei gehalten werden und die erst nach erfolgter Absenkung ausbetoniert werden, leicht zu erreichen (Abb. 158). Aber auch bei Herstellung massiven Mauerwerks über der Decke ist anzunehmen, daß sich das Gewicht der Aufmauerung durch Übertragung größtenteils auf die Konsolen überträgt, so daß die Deckenträger selbst nur noch durch einen halbkreisförmigen oder dreieckigen Mauerkörper, wie er nebenstehend durch Schraffur hervorgehoben ist, belastet wird. Die Abmessungen dieser Belastungsflächen sind so zu wählen, daß der unschraffierte Mauerkörper die Auflasten mit Sicherheit auf die Konsolen übertragen kann.

Aus dem Gange der Berechnung wird man oft dazu kommen, daß das Mauerwerk über der Kammerdecke schichtweise auszuführen ist und so die fertigen, bereits erhärteten Schichten zur Erhöhung der Tragfähigkeit der Decke herangezogen werden können. In besonderen Fällen ist auch noch zu prüfen, ob der innere Luftdruck nicht so groß werden kann, daß eine besondere Belastung der Decke zu seiner Ausbalancierung notwendig wird. In solchen Fällen ist dann dafür zu sorgen, daß die Belastung sich nicht in sich abstützen kann, sondern möglichst vollkommen zur Geltung kommt. Sandballast, wie er beim Schachtbau am Elbtunnel in Hamburg (vgl. S. 156) benutzt ist, würde dieser Bedingung entsprechen.

Die unmittelbare Beanspruchung des Deckenträgers wird sich hiernach bei sorgfältig durchgearbeiteter Planung immer in engen Grenzen halten lassen, anders ist es mit seiner Beanspruchung durch die Konsolen, mit denen die Decke meist in steifer Verbindung steht. Die Konsolen, deren unterer Abschluß die Schneide bildet, werden vielfach in Anspruch genommen: zunächst durch die von ihnen auf die Schneide zu übertragende Auflast, dann durch den Horizontaldruck, den von innen der Luftdruck, von außen Wasser und Boden ausüben, und schließlich durch den Boden, der beim Absenken in den unteren Teil der Kammer dringt und diesen auseinanderzupressen sucht. Hierzu kommen noch unvorhergesehene Beanspruchungen durch Auftreffen auf unerwartete Hindernisse, Steine, Felspitzen, Bäume usw. Bei sorgsamer Betriebsführung sollte letzteres allerdings nicht vorkommen, da man der vordringenden Schneide durch Prüfung der nächsten Bodenschichten mit der Sondierstange stets vorausseilen kann.

Für Ermittlung des in irgendeiner Stellung der Kammer auftretenden äußeren Druckes ist zu bedenken, daß die durchfahrenen Schichten niemals sich gleich wieder so dicht anlegen werden, daß der Erddruck die volle Höhe des nach den gewöhnlichen Methoden ermittelten aktiven Erddrucks erreicht. Vielmehr ist zu erwarten, daß die Schichten während des Versenkens größtenteils schachtartig stehen bleiben; damit ist dann aber auch die Voraussetzung gegeben, daß auf die Kammerwand von außen der volle hydraulische Wasserdruck (Abb. 159a)

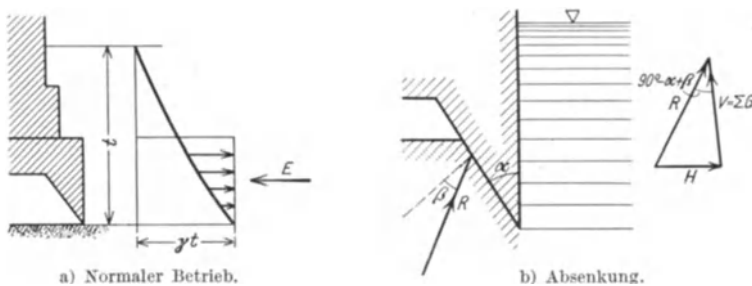


Abb. 159a und b. Beanspruchung der Kammerkonsolen.

wirkt. Ihm entgegen wirkt im normalen Betriebe der Luftdruck im Innern der Kammer, der auf die ganze Kammerhöhe mindestens gleich dem hydrostatischen Druck an der Kammersohle ist und so in den höheren Teilen der Kammer gegenüber dem äußeren Wasserdruck einen gewissen Überschuß besitzt, der in nebenstehender Skizze durch das schraffierte Dreieck gekennzeichnet ist. Dieser nach außen wirkende Überschuß wird nun wieder mehr oder weniger unschädlich gemacht durch den, wenn auch nur in geringem Ausmaß auftretenden Druck des umliegenden Bodens. Schließlich bleibt ein Überdruck, der je nach der Bodenbeschaffenheit nach innen oder außen gerichtet ist, in jedem Fall aber so gering ist, daß er gegen den gleich zu besprechenden Innendruck, der durch eindringenden Boden hervorgerufen wird, in allen Fällen vernachlässigt werden kann. Nur wenn es sich um die Dimensionierung der Außenhaut selbst handelt, wird man auf die geschilderten Druckverhältnisse eingehen müssen; Beschädigungen der Senkkastenkonstruktion durch die Horizontaldrücke des normalen Betriebes sind noch nie beobachtet, mit einer einzigen Ausnahme, über die Brennecke berichtet, und bei der ganz besondere Verhältnisse vorlagen.

Bedeutende Beanspruchungen der Konsolen treten aber auf, wenn sich der Erdboden keilförmig in die Kammer einpreßt, und werden am größten am Anfang des Versenkens in dem Augenblick, wo die Kammer auf dem Boden steht, losgespindelt ist und die Schneide durch das auf ihr ruhende Gewicht in den Boden dringt. (Abb. 159b.) Als besonders ungünstig ist hierzu bei fließendem Wasser noch die Annahme zu machen, daß der Boden außerhalb der Kammer bis zur

Schneide fortgespült ist. Wir haben dann den nebenstehend skizzierten kritischen Versenkungszustand, bei dem das Gewicht der Kammer und ihrer Auflast getragen werden muß durch die an der Innenseite der Schneide auftretende Kraft R , die im Grenzzustande des Gleichgewichts mit der Normalen zur Schneidenwand den Reibungswinkel β zwischen Boden und Wand (etwa $\operatorname{tg} \beta = 0,4$) einschließt. Wie weit die Gewichte dabei durch Auftrieb ermäßigt werden, muß von Fall zu Fall entschieden werden, im allgemeinen wird man annehmen dürfen, daß Preßluft eingeblasen ist und ihr Auftrieb voll zur Wirkung kommt. Zur Erhöhung der Sicherheit ist dieser Auftrieb, der ja durch Betriebsstörungen vielleicht gerade im kritischen Augenblick versagen kann, bei der Berechnung außer acht zu lassen.

Die senkrechte Seitenkraft von R muß nun offenbar $= \Sigma G$ sein, wir können demnach R zeichnerisch zerlegen in eine Vertikalkomponente $v = \Sigma G$ und eine Horizontalkomponente H , die die Konsole nach außen zu drücken sucht. Rechnerisch wird $H = \Sigma G \operatorname{ctg} (\alpha + \beta)$, wobei α den Schneidenwinkel und β den Reibungswinkel bedeutet. Nehmen wir an, daß R in der Mitte der Stützfläche angreift, so sind für den hier betrachteten Versenkungs- augenblick alle äußeren Kräfte jetzt nach Lage, Größe und Angriffspunkt bestimmt, und wir können die kritischen Momente, die durch die Kräfte hervorgerufen werden, namentlich die Momente in der Deckenmitte ab und im Ansatz cd der Konsole leicht berechnen. Diese Momente werden bei großem ΣG , also namentlich bei großer Wassertiefe und beträchtlichen Abmessungen der Kammer, recht erheblich. Für ihre Aufnahme durch die Gurtungen eiserner Deckenträger wirkt aber der Umstand günstig, daß die untere gezogene Gurtung durch die hier aufgehängte Blechdecke der Kammer erheblich verstärkt wird, während die obere Gurtung gleichzeitig durch das Mauerwerk, das sie umgibt, gegen Ausknicken gesichert ist (Abb. 161). Man kann deshalb unbedenklich große Spannungen und geringe Knicksicherheiten für diesen Belastungsfall zulassen. Weit gefährlicher ist das Moment im Schnitt cd ; wenn irgend möglich, fertige man hier Decke und Konsole aus einem Stück und Sorge jedenfalls für eine recht starke Verbindung.

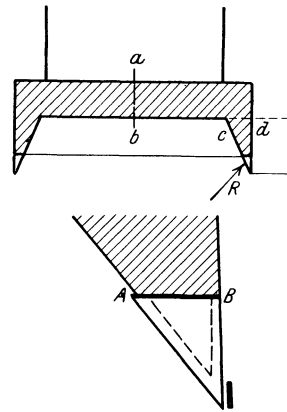


Abb. 160. Beanspruchung der Kammerdecke.

Es braucht kaum erwähnt zu werden, daß sich vorstehende Berechnung auf 1 lfd.m Wand bezieht. Sind Querkonstruktionen in n m Abstand angeordnet, so werden die Momente das n -fache des eben berechneten.

Die kritischen Momente in den Schnitten ab und cd können es unter Umständen rechtfertigen, daß die Konsole nicht als glatter Keil ausgebildet wird, sondern oberhalb der keilförmigen Schneide eine breitere Fläche AB erhält, unter der der Boden in senkrechter Richtung einen Gegendruck ausüben kann, dessen Größe von der Festigkeit des Bodens abhängig ist und den einen Teil der Vertikalkräfte ΣG unmittelbar aufnimmt. Die Momente werden hierbei erheblich vermindert (Abb. 160).

Während des Absenkens wachsen nun die Auflasten der Kammer infolge der Aufmauerung ständig und ebenso der seitliche Wasserdruck von außen und in gewissem Umfange auch der Erddruck. Wir erhalten deshalb als zweiten kritischen Belastungsfall den Augenblick, an dem die Schneide bei dem höchsten möglichen Wasserstande ihre endgültige Tiefe erreicht hat. Mit dem Druck des bei vorübergehender Luftverdünnung etwa eindringenden Bodens braucht in diesem Falle nicht gerechnet zu werden, da der Druck auf die Außenwand dem Innendruck in größeren Tiefen das Gleichgewicht halten wird.

Eiserne Arbeitskammern.

Nachdem wir den allgemeinen Gang einer Senkkastenberechnung kennengelernt haben, wenden wir uns jetzt den einzelnen Ausführungsformen zu und beschränken uns dabei auf Arbeitskammern aus Walzstahl und Arbeitskammern aus Eisenbeton.

Die Tragkonstruktion eiserner Senkkästen besteht aus einem Gerippe von senkrecht sich kreuzenden Quer- und Längsträgern, die mit den Konsolen zu einem starren Ganzen zusammengefügt sind. Die kürzeren Querträger sind dabei die wichtigeren Bauglieder und gehen auf ihre ganze Länge durch, während die Längsträger zwischen sie gehängt sind. Das Gerippe erhält eine Umhüllung aus Eisenblech, die den dichten Abschluß bewirken soll. Soweit es für das Anbringen dieser Blechhaut erforderlich ist, sind zwischen die Längsträger noch sekundäre Querträger einzuschalten.

Meistens liegen die Träger der Decke über der Kammer, wodurch ein völlig freier Arbeitsraum entsteht, der 2,0 bis 2,20 hoch sein sollte. Es ergibt sich dann das nachstehende Schema eines so ausgebildeten Senkkastens (Abb. 161). Die Abb. 162 zeigt den ausgeführten Senkkasten für die Fundierung der neuen Brücke über den Kaiser Wilhelm-Kanal in Rendsburg, ausgeführt von der Firma Habermann & Guckes A.-G. Die Kammer hat eine Größe von 10 · 14 m, wiegt 41,25 t und besteht aus einem Walzeisengerüst, das eine Außenbeplattung von 5 mm starken Blechen trägt. Die Decke des 2,2 m hohen Arbeitsraumes besteht aus Stampfbetonplatten zwischen $\bar{\text{I}}\text{NB 24}$, die als Längsverband an die Querträgerkonstruktion angehängt sind. Die Gründungstiefe betrug 15 m.

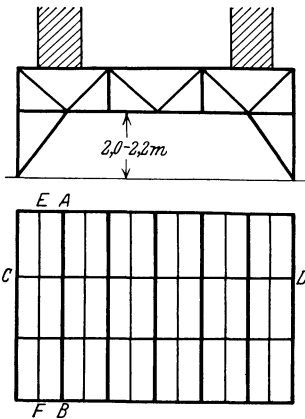


Abb. 161. Eiserne Senkkasten mit Deckenträgern über der Kammer. Prinzipskizze.

Eiserne Senkkästen größeren Ausmaßes mit obenliegendem Deckenträger sind verwendet beim Bau der zweigleisigen Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Ruhrort¹. Der Untergrund besteht hier aus einer 8 bis 9 m starken Kiesschicht, die von nicht tragfähigen Schichten unterlagert war. Wegen der Gefahr der Ausspülung wurden die Stropfweiler auf eisernen Kammern 7 bis 8 m unter der Flußsohle innerhalb der Kiesschicht gegründet. Die flußeisernen Senkkästen (Abb. 163) waren 41 m lang und 14 m breit, der Arbeitsraum auch hier 2,2 m hoch. Haupttragglieder sind 12 Querträger, die in einer Entfernung von 3,4 m voneinanderliegen und ohne Unterbrechung über die ganze Breite reichen. Senkrecht zu den Querträgern liegen in den Punkten *AA* und *BB* vier fachwerkartige Längsträger. Die Decke des Arbeitsraumes, die schrägen Flächen der Schneiden und die Umfassungswände sind mit einer 8 bis 10 mm starken Blechhaut umkleidet. Auf die Öffnungen *E* setzen sich die Förderschächte.

Für die Festigkeitsberechnung wurden auch hier zwei Belastungsfälle angenommen: 1. Senkkasten 0,4 m in die Flußsohle eingedrungen, 2. Senkkasten in seiner endgültigen Lage, das Mauerwerk 0,5 m über H.W. Der Beton sei noch nicht abgebunden und laste mit seinem ganzen Gewicht (!) auf der Kammer. Das Eisengewicht der Kammer stellt sich auf 357 t, d. i. 620 kg/m².

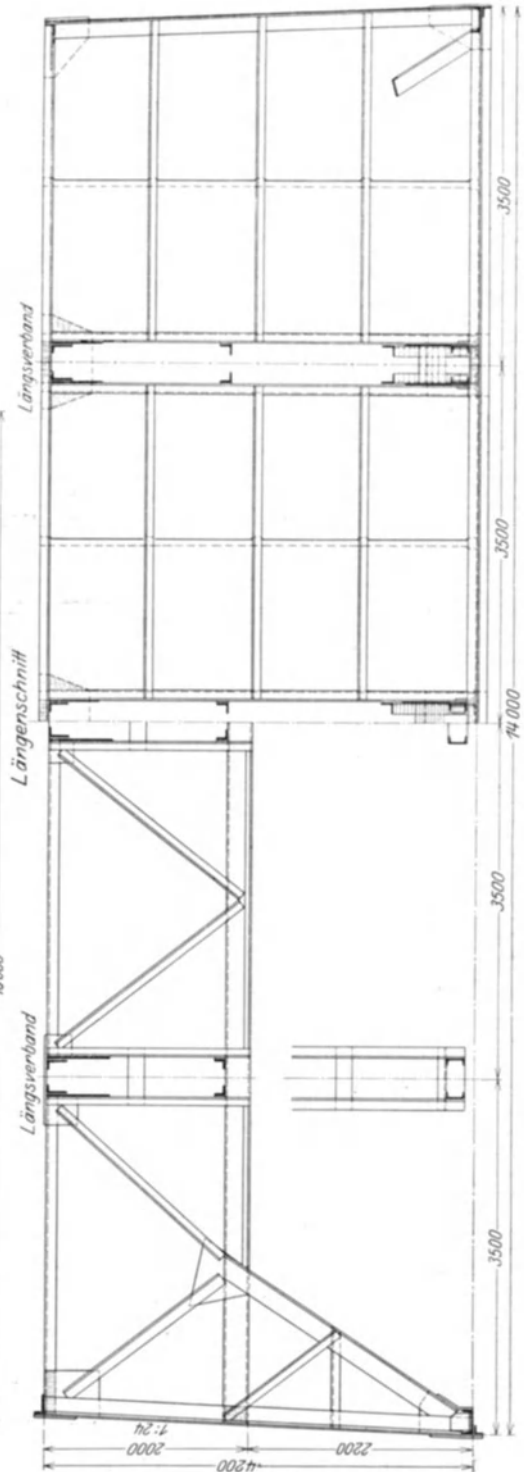
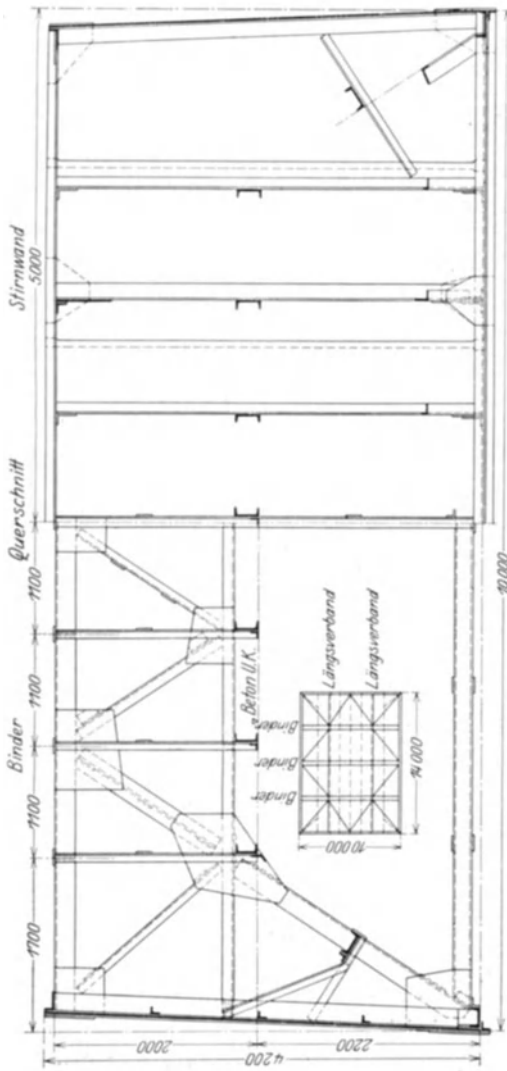
Einzelheiten enthalten die nachstehenden Abb. 164/165.

Die geschilderte Bauart hat den Vorteil, daß man einen ganz freien Arbeitsraum erhält, und den Nachteil, daß das ganze Trägersystem einbetoniert wird und damit der Kontrolle entzogen ist; außerdem steift sie die Konsolen nur

¹ Z. Bauw. 1911, S. 555.

Abb. 162. Eiserne Arbeitskammern für die Kanalfeiler der Brücke über den Kaiser-Wilhelm-Kanal in Rendsburg.

(Ausführung Habermann & Guckes A.-G.)



mangelhaft gegen äußeren Druck ab. Man hat deshalb bei größeren Bauten die Trägerkonstruktionen nach einer Skizze (Abb. 166) auch wohl in die Arbeits-

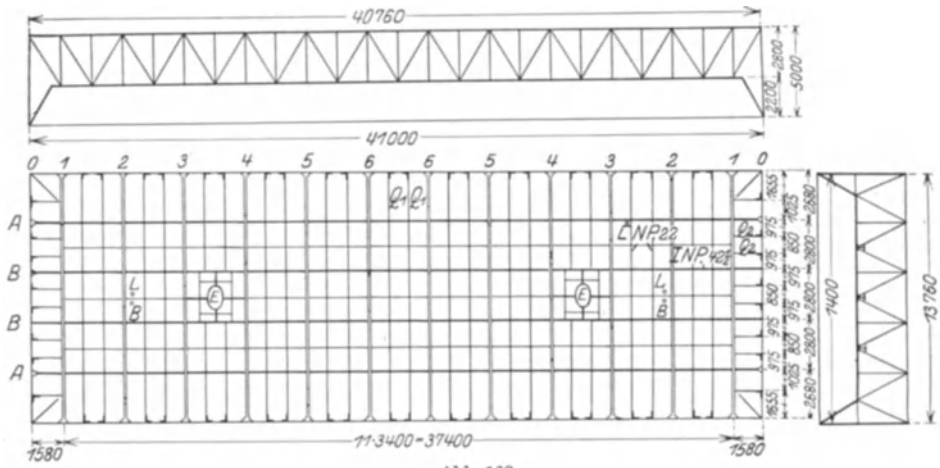


Abb. 163.

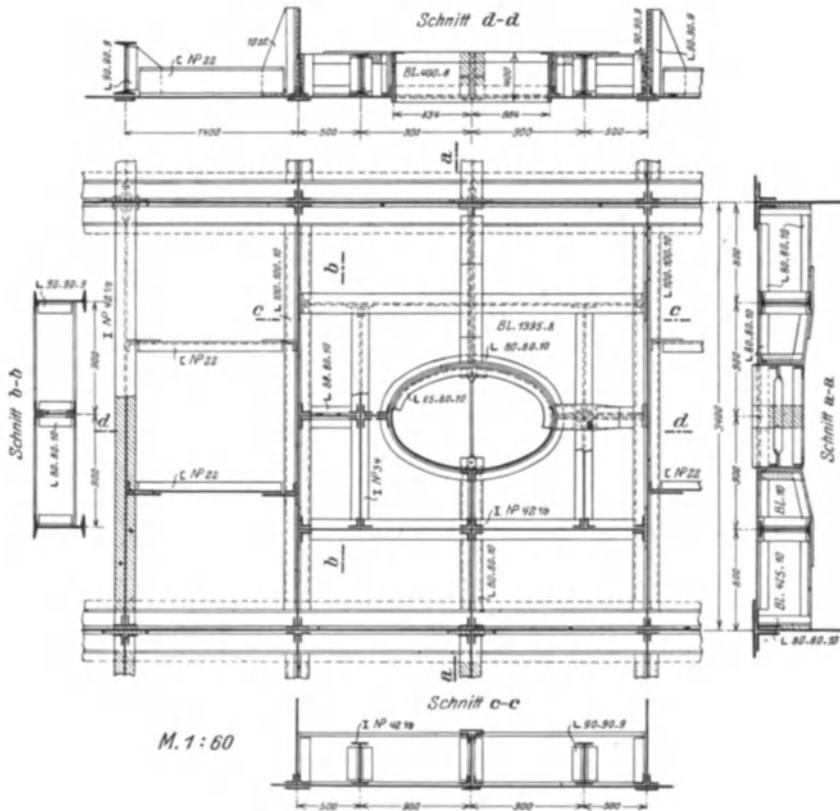


Abb. 164.

Abb. 163 und 164. Eisener Senkkästen für die Stromfeiler einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke in Duisburg-Ruhrort. (Nach Schaper, Z. f. Bauwesen 1911.)

kammer gelegt, wodurch die oben geschilderten Mißstände zwar vermieden werden, der Arbeitsbetrieb aber stark behindert wird. Transportgleise kann

man dabei auf die untere Gurtung legen und so frei durchführen. Der Zwickel zwischen der äußeren und der inneren Blechwand der Konsolen, die auch hier nicht unter 5 mm Stärke zu nehmen ist, wird bald möglichst sorgsamst ausbetoniert.

Die Berechnung der eisernen Querträger erfolgt bei beiden Konstruktionsarten, indem man den einzelnen Knotenpunkten unter Berücksichtigung des

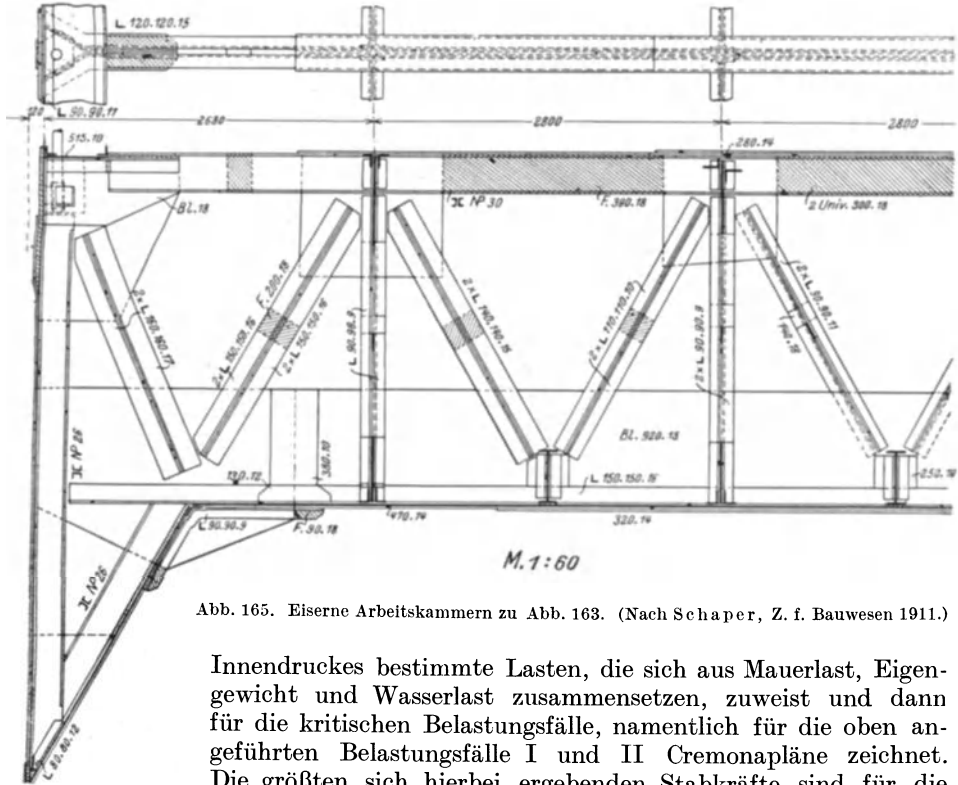


Abb. 165. Eiserne Arbeitskammern zu Abb. 163. (Nach Schaper, Z. f. Bauwesen 1911.)

Innendruckes bestimmte Lasten, die sich aus Mauerlast, Eigengewicht und Wasserlast zusammensetzen, zuweist und dann für die kritischen Belastungsfälle, namentlich für die oben angeführten Belastungsfälle I und II Cremonapläne zeichnet. Die größten sich hierbei ergebenden Stabkräfte sind für die Dimensionierung maßgebend.

Das besondere Auflasten, wie die Schachttrohre durch Zwischenkonstruktionen abgefangen und auf möglichst viele Knotenpunkte verteilt werden müssen, ist einleuchtend.

Das Umkleidungsblech der Arbeitskammer ist, wie schon erwähnt, nicht unter 5 mm, besser 6 bis 8 mm stark zu wählen. Dichtigkeit der Vernietung erreicht man in ausreichendem Maße, indem man alle Nähte und Niete mit Teer und Pech bestreicht, evtl. auch, wie im Behälterbau üblich, die Blechstöße durch eine leichte Kehlschweißung dichtet. Die horizontale Decke wird man bald möglichst mit einer dichtenden Mörtelschicht abdecken.

Senkkastenschnelle aus Eisen zu Abb. 164.

Eiserne Arbeitskammern werden angewandt bei unreinem Untergrund, sie sind aber auch dann am Platze, wenn es sich um sehr große Fundamente handelt, bei denen besonderes Gewicht darauf gelegt werden muß, daß sie einen einheitlichen Körper bilden. Ein Paar ganz gewaltige Kammern aus Eisen sind aus letzterem Grunde ausgeführt für die Gründung der Hängetürme einer 533 m weitgespannten Hängebrücke über den Delaware zwischen Philadelphia und Candem¹.

¹ Engg. News Rec. vom 4. Juni 1925.

Abb. 167 a zeigt den 12,20 m hohen, 43,6 · 21,20 großen Kasten vor der Absenkung und Abb. 167 b den Pfeiler nach seiner Vollendung.

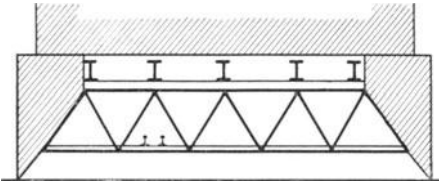


Abb. 166. Eiserne Arbeitskammer mit innenliegenden Deckenträgern. Prinzipskizze.

von 22 m lichtigem Durchmesser, dessen Sohle 23,50 unter Gelände und damit rd. 19 m unter dem gewöhnlichen Hochwasser der Elbe liegt. An die Sohle des Schachtes schließen sich die beiden Tunnelrohre. (Abb. 168).

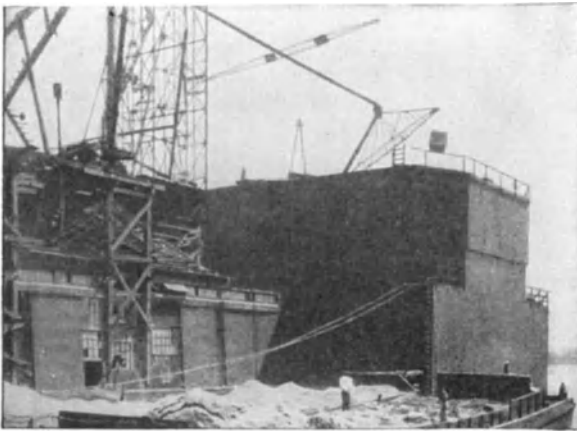


Abb. 167 a.

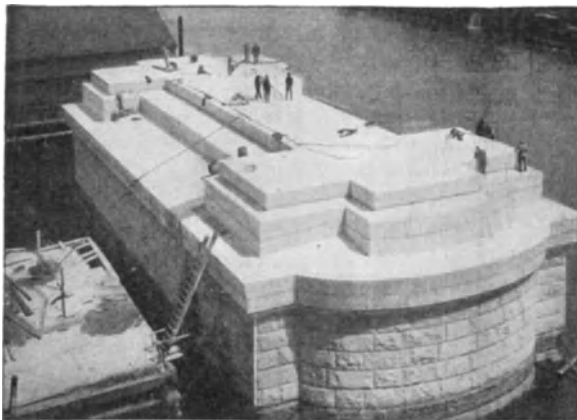


Abb. 167 b.

Abb. 167 a und b. Gründung der Pfeiler einer Hängebrücke über den Delaware mit eisernen Senkkästen. (Nach Bautechnik 1925.)

Als Übergangsform zwischen eisernen Kammern und solchen aus Eisenbeton kann man die beim Bau des Elbtunnels in Hamburg für den südlichen Fahrstuhlschacht benutzte Arbeitskammer ansehen, bei der die Seitenwände aus Eisenbeton, die Decke aber aus eisernen Trägern besteht.

Es handelte sich um einen Schacht

Der Boden an der Baustelle bestand aus Sand mit einer nach unten zunehmenden Korngröße. Stellenweise war dem Sand Ton beigemischt.

Die Bauarbeiten begannen damit, daß man in dem auf etwa + 9,20 Hamb. Null liegenden Gelände eine Baugrube bis zu dem auf etwa + 4,00 liegenden Grundwasserspiegel aus-hob. Alsdann wurde mit dem Bau des Schachtes in dieser Baugrube begonnen. Eine aus Stahlguß hergestellte keilförmige Senkkastenschneide (Abb. 169) wurde mit angenieteten Konsolen zusammengebaut und durch einen Trägerrost gespannt. Dieser Trägerrost besteht aus einander rechtwinklig kreuzenden Gitterträgern von 32 cm Höhe, die neben der Ver-spannung der Schacht-wände auch den Zweck ha-ben, die in der später ein-zubetonierenden Sohle des Schachtes entstehenden Zugspannungen aufzu-nehmen.

An die Schneide wurde als äußere Schachtwandung

ein genietetes und verstemmtes Blechmantel angenietet, der nach innen eine Isolierung durch einen Doppellage mit Goudron geklebter Leinwand erhielt. Innerhalb dieses Blechmantels wurde das eigentliche Schachtmauerwerk aus Beton mit Eiseneinlagen hergestellt. Die innere Form der Schachtwand wurde

dabei durch eine Schalung aus versetzbaren Teilen gebildet, die dem Hochbauen des Schachtes folgend nach Erhärtung der zuletzt erfolgten Betonierung versetzt wurde.

Während der untere Schachtteil betoniert wurde, wurde schon mit dem Erdaushub begonnen und dabei der Wasserandrang durch elektrisch betriebene Kreiselpumpen bewältigt. Unter + 1,0 wurde der Wasserandrang aber so heftig, daß man zur Druckluftgründung übergehen mußte. Etwa 10 m über der Schneide wurde deshalb zur Bildung einer Arbeitskammer ein Trägerrost mit daran-

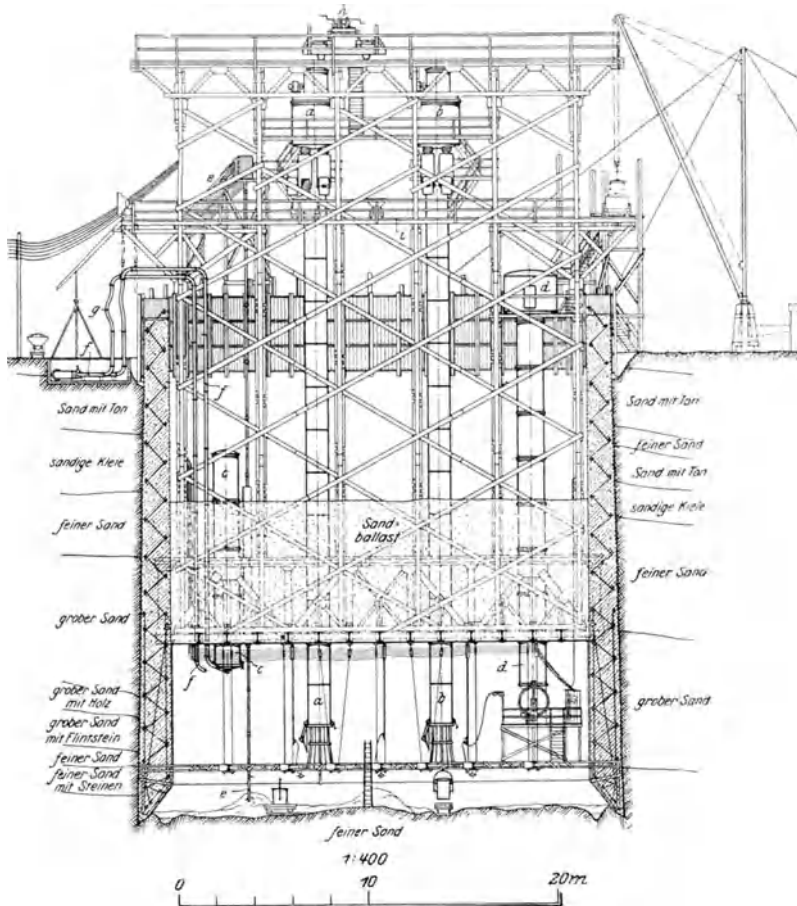


Abb. 168. Arbeitskammer des südlichen Tunnelschachtes für den Elbtunnel in Hamburg.
(Nach Stockhausen, Z. V. d. I. 1912.)

hängender Kammerdecke aus Eisenplatten eingebaut. Die Arbeitskammer mußte man so hoch wählen, um später von ihr aus die Tunnelrohre, deren Durchmesser 6 m beträgt, vortreiben zu können.

Die Deckenträger der Kammer hatten einen Luftdruck von 2,5 at auszuhalten. Durch aufgebrauchten Sandballast konnte nahezu die Hälfte hiervon ausbalanciert werden, es blieb aber immer noch eine überschießende Belastung von 13 t/m². Daher die starken Abmessungen dieser Träger.

Für den Verkehr zwischen Außenwelt und Senkkasten waren durch die Senkkastendecke vier Schleusenrohre durchgeführt, von denen die Schleuse *d* für den Personenverkehr, die Schleusen *a* und *b* für die Ausschleusung der abgegrabenen Erdmassen und die Schleuse *c* zum Ein- und Ausschleusen von Baustoffen

diente. Die Schleusenkammern befanden sich unmittelbar auf den Schleusenrohren. Die Personenschleuse (S. 377ff.) war durch eine eiserne Wendeltreppe mit dem Preßluftraum verbunden, und an den Schleusenköpfen der Materialschleusen waren je zwei Materialhosen angebracht. Gefördert wurde mit Kübeln, die an Stahlbändern hingen und durch eine elektrische Winde auf und nieder bewegt wurden.

Zum Halten der Schleusen und Rohre stand auf der Senkkastendecke ein Gerüst, das beim Einsinken und Höherbauen des Schachtes von Zeit zu Zeit erhöht wurde. Für die Verlängerung der Schleusenrohre war ein fahrbarer Kran vorhanden.

Die Druckluft wurde der Arbeitskammer durch zwei durch die Decke gehende Rohre, die mit Rückschlagventil versehen waren, zugeführt. Zur Beleuchtung dienten elektrische Glühlampen, zur Verständigung Fernsprecher; für den Fall, daß diese versagten, waren Klopfsignale verabredet.

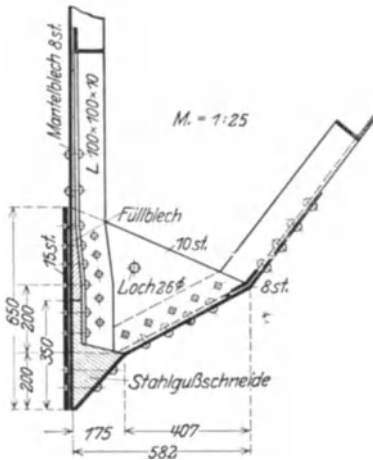


Abb. 169. Schneide des Senkkastens.

Während des Abteufens wurden feinkörnige Bodenarten auch durch eine Ausblaseleitung gefördert. Ein eisernes, durch die Decke geführtes Rohr endete außerhalb des Senkkastens auf dem Bauplatz in einer Auffangvorrichtung, während das untere in den Senkkasten reichende Ende etwas oberhalb des Erdbodens durch ein Ventil abgeschlossen wurde. Schaufelte man um dieses Rohrende den feinen Sand und öffnete das Ventil, so riß der Überdruck der Luft im Senkkasten bei der Ausströmung den Sand mit sich, so daß am oberen Rohrende ein dicker Strahl von Preßluft und Sand herauskam. Die Vorrichtung leistete etwa 6 bis 12 m³/Stunde je nach der Bodenart.

Arbeitskammern aus Eisenbeton.

Die Arbeitskammer aus Eisenbeton hat sich entwickelt aus der eisernen Kammer, und je nachdem, wie weit sie sich dieser nähert, ist mit einer mehr massiven oder einer mehr aufgelösten Form zu rechnen. Bei der am meisten aufgelösten Form überspannt die in sehr schlanken Abmessungen gehaltene Plattenhaut ein System von sich kreuzenden Rippen sowohl innen wie außen; die Stärke dieser Haut wird dadurch niedriggehalten, daß sie zwischen den einzelnen Rippen eingespannt wird. So ergibt sich eine leichte Konstruktion, die nicht nur Material spart, sondern vor allen Dingen auch ein niedriges Eigengewicht aufweist. Letzterer Umstand führte u. a. zur Verwendung einer weitest aufgelösten Eisenbetonkammer bei der Pfeilergründung für die Brücke Duisburg—Hochfeld. Zur schwimmenden Anlieferung der auf einer 35 km von der Baustelle entfernt liegenden Werft hergestellten Arbeitskammern standen nur etwa 2,5 m Wassertiefe zur Verfügung. Durch die Auflösung des Kammerkörpers und Verwendung von Leichtbeton gelang es, eine Schwimmtiefe von nur 2,3 m zu erreichen, und auch diese konnte noch durch Druckluft, die in die Kammern eingeblasen wurde, vermindert werden.

Kammern dieser Art werden nach den Grundsätzen des Eisenbetons berechnet und dimensioniert, und zwar sind bei eisernen Kammern angegebene Belastungsfälle in erster Linie zugrunde zu legen. Die Ausführung hat mit großer Sorgfalt zu erfolgen, denn eine einmal beschädigte Eisenbetonkammer ist nur schwer wieder herzustellen. Zur Ausführung sind deshalb auch nur im Eisenbeton ganz erfahrene Baufirmen heranzuziehen; schärfste Bauaufsicht ist unumgänglich nötig.

Eine der neuesten Gründungen mit Arbeitskammern aus Eisenbeton, die nach den geschilderten Grundsätzen durchgebildet sind, schildert Oberbaudirektor Sperber¹. Es handelt sich um die sog. Freihafenelbbrücke bei Hamburg, eine zweietagige eiserne Brücke, die die Elbe in drei Öffnungen von je 100 m überschreitet, bei der also zwei Strompfeiler und zwei Landwiderlager vorhanden sind. Für die Art der Pfeilergründung war ausschlaggebend die Nähe einer Eisenbahnbrücke, die den Elbstrom in nur 28,5 m Achsabstand von der neuen Brücke kreuzt, die auf Holzpählen fundiert ist und die auf keinen Fall gefährdet werden durfte. Nach den Ergebnissen der Bodenuntersuchung zeigt die Flußsohle an der Baustelle durchweg tragfähigen Sand, der in seinen oberen Schichten teilweise durch Holz und Tonteilchen verunreinigt ist, während er in tieferen Schichten in groben Kies übergeht. Deutlich von diesem Allgemeinbild unterschieden ist das Südufer, das den Übergang des sandigen Flußbettes in die alluviale Marsch erkennen läßt.

Entscheidend war für die Wahl der Gründungsart schließlich noch die Höhe der Flußsohle, die heute auf — 1,00 Hamburger Null liegt, deren Vertiefung auf — 5,00, also um 4 m, aber vorgesehen ist.

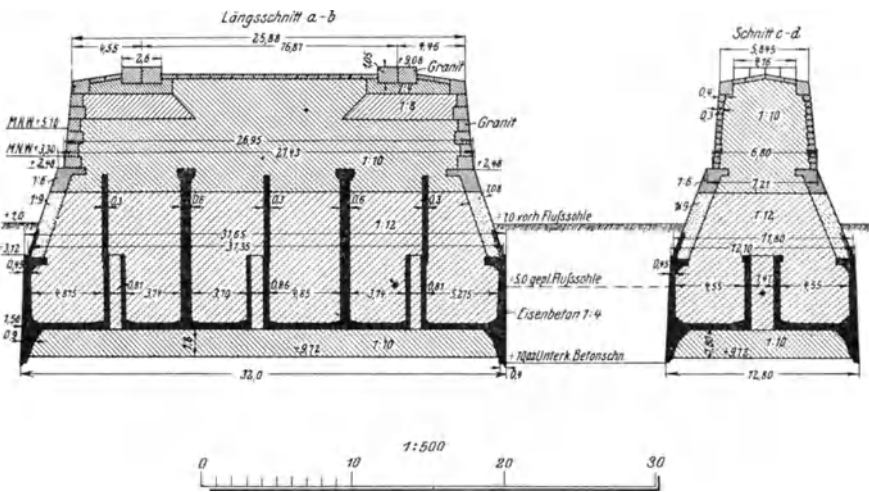


Abb. 170. Arbeitskammer aus Eisenbeton, verwendet für Gründung der Strompfeiler der Freihafenelbbrücke in Hamburg. (Nach Sperber, Bautechnik 1924.)

Unter diesen Umständen entschloß man sich zur Luftdruckgründung sowohl der Strompfeiler wie auch der Landwiderlager. Die Grundrißabmessungen sind dabei so gewählt, daß größere Bodendrucke als 3,70 kg/cm² nicht vorkommen. Zur Durchführung der Strompfeilergründungen wurden auf den Helgen einer Schiffswerft Eisenbetontröge von 32 m Länge, 12,80 m Breite und 7,0 m Höhe gebaut, deren unterer Teil zu einer Arbeitskammer von 7,20 m lichter Höhe ausgebildet wurde. Diese Kammer hatte eine Eisenbetondecke von 35 cm Stärke, in der für den Luftschleusenbetrieb Öffnungen ausgespart waren, von denen die beiden seitlich mit einer Breite von 81 cm und einer Länge von 139 cm für Materialschleusen, die mittlere mit einer Breite von 85 cm und 147 cm Länge für die Personenschleuse dienten und als Schächte bis zu den auf + 3,00 H.N. montierten eisernen Luftschleusen hochgeführt wurden (Abb. 170). Auf der Betondecke ruhen außerdem noch Eisenbetonträger und Querwände zur Aussteifung des gesamten Strompfeilers und zur Übertragung der Kammerdeckenlasten auf die als Stücklager wirkenden Außenwände.

¹ Bautechnik 1924, S. 289 ff.

Diese Tröge wurden schwimmend an Ort und Stelle gebracht und ohne Schwierigkeiten auf der vorher geebneten Flußsohle abgesetzt (Abb. 171—172).

Die statische Berechnung der Arbeitskammern ist unter Zugrundelegung nachstehender Überlegungen ausgeführt:



Abb. 171. Aufsicht auf den Schwimmkasten. Zu Abb. 170.

a) Wände: Die Wände der Arbeitskammer bilden einen Kragträger, der in die Kammerdecke eingespannt ist und dementsprechend berechnet ist. Belastungsfall I: Wasserstand + 6,00, Lage der Schneide — 1,40, Kammerwände leer und

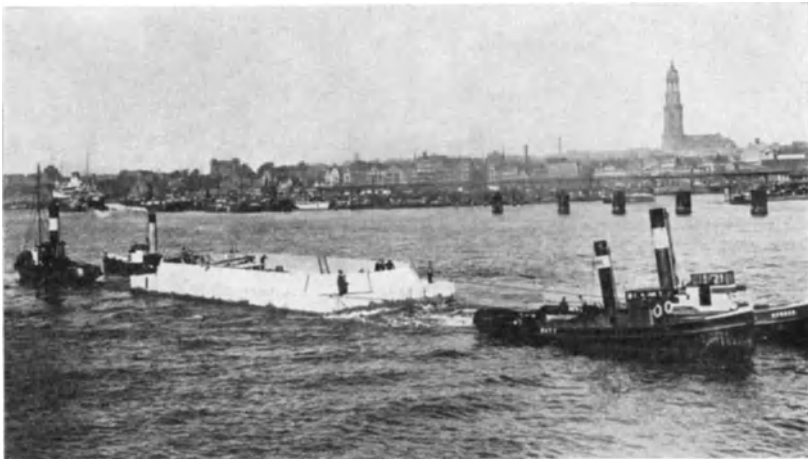


Abb. 172. Transport des Schwimmkastens durch den Hamburger Hafen.

ohne Innendruck. Belastungsfall II: Schneide — 10,00, äußerer Erd- (!) und Wasserdruck, innerer Luftdruck. Belastungsfall III wie II, dazu die Luft aus der Kammer entwichen.

b) Kammerdecke: Der größte von oben nach unten gerichtete Druck tritt auf, wenn der Füllbeton eingebracht wird. Bei dem angenommenen Arbeits-

fortschritt von 210 m^3 ist die unterste Schicht von 60 cm erhärtet, wenn die dritte Schicht eingebracht wird, so daß nur mit einer ungünstigsten Schütthöhe von 2 m gerechnet zu werden braucht. Da allseitige Einspannung des Deckenkörpers und infolge der Kreuzbewehrung eine Plattenwirkung vorliegt, ist die Decke als eingespannte Platte berechnet.

c) Stützwände oberhalb der Kammer. Sie haben, wie schon erwähnt, die Deckenlasten aufzunehmen und auf die Außenwände zu übertragen. Berechnung als Träger auf zwei Stützen mit gleichmäßiger Belastung.

Die Konstruktion der beiden Landwiderlager weicht wesentlich von derjenigen der Strompfeiler ab. Bei der geringeren Belastung durch die Überbauten konnte auf einen zusammenhängenden Senkkasten verzichtet werden und eine Zerlegung in zwei kleine, gesondert stehende Senkkästen vorgenommen werden.



Abb. 173. Baustelle eines Strompfeilers. Zu Abb. 170.

Die beiden getrennten Kästen sind dann durch einen eisenbewehrten, 80 cm starken Eisenbetonbalken verbunden, auf dem der zur Fertigstellung des Widerlagers erforderliche Schüttnbeton ruht. Zwischen den beiden Gründungshälften schließt eine Eisenbetonspundwand das hinterliegende Erdreich ab (Abb. 174).

In ganz ähnlicher Weise sind unter Benutzung von Arbeitskammern aus Eisenbeton die sechs Strompfeiler und die beiden Landwiderlager einer rd. 340 m langen eingleisigen Eisenbahnbrücke über die Ems bei Weener gegründet (Abb. 175). Die Achse der neuen Brücke liegt hier nur 16,50 oberhalb einer vorhandenen, auf Brunnen gegründeten Eisenbetonbrücke, die während des Neubaus in Betrieb zu halten war. Man entschloß sich daher auch hier, um jegliche Gefährdung der vorhandenen Brücke zu vermeiden, zu einer Luftdruckgründung, nachdem eine Vergleichsrechnung gezeigt hatte, daß eine solche nicht wesentlich teurer war als eine Gründung auf offenen Brunnen. Bei Brunnen hatte man zu fürchten, daß bei den Baggerungen für das Versenken der durch Bohrungen festgestellte Schlamm sand in so großen Mengen in den Brunnen einströmte, daß die Pfeiler der alten Brücke gefährdet würden, bei Druckluftgründung war diese Gefahr vermieden.

Für die Bodenpressung wurde mit Rücksicht auf die bedeutende Gründungstiefe 5,5 bis 5,7 kg/cm² zugelassen. Hiernach und unter Zugrundelegung des Lastenzuges N sind die Abmessungen der für die Ausführung gewählten Arbeitskammern aus Eisenbeton gewählt.

Die Kammern wurden an Ort und Stelle hergestellt, wobei für die Pfeiler im Vorlande zunächst durch Sandaufschüttungen kleine Inseln geschaffen wurden. Auch bei den Pfeilern im Strom wurden derartige Inseln hergestellt, die aber durch eingerammte, nach außen durch hölzerne Pfähle abgestützte Larssenwände eingefasst werden mußten. Diese Bauweise war notwendig, weil wegen der alten Brücke nicht genügend Platz für Absenkgerüste vorhanden war. Da überdies die neuen Pfeiler bis nahe an die Strompfeiler der bestehenden Brücke heranrückten, mußten letztere gegen Unterspülung gesichert werden, und dies um so mehr, weil die Gründungssohle der neuen Pfeiler um 5 m tiefer lag, als die der alten Pfeiler. Diesem Schutz dienten gleichfalls die erwähnten Larssenwände, die bis zur Tiefe der neuen Pfeilersohle hinabreichten. Nach Fertigstellung wurden Schüttungen und Spundwände wieder beseitigt.

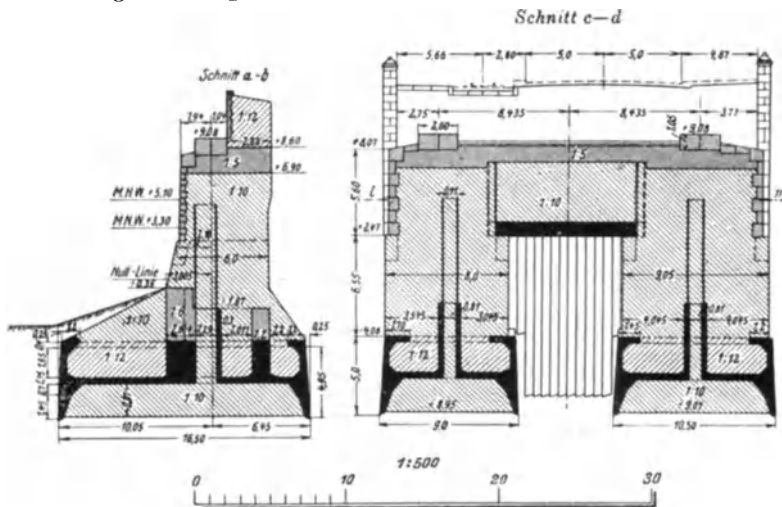


Abb. 174. Landpfeiler der Freihafen-Elbbrücke in Hamburg. (Nach Sperber, Bautechnik 1924.)

Die Schneide der Kammer besteht aus I N 26 , deren innerer unterer Rand abgefräst ist, damit der verbleibende äußere untere Flauch die gewünschte scharfe Kante bildet. In die Schneide greifen die Bewehrungen der Kammer ein. Der Beton der Kammer wurde im Mischungsverhältnis 1 : 2 : 3 hergestellt, und zwar wurde der hochwertige Doppelzement der Firma Dyckerhoff & Söhne verwendet, wodurch erreicht wurde, daß die Kammer bereits nach 4 Tagen ausgeschalt und nach weiteren 8 Tagen abgesenkt werden konnte. Die Kammern erhielten innen und außen einen doppelten Anstrich mit Preolith, um die Dichtigkeit des Betons gegen Wasserdruck zu erhöhen und um den Beton auch späterhin gegen Einwirkungen des Fluß- und Grundwassers zu schützen. Zur weiteren Sicherheit gegen solche Einwirkungen wurde vor der Ausbetonierung der Kästen eine Sohle aus 5 Klinkerschichten, von denen zwei Schichten als Rollschichten hergestellt waren, eingebracht.

Für jedes Widerlager und ebenso für jeden Pfeiler wurde eine Luftschleuse verwendet, die über der Mitte der Kammer angeordnet und an einem hölzernen Kran aufgehängt war.

Die Hochführung der Pfeiler erfolgte durch einen 2 bis $2\frac{1}{2}$ Stein starken Mantel aus Klinkern, dessen Innenraum mit Beton 1 : 4 : 4 ausgefüllt wurde.

Die vorgefundenen Bodenschichten entsprachen ziemlich genau den Ergebnissen der Probebohrungen. Mit dem Absenken wurde aufgehört, sobald sich in dem feinen Sande keine Einlagen von Klei oder Moor mehr vorfanden; es wurden Gründungstiefen zwischen $-12,5$ NN und $-15,5$ NN erreicht.

Die Ausführung lag auch hier in den Händen der Firma Dyckerhoff & Widmann.

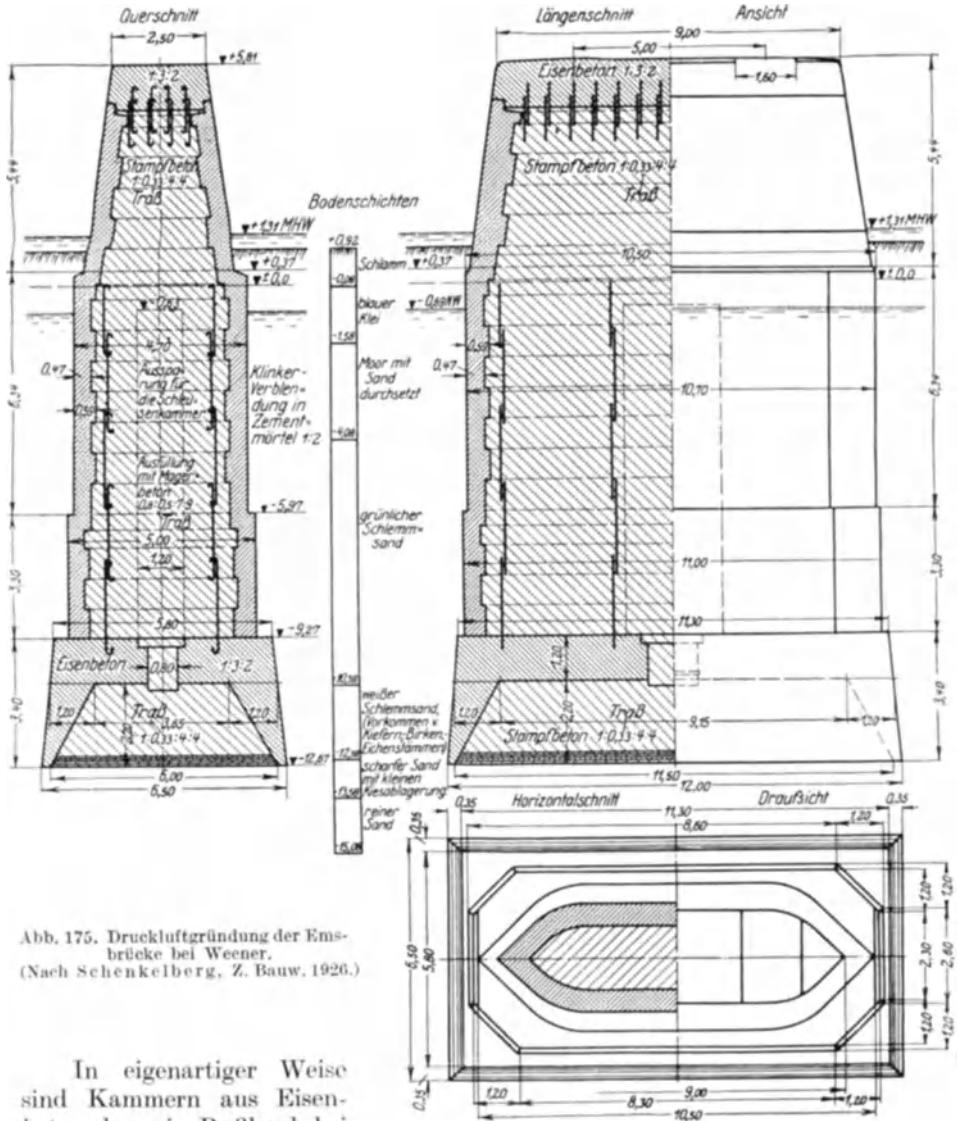


Abb. 175. Druckluftgründung der Embrücke bei Weener. (Nach Schenkelberg, Z. Bauw. 1926.)

In eigenartiger Weise sind Kammern aus Eisenbeton dann in Rußland bei der Luftdruckgründung eines festen Überfallwehres von 210 m Länge in dem zwischen steilen Ufern fließenden Flusse Wolchow verwendet (Lit. Nr. II, 6). Es wurden in einer Reihe dicht an dicht liegende Eisenbetonsenkästen, die mit 50 cm Verzahnung ineinander griffen, abgesenkt. Dann wurde auf jedem zweiten Kasten der eigentliche Wehrkörper aufgeführt, so daß einzelne Pfeiler entstanden. Nach Errichtung der Pfeiler wurden im zweiten Jahre die zwischen ihnen verbliebenen Öffnungen gruppenweise durch eiserne Schützen vom Ober- und Unter-

wasser abgesperrt, wodurch der Ausbau der Zwischenelemente unter Wasserhaltung ermöglicht ist.

Der Bau der Eisenbetonkammern am Ort ihrer Absenkung auf festen Gerüsten oder auf Anschüttungen war wegen der vorhandenen starken Strömung ausgeschlossen. Ebenso ausgeschlossen erschien aber wegen der vorhandenen geringen Wassertiefe (1,6 bis 2,5 m) die Ausbildung von schwimmenden Kästen sowie ihr Stapellauf von einem am Ufer errichteten Helling. Somit ergab sich als einzige Lösung der Bau der Caissons auf einer im ruhigen und genügend tiefen Wasser errichteten festen Baubühne. Die fertigen Caissons mußten dann durch ein von zwei Pontons getragenes hölzernes Portalgerüst von der Bühne abgehoben und schwebend zu ihrem Verwendungsplatz gefahren werden. Das Gerüst hatte dabei eine Nutzlast von 400 t zu tragen.

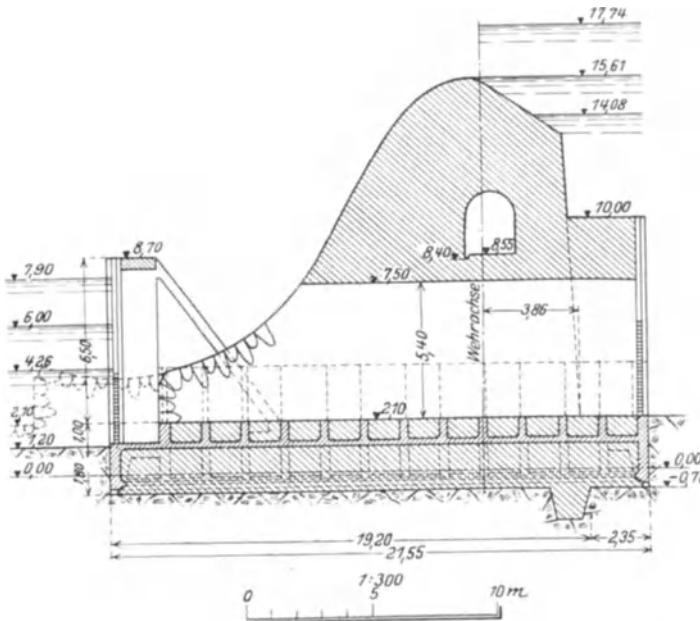


Abb. 176. Druckluftgründung eines Wehres im Wolchow-Fluß.
(Nach Laupmann, Beton und Eisen 1925.)

Oberkante dagegen in die Flußsohle auf $+2,10$, es ergab sich also eine Konstruktionshöhe von nur 2,80 m. Zur Sicherheit des Wehres gegen Unterspülung war ein bis $-2,00$ herunterreichender Zahn längs der Oberkante angeordnet.

Der eigentliche Caisson bildete nun einen offenen Kasten von den angegebenen Abmessungen und nur 1,80 m lichter Höhe und 1,00 m Konstruktionshöhe. Ihre Decke wird gebildet durch eine 13 cm starke Eisenbetonplatte, deren Tragkonstruktion aus Eisenbetonträgern über der Decke liegen. Die in Abständen von 1,6 m liegenden Querträger stützen sich auf die Längswände (Abb. 176 und 177). Auf die Arbeitskammern setzt sich ein Eisenbetonschutzmantel auf, dessen Höhe zu 2,20 m angenommen wurde und damit genügend Sicherheit gegen Überflutung während der Aufstellungszeit bot. Die Seitenwände des Mantels werden von senkrechten Rippen gestützt, welche in die Querbalken eingespannt sind.

Die schwerste Beanspruchung des Senkkastens entstand während seiner Aufstellung. Der Untergrund konnte bei dem vorhandenen Felsboden trotz Taucherarbeit nicht vollkommen eingeebnet werden, der Caisson mußte daher auf unebenem, festen Boden abgesetzt werden, wobei die Stützfläche unter der Schneide nur unter Druckluft ausgeglichen werden konnte. Damit aber der Caisson beim

Die einzelnen Senkkästen erhielten in der Richtung des Flusses der Wehrbreite entsprechend eine Länge von 21,55 m und eine Breite quer zum Fluß von 7,0 m. Der Fußboden an der Baustelle bestand aus wachrecht geschichtetem Kalkstein. Die oberste, nicht zuverlässige Schicht war vom Caisson zu durchschneiden, ein weiteres Absenken jedoch möglichst zu vermeiden. Für die Ausführung wurde die Kastensole auf $-0,70$ gelegt, die

Aufpumpen sich nicht vom Boden abhebt, mußte er vor dem Aufstellen der Schleusen entsprechend mit Mauerwerk belastet werden. Beim weiteren Absenken konnte bei sachgemäßer Führung des Erdaushubes stets eine einigermaßen gleichmäßige Abstützung der Schneide erwartet werden, so daß dieses Baustadium trotz der bei weitem größeren Belastung für die Gesamtfestigkeit des Caisson weniger gefährlich war als das Absetzen auf dem unebenen Boden.

Ein weiteres Beispiel für die Verwendung von Luftdruckgründungen bei Wehrbauten ist der Bau des Isarwehres in Oberföhring durch die Firma Dyckerhoff & Widmann (Niederlassung München). Das Stauwerk Oberföhring vermittelt den Einlauf des Isarwassers in einen Werkkanal des Bayernwerkes, es staut den Mittelwasserspiegel der Isar um 4,45 m. Der Untergrund der Baustelle gehört geologisch der Tertiärformation an; unter geringer Überlagerung von Kies



Abb. 177. Transport der Senkkästen für Abb. 176. (Nach Laupmann, Beton und Eisen 1925.)

steht sog. Flinz an, der mit lettigen und nagelfluhartigen Schichten durchsetzt ist. Um nun den Bestand des Wehrkörpers gegen Unterspülung infolge des über 5 m betragenden Überdruckes zwischen O.W. und N.W. zu sichern, hat man quer zur Flußachse längs der oberen Begrenzung des Wehrkörpers eine 102 m lange Wand aus Druckluftkästen bis auf die undurchlässige Lettenschicht hinabgeführt. Sie ist für die Ausführung in 4 Abschnitte geteilt, entsprechend der für die freizulassende Durchflußöffnung notwendigen Baugrubeneinteilung. Die vier Kästen werden je 4 m breit und 18, 23, 28 und 33 m lang, also ganz außergewöhnlich schlank (Abb. 178). Sie sind im Schutze einer die Baustelle umschließenden Larssenwand an Ort und Stelle hergestellt. Der Arbeitsraum in ihrem Innern ist im lichten nur 3,50 m breit und 2 m hoch und steht mit seinen aus I-Eisen NP 26 gebildeten Schneiden auf dem Boden auf.

Die Schleusen, von denen zwei für jeden Senkkasten eingebaut waren, bestanden aus einem stehenden Zylinder von 7,5 m³ Inhalt und einer Vorkammer von etwa 2,5 m³, sie dienten sowohl der Personen- wie auch der Materialbeförderung. An den Hauptraum waren Materialhosen angeschlossen.

Zum Aufbau und Höhersetzen der Schleusen dienten hölzerne Portalkräne. Für den Kraftbedarf hatte man trotz zweier getrennter Stromnetze zur Aushilfe

noch eine Lokomobile aufgestellt. Als Antriebsmaschine diente neben der erwähnten Lokomobile ein Drehstrommotor für 380 Volt und 75 PS. Die Kraft beider Maschinen wurde mit Treibriemen auf zwei Transmissionen übertragen, die durch lösbare Kuppelung getrennt oder verbunden werden konnten. Von diesen Transmissionen aber wurden wiederum durch Treibriemen zwei Kompressoren angetrieben. Da aber in der Regel nur eine Arbeitsmaschine und ein Kompressor zur Erzeugung der erforderlichen Druckluft in Betrieb zu sein brauchte, konnte durch die beschriebene Anordnung jede Antriebsmaschine oder auch beide zusammen mit jedem Kompressor oder auch mit beiden gleichzeitig in Betrieb ge-

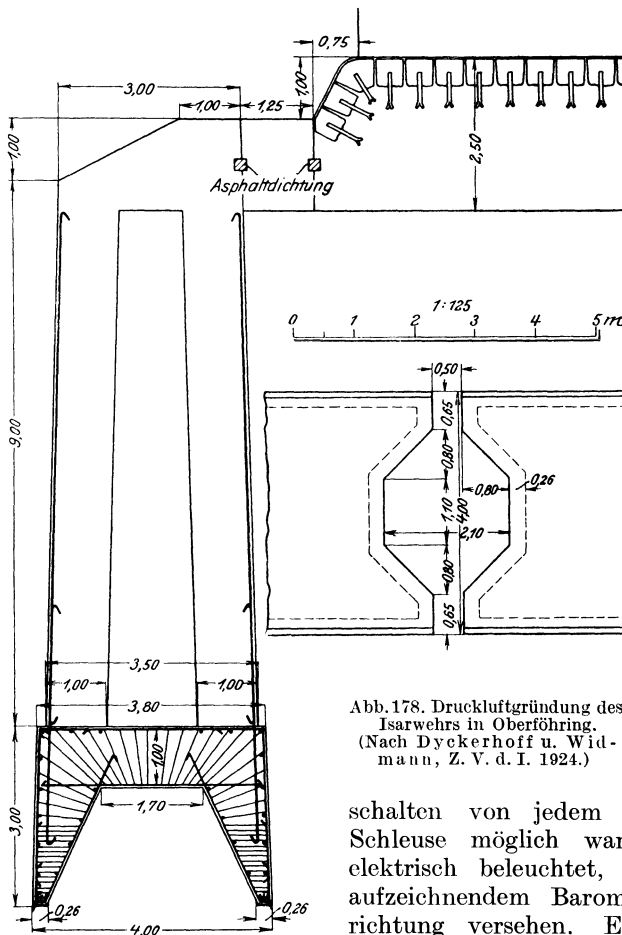


Abb. 178. Druckluftgründung des Isarwehrs in Oberföhring. (Nach Dyckerhoff u. Widmann, Z. V. d. I. 1924.)

nommen werden. Zwischen die Kompressoren und die zu dem Senk- kasten führende Luft- leitung war je ein Wind- kessel zur Schaffung eines Druckausgleiches eingeschaltet.

Die vom Windkessel zu den Schleusen füh- rende Luftleitung be- stand aus schmiedeeisernen Rohren von 100 mm Durchmesser. In dieser Leitung waren zur Rei- nigung der Druckluft Öl- und Wasserabscheiden eingebaut, auch wurde die vom Kompressor angesaugte Luft schon durch vorgeschaltete Luftfilter gereinigt. Die beiden Windkessel wa- ren durch eine Ringrohr- leitung so verbunden, daß mittels eingeschalteter Absperrventile ein wechselseitiges Um-

schalten von jedem Windkessel nach jeder Schleuse möglich war. Der Arbeitsraum war elektrisch beleuchtet, mit Thermometer, selbst- aufzeichnendem Barometer und Fernsprechein- richtung versehen. Eine Krankenschleuse war vorhanden.

Die zwischen den vier versenkten Mauerstücken vorhandene Fuge mußte besonders gedichtet werden. Dies geschah bei der ersten Fuge mittels einer Taucherglocke. Diese, aus Eisenblech bestehend, hatte einen kreisrunden Quer- schnitt und eine Höhe von 2 m; der Durchmesser war so bemessen, daß zwischen der Glocke und den Umschließungswänden der Fuge noch ein Zwischenraum von 20 cm verblieb. Der 50 cm große Abstand zwischen den beiden aneinander stoßen- den Mauerstücken war mit Larssenwänden abgespundet, um ein Nachrutschen des umgebenden Erdreiches beim Ausheben der Fuge zu vermeiden. Beim Versenken der Taucherglocke zeigte es sich jedoch, daß der außerhalb der Taucherglocke anstehende Flnz durch die aus ihr entweichende Luft ganz außergewöhnlich stark angegriffen und zerstört wurde. Festgebliebene Flnzteile setzten sich, nachdem

dieser einmal in Bewegung gekommen, zwischen der Fugenwand und der Taucherglocke fest, und es bedurfte oft außerordentlich mühseliger Arbeit, bis die Taucherglocke wieder freigemacht und beseitigt werden konnte. Auf Grund dieser mit der Taucherglocke gemachten Erfahrungen wurden die beiden übrigen Fugen, die dieselbe Form hatten wie die erste, als offene Baugruben behandelt und gedichtet.

Gewölbte Kammerdecke.

Von der bisher beschriebenen Ausbildung der Kammerdecke als Rippenbalken aus Eisenbeton weicht stark ab eine von der Firma Dyckerhoff und Widmann beim Bau der Oderbrücken in Greifenhagen gewählte Bauart, bei der die innere Kammerhaut als Eisenbetongewölbe ausgebildet und in sich steif ist. Beim Versenken, bevor größere Kräfte auftreten, wird das dünne Gewölbe durch die ersten Schichten des Betons zweckentsprechend verstärkt und entlastet, so daß mit einer sehr dünnen Schale auszukommen ist. Für die statische Untersuchung ist das Gewölbe als Dreigelenkbogen betrachtet und in der üblichen Weise mit Hilfe der Stützlinien dimensioniert. Es sind folgende vier Fälle untersucht:

I.	}	Caisson vor der Versenkung,
II.		Aufhängung des Caissons an den Spindeln,
III.		Abgesenkt bis — 4,0,
IV.		„ „ — 6,0,
V.		„ „ — 10.

Der Baugrund für die bis — 10 NN, d. h. 4 m unter die Ausbausohle der Oder abzusenken den Strompfeiler bestand aus wechselnden Schichten aus Sand und Klei, die mit Steinen durchsetzt waren. Darunter stand Kreide an. Der unklare Baugrund führte zur Luftdruckgründung. Die durch ein Eisengerippe bewehrte Arbeitskammer besteht aus einer der Pfeilerform entsprechenden Wand von 20 bis 30 cm Stärke und 3 m Höhe und einem dazwischengespannten, vorn und hinten mit Viertelkugeln abgeschlossenen Tonnengewölbe. Beide Teile ruhen auf einer festen aus \square -Eisen und Winkeln gebildeten, ringsherumlaufenden Eisenschneide von 22 cm Auflagerbreite. Der zwickelförmige Vereinigungskörper von Wand und Gewölbe bildet einen starken Balken, der gegen Kräfte von unten und gegen den Gewölbeschub sehr aussteifend wirkt. (Abb. 179 und 180.)

Das Tonnengewölbe ist im Scheitel 10, an den Kämpfern 15 cm stark und mit kreuzweise strahlenförmigen Rundeisen von 12 cm Durchmesser an der Innenseite armiert; in den Scheitel des Gewölbes ist der Schleusenschacht mit besonderen quer- und längsgelegten Eisen eingelassen. An die Oberkante der Arbeitskammer schließt sich, der Pfeilerform angepaßt, eine 10 bis 15 cm starke Eisenbetonschale, die die Möglichkeit gibt, den Arbeitskasten bis etwa 4,0 m unter Wasser abzulassen und dabei den von der Außenhaut umschlossenen Raum dem Auftrieb entsprechend mit Magerbeton im Trockenen auszufüllen. Die Versenkung erfolgte vom festen Gerüst aus an Spindeln, sie ging ohne Unfall vonstatten. Herstellung des Senkkastens einschließlich Schalung und Eisengerüste 3 Wochen, Erhärtung bis zum Anhängen an die Spindeln noch 4 Wochen. Während dieser Zeit wurde die Betriebs- und Schleuseneinrichtung eingebaut.

Die Arbeitskammer hat sich trotz der leichten Bauart als sehr widerstandsfähig, dicht und leicht gezeit, der Raum unter dem Gewölbe bot trotz dreier Querverbände einen angenehmen und bequemen Arbeitsraum, er ließ sich nach Beendigung des Versenkens leicht mit Magerbeton füllen.

Die Schleuse, die auf 4 at geprüft war, enthielt neben einem Raum für fünf Personen einen Arbeitsraum mit elektrischem Förderwerk zum Heben und Ablassen zweier Arbeitskübel und zwei Arbeitshosen zur Ausschleusung des Bodens.

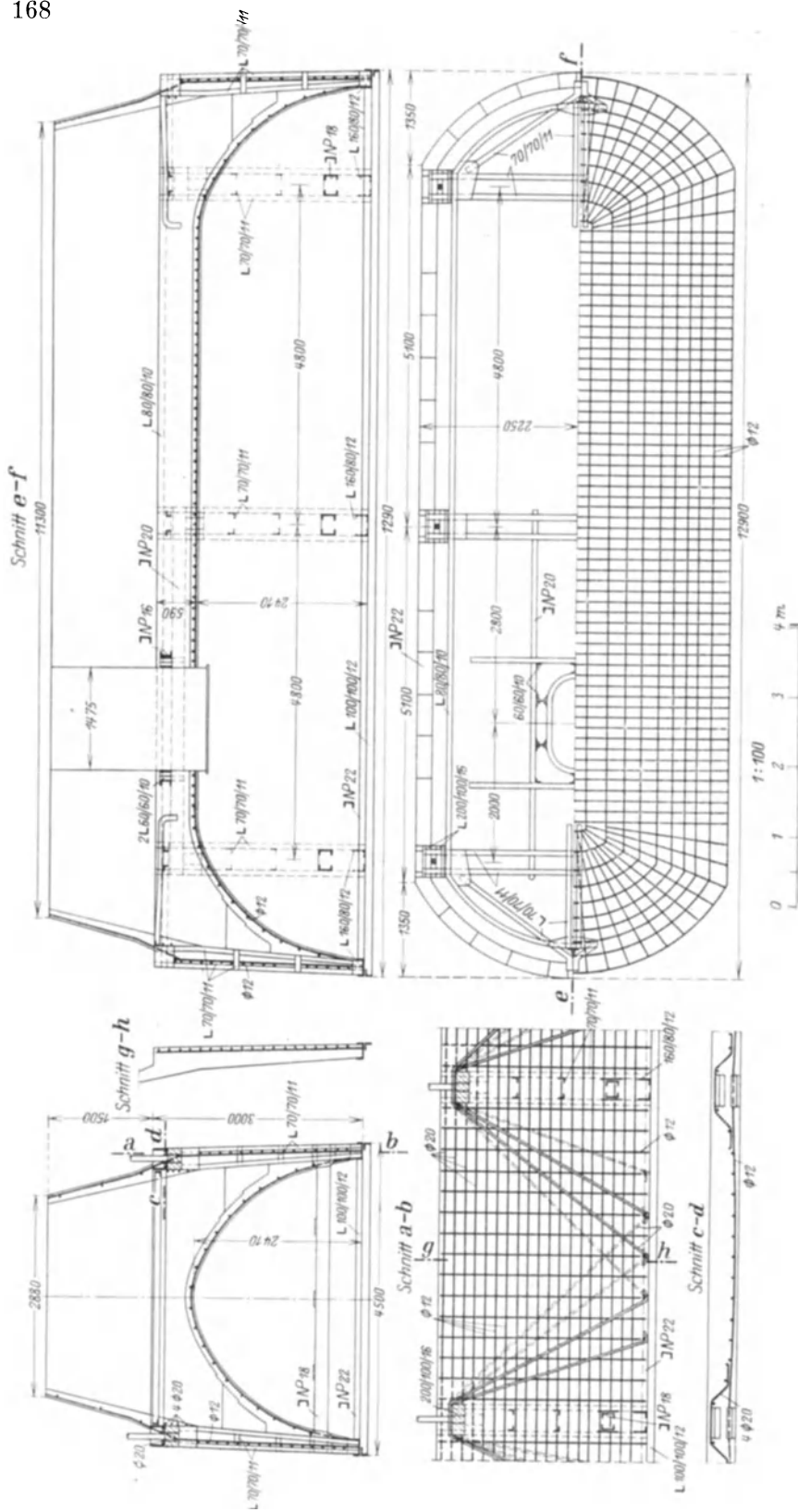


Abb. 179. Arbeitskammer mit gewölbter Eisenbetondecke, Oberbrücke in Greifenhagen.

Die aus dem Freien angesaugte Luft wurde von den Kompressoren aus in zwei Leitungen durch einen Windkessel und über das Versenkgerüst hinweg der Arbeitskammer in einer Menge von 20 m³/Std. und Mann zugeführt. Von den mit Rückschlagventil versehenen Einführungsrohren in der Decke durchströmte sie den ganzen Raum und entwich im Untergrund unter der Schneide durch das Wasser wieder nach oben.

Für die Erzeugung der Preßluft, für die elektrische Beleuchtung, für den Antrieb der Bodenförderung und der Kranwinde war eine Maschinenanlage mit

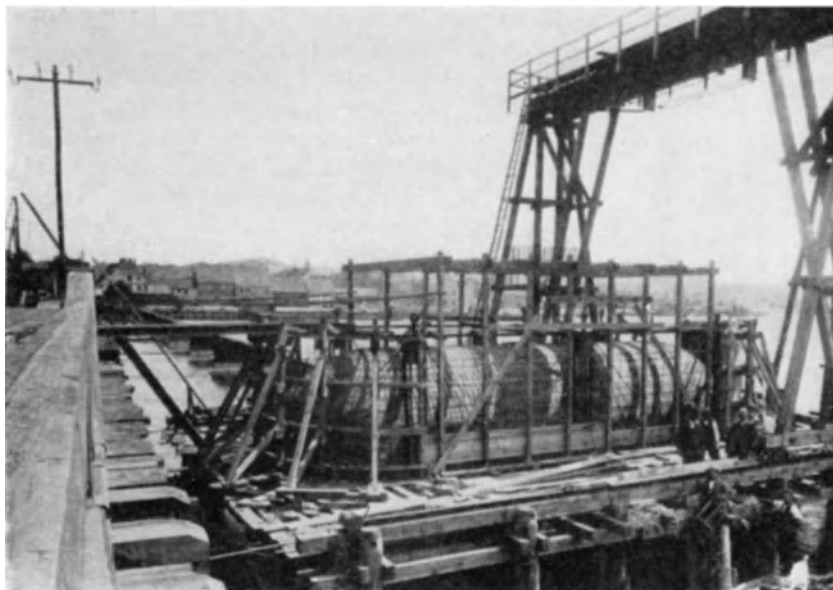


Abb. 180. Lichtbild zu Abb. 179.

Lokomobile, Kompressoren, Dynamomaschine und Zubehör auf einem Pramen neben dem Versenkgerüst eingerichtet. Alle Maschinen waren zur Sicherheit doppelt vorhanden.

Die Versenkanlagen.

Alle für eine Druckluftgründung nötigen Betriebsanlagen maschineller Art haben wir, der Zweiteilung dieses Buches entsprechend, dem maschinentechnischen Buchabschnitt zugewiesen. Dort findet man auch das Nötige über die Luftschleusen und ihren Zubehör. Sache des Bauingenieurs aber bleibt es, die Anlagen für das Versenken der Kammer, soweit sie nicht rein maschineller Art sind, zu beschaffen und zu bedienen.

Man unterscheidet drei Arten der Versenkung:

1. Versenken von einem festen Gerüst (Beispiel: Greifenhagen).
2. Versenken von einer natürlichen oder künstlichen Ausschüttung (Beispiel Emsbrücke bei Wehner, Elbtunnel Hamburg).
3. Freie Versenkung schwimmend herangebrachter Arbeitskammern. (Beispiel: Elbbrücke, Wolchowwehr, Brücke Duisburg—Hochfeld).

Das Versenken von einem festen Gerüst aus ist das gebräuchlichste Verfahren; die Abbildung 181 zeigt ein solches Gerüst mit kleineren Abmessungen, das beim Bau der Elbbrücke in Dömitz gebraucht ist und das wir dem Grundbau von Brennecke entnehmen. Hier finden wir auf der obersten Plattform einen Portalkran, der zum Versetzen der Schleusen und anderer schwerer

Gegenstände dicht. Eine Fortbildung dieser Bauart finden wir in der nachstehenden Prinzipskizze des Versenkgerüsts von Greifenhagen. Bemerkenswerterweise ist hier die Laufbahn des Portalkrans auf die untere Plattform gelegt, um die obere Plattform für das Abspindeln der Kammern möglichst freizuhalten. Durch Schrägstellung der Pfähle ist für genügende Seitensteifigkeit gesorgt (Abb. 183 und 184).

Ein sehr lehrreiches Modell einer Versenkungsanlage für Druckluftgründungen hat die Firma Grün & Bilfinger dem deutschen Museum in München geschenkt (Abb. 182).

Der Vorgang des Versenkens von einem festen Gerüst aus ist nun folgender:

Auf der unteren Plattform, die wir bei allen Gerüsten wiederfinden, wird der Senkkasten, gleichgültig ob er aus Eisen oder Eisenbeton ist, hergestellt. Danach wird er an den Spindeln aufgehängt und so weit angehoben, daß die Plattform

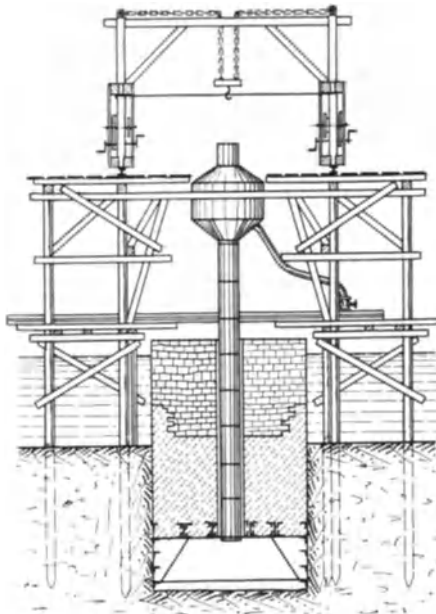


Abb. 181. Versenkgerüst der Dömitzer Elbbrücke.
(Nach Brennecke.)

beseitigt werden kann. Ist das geschehen, so beginnt das Abspindeln, das so lange fortgesetzt wird, bis die Kammer auf dem Erdboden fest aufsteht. Die in diesem Augenblick auftretenden besonderen Beanspruchungen der Kammer finden wir auf S. 150 erörtert. Liegt die Baustelle über tieferem Wasser, so muß man gleichzeitig mit dem Absenken auf die Kammer einen Mantel aufsetzen, in dessen Schutz die Aufmauerung ausgeführt werden kann. Bei Ausführungen auch des Oberbaues in Beton und Eisenbeton wird man diesen schützenden Mantel in leichtester Weise aus Eisenbeton herstellen können, er wird dann später ein Bestandteil des fertigen Bauwerks. In anderen Fällen ist ein gehörig ausgesteifter eiserner Mantel, der evtl. später wieder entfernt werden muß, vorzuziehen. Die Abmessungen dieses Mantels fallen leicht aus, wenn man seine Stützen radial gegeneinander absteifen kann, was meist möglich ist, und wenn man die Bleche zwischen den

Stützen nach innen etwas durchbiegt und sie als Ketten beansprucht. Ist r der Halbmesser der Krümmung, p der äußere Druck und k die zulässige Beanspruchung, so ist nach Brennecke S. 325

$$\delta = \frac{rp}{k} + 0,3$$

zu wählen, wobei die Maße in cm/kg auszudrücken sind.

Die Blechstärke sollte man jedoch in ruhigem Wasser nicht unter 5 mm und an Stellen, die dem Wellenschlag ausgesetzt sind, nicht unter 8 bis 10 mm.

Nur bei großen Wassertiefen wird man die Blechstärke von unten nach oben abnehmen lassen.

Hat der Kasten die Sohle erreicht, und steht sicher auf, und ist das Wasser in ihm durch die Druckluft verdrängt, so kann die Verbindung mit dem Gerüst gelöst werden. Nur bei sehr schlanken Pfeilern und sehr unreinem Grunde (Greifenhagen) ist es zu empfehlen, die Aufhängung auch noch weiter beizubehalten.

Hiermit sind aber gewisse Gefahren verbunden. Steckt die Kammer im Boden und ist unter Druck gesetzt, und hängt sie dann noch an den Spindeln, so sind gleichzeitig drei Tragkräfte tätig: der Auftrieb der Luft, die Reibung im Boden und die Zugkraft der Aufhängung. Fällt der Auftrieb zeitweise aus, was durch beabsichtigtes oder unbeabsichtigtes Nachlassen des Druckes im Innern bedingt ist, so wird der größte Teil der Mehrbelastung auf die Spindeln kommen und diese, die dafür nicht berechnet sind, werden entweder selbst reißen oder das Gerüst zerstören. Ohne die Aufhängung würde die Kammer sich in solchem Falle gefahrlos um ein kleines Stück senken.

Die Abblösvorrichtung selbst besteht aus der Hauptspindel und zwei Hilfsspindeln, der doppelten Auswechslungsflasche und der nötigen Anzahl Verlängerungsstücke. Dazu gehören noch die Spindelmuttern mit Auflager und Ratschen zum Drehen der Mutter. Die Unterlage der Mutter ist bei größeren Ausführungen meist als Kugellager ausgebildet, um die Hauptspindel durchaus biegungsfrei halten zu können; die Drehvorrichtungen, Abb. 184 zeigt eine solche Ausbildung, werden meist mit Hand und nur in besonderen Fällen maschinell, d. h. mittels Elektromotor angetrieben. Die Hängestangen sind entweder Rundisen oder Flacheisen, sie werden mit der Spindel und untereinander durch Backenstücke und Augenbolzen verbunden.

Das Versenken geht nun so vor sich, daß alle Spindeln gleichzeitig durch Drehen der Spindelmuttern abgelassen werden. Um Gleich-

mäßigkeit des Absenkens zu gewährleisten, bringt man auf dem Gerüst Knaggen an, die den Ausschlag der Schlüssel so begrenzen, daß überall die gleiche Drehung vorgenommen werden muß. Das Drehen der Schlüssel erfolgt dann auf Kommando. Sind die Spindeln abgedreht, so müssen neue Verlängerungsstangen einzogezogen werden. Die Last der Kammer wird währenddessen von den besonders nachzuziehenden Hilfsspindeln aufgenommen.

Die Verteilung der einzelnen Spindeln richtet sich nach der Konstruktion der Kammer, bei der man möglichst an jedem Querträgerende eine Spindel angreifen läßt, vor allem aber auch nach den Unterstüzungen der Spindelköpfe durch die Spindelträger, die erhebliche Momente aufzunehmen haben. Die Spindeln selbst wird man stets so stark machen, daß sie Lasten bis zu 100 t aufnehmen können;

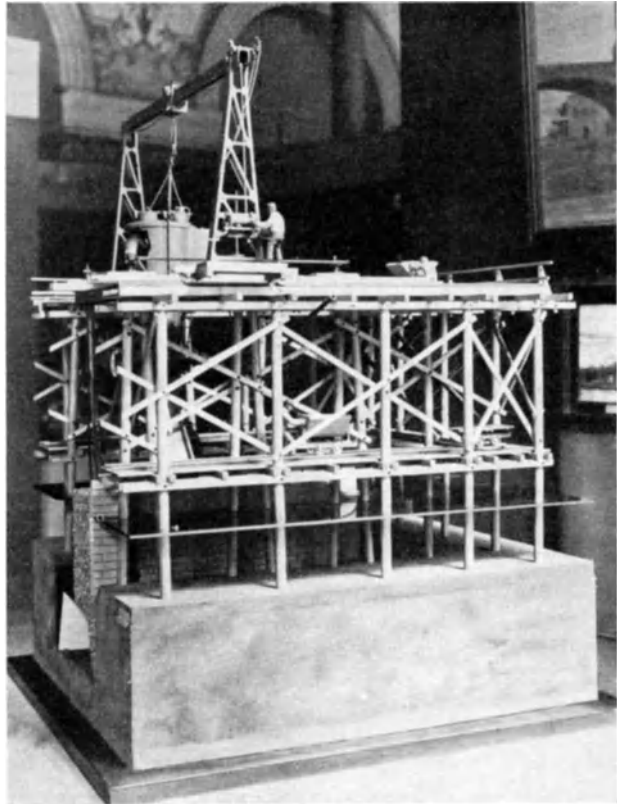


Abb. 182. Modell einer Versenkanlage der Firma Grün & Bilfinger. Ausgestellt im Deutschen Museum München.

man erreicht dadurch, daß man sie mit großer Wahrscheinlichkeit bei verschiedenen Bauwerken verwenden kann.

Ist eine Druckluftgründung auf dem festen Lande auszuführen, so kann man die Arbeitskammer unmittelbar auf dem Erdboden, der vorher bis zum Grundwasser-

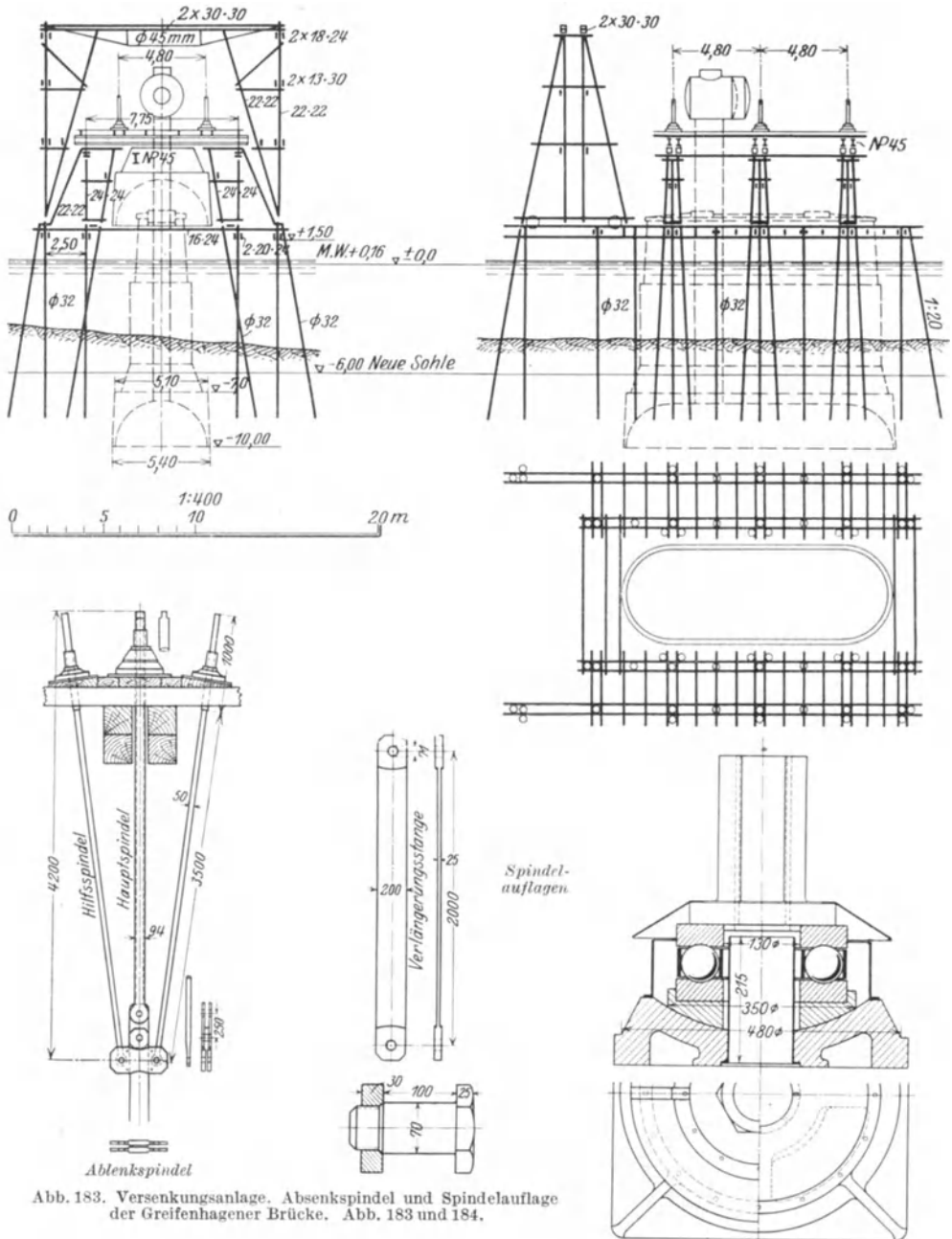


Abb. 183. Versenkungsanlage. Absenkspindel und Spindelaufgabe der Greifenhagener Brücke. Abb. 183 und 184.

stand ausgehoben ist, montieren. Es bedarf dann nur eines Gerüsts zur Unterstützung der Schleuse. In dieser Weise ist vorgegangen beim Bau des Schachtes am Elbtunnel (Hamburg). Auch in flachem Wasser ist es meist wirtschaftlich, durch eine Schüttung sich einen festen Angriffspunkt zu schaffen. Die Schüttung

kann dabei entweder an den Seiten abgeböschet oder durch Spund- und Pfahlwände begrenzt sein. Letztere müssen so berechnet sein, daß sie den Druck der Schüttung und der Auflast aufnehmen können und werden hierfür zweckmäßig durch Anker mit Spannschlössern untereinander verbunden, auch wohl von außen durch gerammte Pfähle und Pfahlböcke gestützt. Die inneren Anker ordnet man in verschiedenen Höhenlagen an, so daß sie einzeln, je nachdem wie die Schneide sie trifft, beseitigt werden können.

Ist der Pfeiler in der richtigen Gründungstiefe angelangt, so verhindert man zunächst unbeabsichtigtes Weitersinken durch Unterstützung der Kammer durch Pfähle, die man in den Boden treibt und gegen die Kammerdecke absteift oder durch Schwellenstapel. Alsdann wird die Kammer unter Druckluft ausbetoniert. Der Beton ist dabei so weich und flüssig zu machen, daß er auch ohne besondere Stampfarbeit alle Ecken und Winkel satt ausfüllt. Stampfarbeit unter Druckluft ist sehr anstrengend und wird nicht leicht sorgfältig genug ausgeführt.

Recht zweckmäßig ist es auch, wenigstens unter der Decke mit Preßbeton zu arbeiten.

G. Die Taucherglocke.

Allgemeines.

Gründungen mittels der Taucherglocke haben mit der im vorhergehenden Abschnitt besprochenen Druckluftgründung das gemeinsame, daß eine ins Wasser gesenkte Arbeitskammer durch Druckluft wasserfrei gemacht wird, so daß Arbeiten in ihr im Trocknen ausgeführt werden können. Sie unterscheidet sich von der Druckluftgründung grundsätzlich dadurch, daß das eigentliche Bauwerk nicht auf der Arbeitskammer aufgebaut wird, sondern unter dem Schutze der Arbeitskammer, die hier Glocke heißt, in derselben hergestellt wird. Die Glocke wird dann hochgehoben und schwimmend an eine andere Stelle gebracht. In dieser Möglichkeit der oftmals wiederholten Verwendung derselben Glocke liegt der Hauptvorteil der Taucherglockengründung, dem allerdings als Nachteil gegenübersteht, daß die Glocke, eben ihrer Bewegungsfreiheit wegen, nicht in den Grund dringen darf, sondern nur zu Arbeiten an der Bausohle benutzt werden kann. Bei nicht tragfähigem Boden ist sie während der Arbeit aufzuhängen oder abzustützen.

Eine ganz große schwimmende Taucherglocke von 42 m Länge und 14 m Breite ist von der Firma Holzmann beim Bau des Trockendocks auf der Kaiserlichen Werft in Kiel verwendet¹ (Abb. 184). Die Höhe der Glocke beträgt 5,0, die Höhe der Arbeitskammer 2,50, die Höhe der Schwimmkammer, in der die Decke der Arbeitskammer liegt, gleichfalls 2,5 m. Diese Schwimmkammer enthält festen und Wasserballast und bringt, wenn letzterer durch Einblasen von Luft beseitigt ist, die Glocke zum Aufschwimmen. Die Glocke hängt an 20 Spindeln, die durch Preßwasser gehoben und gesenkt werden.

Gang der Berechnung dieser Glocke in der angegebenen Quelle.

Mit einer ähnlichen Glocke wurde eine Kaimauer am Marinekohlenhof zu Kiel-Wiek gebaut². Der Fuß der Mauer wurde hier hergestellt in einzelnen Schichten von 65 bis 85 cm, die über die ganze Mauerlänge durchgeführt wurden, indem die Glocke in der Mauerlängsrichtung hin und her ging (Abb. 185).

Die Glockenschneide wurde in 15 cm tiefe Quergräben gesetzt, die jedesmal bei Herstellung der unteren Schicht ausgespart waren, die Oberfläche des fertigen Betons lag daher oberhalb der Schneide und konnte vollständig trocken gelegt werden. Besondere Schwierigkeiten bereitete das Ausbetonieren der Quergräben, am Ende des Grabens wurde hierfür ein hölzerner Lagerrahmen einbetoniert,

¹ Z. Bauw. 1903, S. 300.

² Bautechnik 1923, S. 380.

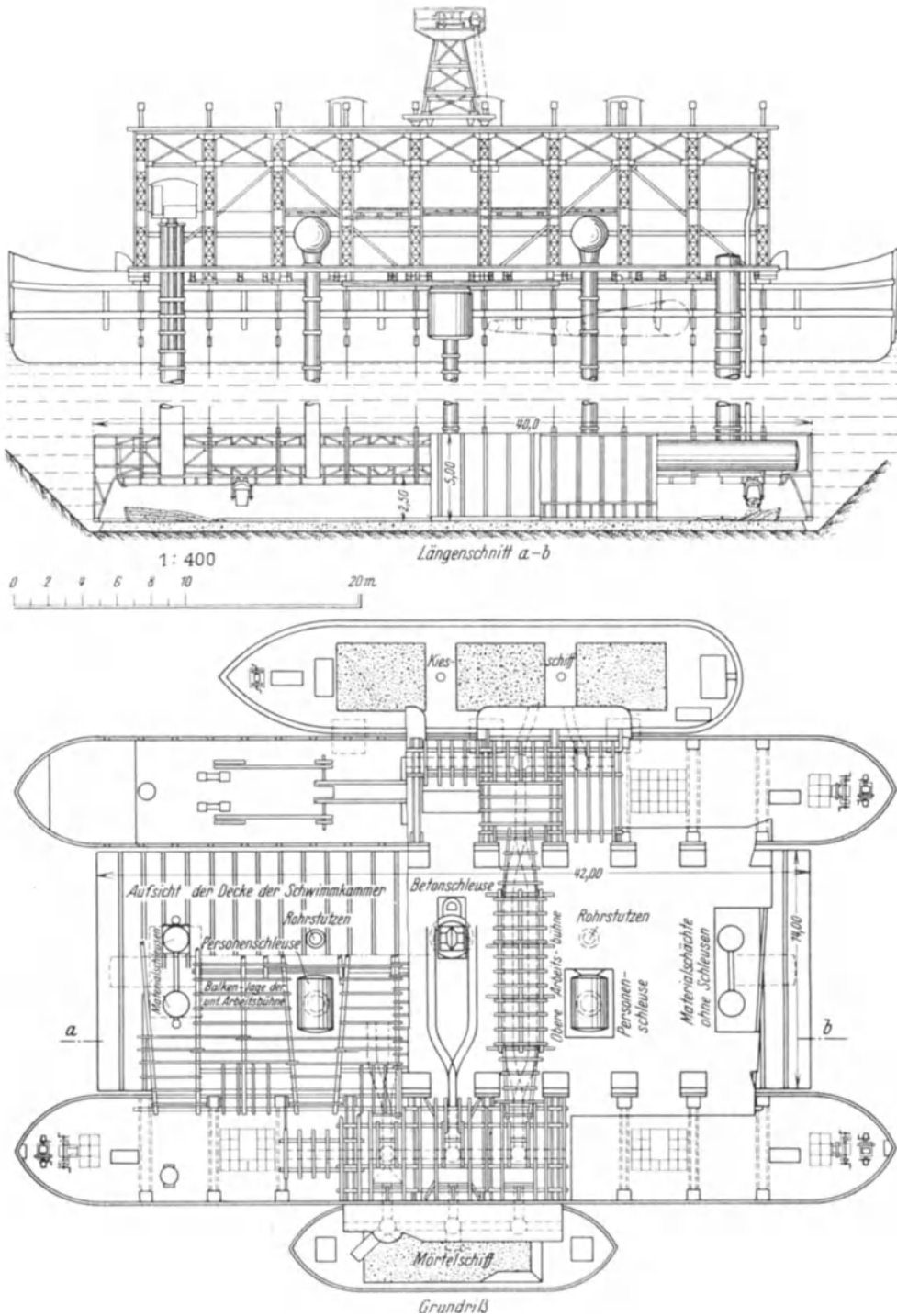


Abb. 184. Taucherglocke der Ph. Holzmann A.-G.
(Nach Franzius u. Mönch, Z. Bauw. 1903.)

gegen den dann von der nächsthöheren Stellung aus, von der aus der Graben gefüllt wurde, eine Abschlußtafel gesetzt wurde. Die Dichtungsfläche war mit einem

starken geteerten Hanftau benagelt; so gelang es, den Graben vollständig zu säubern und den Beton ganz im Trocknen einzubringen.

Im ganzen sind unter der Glocke 32000 m³ Beton hergestellt, die durchschnittliche Tagesleistung betrug 150 m³.

Eine kleinere Taucherglocke ähnlicher Bauart, ausgeführt von der Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft¹, hat in Tsingtau zur Gründung einer Kaimauer aus Stampfbeton in der immerhin bemerkenswerten Tiefe von 17 m gedient. Die Anordnung besteht aus zwei durch ein Traggerüst verbundenen Schiffen und der an Ketten aufgehängten Glocke, die eine Grundfläche von 10 · 5 m bedeckte (Abb. 186). Die Schleuse hat keinen Vorraum, sondern ist nur gegen den Einsteigschacht luftdicht abschließbar. Ist die Belegschaft in der Schleuse versammelt, so wird diese gegen die Außenluft abgeschlossen, der Druck im Einsteigschacht gegen denjenigen in der Schleusenammer allmählich ausgeglichen und dann erst die Klappe zum Einsteigschacht geöffnet. Das Ausschleusen vollzieht sich in umgekehrter Reihenfolge.

Für die Materialförderung dienten zwei durch besondere Schächte mit der Arbeitskammer verbundene kleine Kammern, deren Luftverbrauch recht beträchtlich war. Die Verdichter hatten hauptsächlich für den Ersatz dieser Druckluft aufzukommen, denn die Verluste durch Undichtigkeit sind nicht erheblich, und der Luftbedarf der geringen Zahl der Arbeiter ist ebenfalls nicht sehr groß.

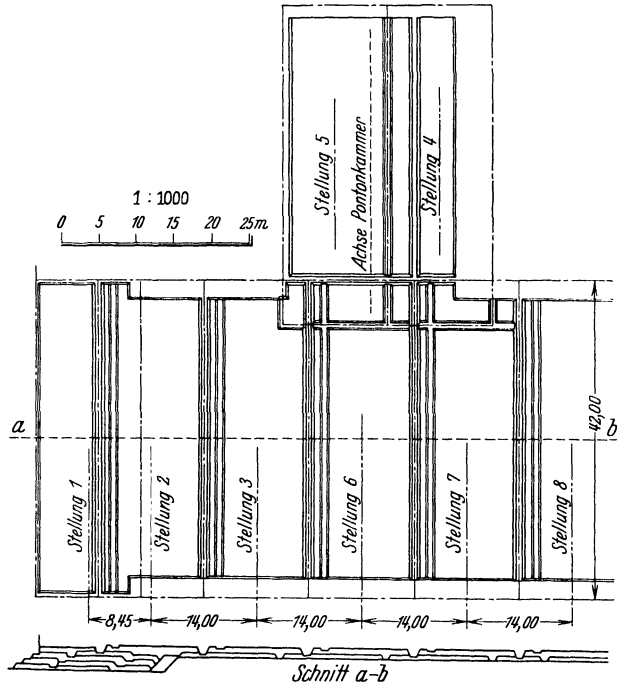


Abb. 185. Anwendung der Taucherglocke Abb. 184.

Von einem am Land befindlichen Kraftwerk wurde Drehstrom von 3000 Volt den in einem der beiden Schiffe untergebrachten Transformatoren zugeführt und dort auf 220 Volt herabgesetzt. Im zweiten Schiff befanden sich drei durch einen 25-PS-Motor angetriebene Kompressoren. Weiter waren vorhanden: vier Motore für die Winden, zwei für die Schleusenaufzüge, einen zum Anheben der Glocke.

Das bereits erwähnte Dock der Kaiserlichen Werft in Kiel hatte im Laufe der Jahre zahlreiche Undichtigkeiten in der Sohle bekommen; zu ihrer Beseitigung wurde wiederum eine Taucherglocke verwendet. Zum Dichten der Sohle hatte man beschlossen, in den 5,50 m starken Sohlenkörper unter Druckluft im Stollenvortrieb eine Dichtungsschicht einzubauen. Für diese Arbeit wurde von der ausführenden Firma Habermann & Guckes eine im Dock schwimmende Taucherglocke und ein außerhalb der Dockmauer niedergebrachter Druckkasten verwendet (Abb. 187). Der Druck in der Glocke betrug 1,8 bis 2,0 at, der Luftverbrauch 6500 m³ stündlich angesaugte Luft.

¹ Z. V. d. I. 1922, S. 746.

Eine sehr einfache Taucherglocke wird im Hafen von Rotterdam bei Kai-mauerbauten dazu benutzt, 2 bis 3 m unter Wasser hölzerne Pfähle zu verzimmern und durch eine Eisenbetonplatte zusammenzufassen (Abb. 189). Die Glocke hat

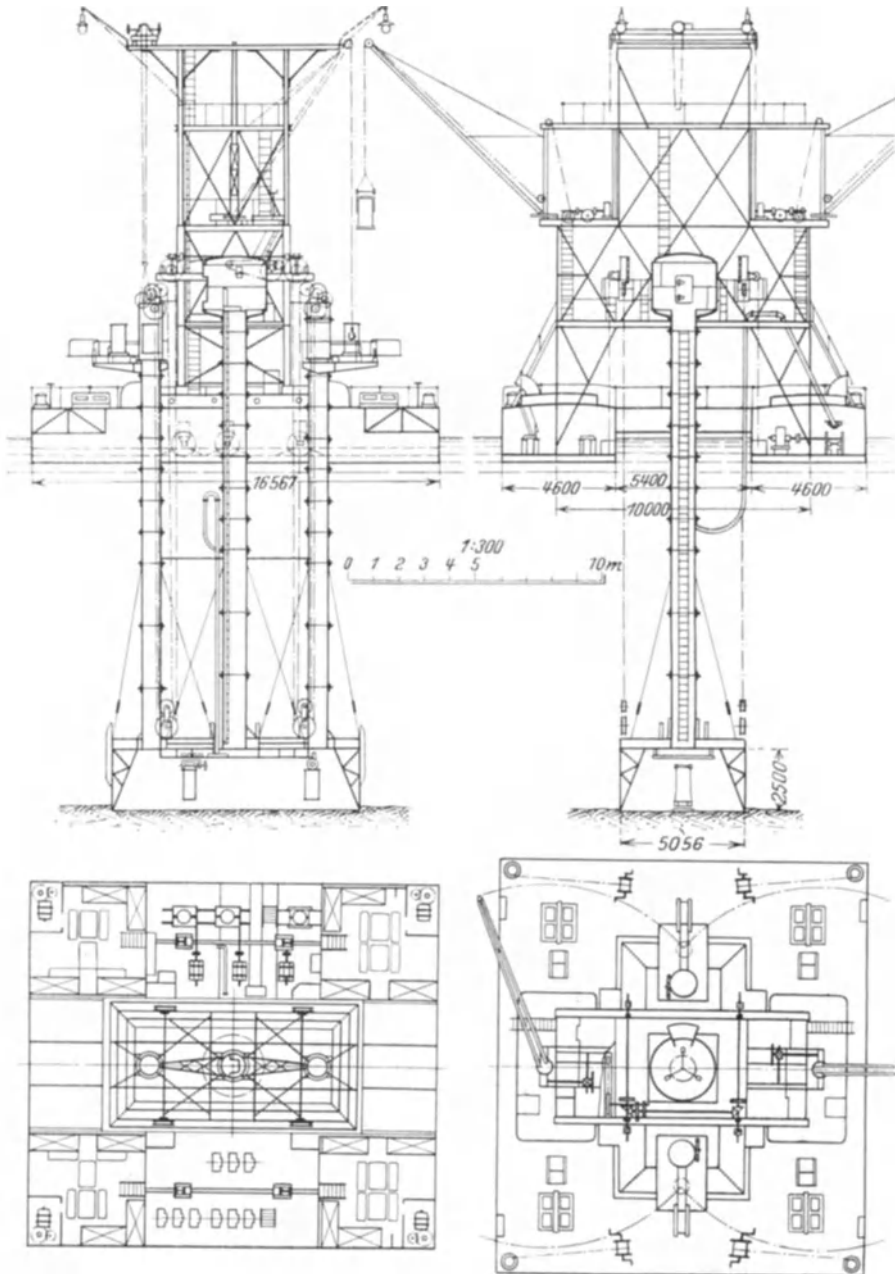


Abb. 186. Taucherglocke der Lübecker Maschinenfabrik geliefert für Tsingtau,
(Nach Merkl, Z. V. d. I. 1922.)

eine innere Länge von 21,0 m und eine innere Breite von 13,20 m, im unbelasteten Zustand schwimmt sie mit 1,40 Tiefgang. Sie wird mit der Tide auf den fertiggerammten und abgeschnittenen Pfählen abgesetzt und stützt sich auf diese mit außen angebrachten eisernen Konsolen. In ihrem Schutze wird nun an den

Pfahlköpfen ein hölzerner Flur angebracht, auf dem die Eisenbetongrundplatte der Kaimauer hergestellt wird. Der Beton wird durch zwei große Materialschleusen eingebracht. Sind auf diese Weise zwei Teilstrecken der Mauer, jede 20,5 m lang, fertig betoniert, so wird die Glocke über den Spalt zwischen ihnen

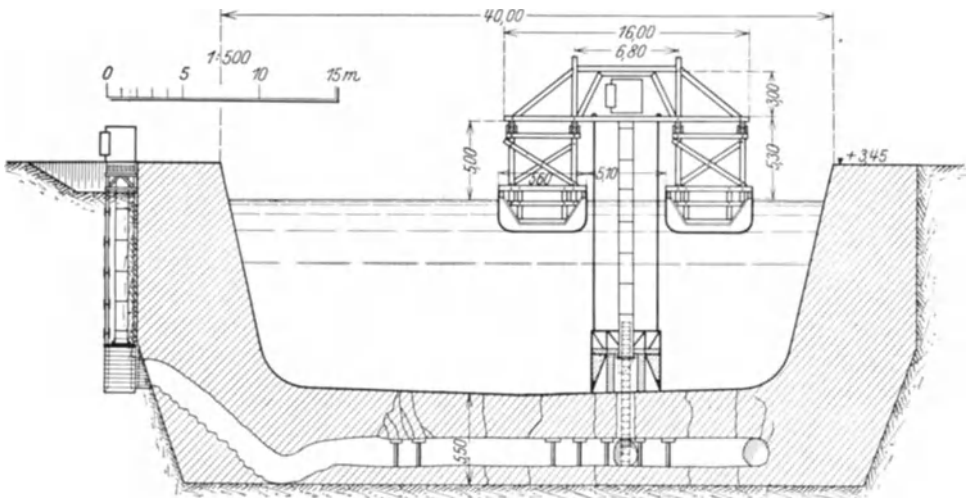


Abb. 187. Taucherglocke der Firma Habermann & Gucker bei Ausbesserungsarbeiten auf der Kieler Werft.



Abb. 188. Taucherglocke aus dem Hamburger Hafen.

gestellt und hier ein Verbindungsstück, das auf den Rändern der ersten Platten und mit ihnen verankert ist, ausbetoniert.

Recht brauchbar erwiesen hat sich auch eine ältere Taucherglocke aus dem Hamburger Hafen (Abb. 188), die weiter nichts ist als ein einfacher eiserner

Kasten, in den die Arbeiter hineinsteigen und mit dem sie von einem Schwimmkran aus zu Wasser gelassen werden. Die Glocke, die 5845 kg wiegt, wird

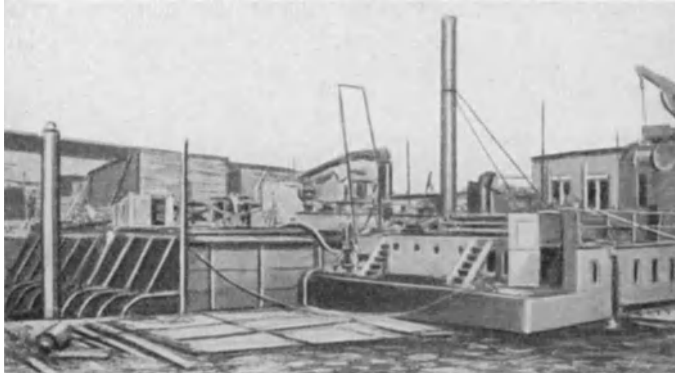


Abb. 189. Taucherglocke aus Rotterdam für das Verzimmern von Pfahlköpfen.
(Nach Burgdorfer.)

hauptsächlich gebraucht zur Beseitigung von Pfahlstümpfen. Die an Bord des Schwimmkrans befindliche Dampfspindel ist imstande, außer der Glocke noch eine Nutzlast von 20 t zu heben¹.

H. Grundwassersenkung.

Allgemeines über Wasserhaltung.

Fast jeder Baugrund enthält Grundwasser, das bei Aushub bis unter den Wasserspiegel in der Grube zutage tritt. Dieses Wasser, das alles Bauen stark behindert, von der Baugrube fernzuhalten und die Bausohle möglichst trocken zu legen, ist der Zweck jeder Wasserhaltung. Zwei Arten der Wasserhaltung sind zu unterscheiden: die Tageshaltung, bei der das zutage tretende Wasser ausgeschöpft oder abgepumpt wird und die Grundwassersenkung, bei der mittels Brunnen der Grundwasserspiegel auf die Ausdehnung der Baugrube unter die Grubensohle gesenkt wird, so daß die ganze Grube dauernd von Grundwasser freibleibt.

Die Tageshaltung ist, was ihren maschinellen Teil angeht, leicht durchzuführen, da Pumpen aller Abmessungen jederzeit auf dem Markt erhältlich sind. Etwas mehr Schwierigkeit bereitet schon die sachgemäße Anlage der Entnahmestelle, des Pumpensumpfes. Der Pumpensumpf ist eine besondere Vertiefung der Baugrube, der alles in der Grube sich sammelnde Wasser durch offene oder verdeckte Gräben zugeleitet wird. Er muß so groß und tief angelegt werden, daß die Pumpe stets hinreichend Wasser findet und ihr Saugrohr mit seiner Mündung stets unter Wasser bleibt, da bei Eindringen von Luft die Pumpe aussetzt. Aber auch diese Bedingung ist meist noch verhältnismäßig leicht zu erfüllen, wenn sie auch oft eine Vergrößerung der ganzen Baugrube erfordert, da der Pumpensumpf außerhalb der eigentlichen Fundamentfläche angelegt werden muß. Schwierig, bei gewissen Bodenarten sogar unmöglich, ist es dagegen, zu verhindern, daß das Wasser, das aus dem Grundwasserbecken immer aufs neue nachströmt, nicht feine Bodenteile mitreißt und dadurch neben unangenehmer Verschlammung des Pumpensumpfes eine gefährliche Lockerung der Bausohle und des Nachbarlandes herbeiführt. Diese Wirkung der Tageshaltung, die besonders auftritt,

¹ Thele: Das hamburgische Baggereiwesen. Jahrb. Schiffsbaut. Ges. 1914.

wenn der Boden aus Sand, der feine Teile enthält, besteht, kann zu schweren Unfällen führen, die besonders zu fürchten sind, wenn das Grundwasser auch noch unter artesischem Druck steht.

Ist eine Lockerung des Baugrundes oder eine Gefährdung benachbarter Gelände durch Tageshaltung zu fürchten, soll aber trotzdem die Baugrube trockengelegt werden, so muß man übergehen zu der kostspieligeren, in ihrer Wirkung bei sachgemäßer Ausführung aber durchaus ungefährlichen

Grundwassersenkung.

Die Entnahmestelle der Grundwassersenkung ist der Filterbrunnen. Erfahrungen bei Wassergewinnungen lehren, daß sich um jeden Brunnen, aus dem Grundwasser gepumpt wird, im umgebenden Erdreich eine Senkungszone des Grundwassers ausbildet, ein Trichter, dessen Wandungen um so flacher verlaufen, je lockerer der Boden ist; mit verschiedenen, sich überschneidenden Trichtern kann man Senkung des Grundwasserspiegels in einer zusammenhängenden Fläche erzwingen.

Auch hier gilt der Satz, daß es weniger schwierig ist, für jeden Fall geeignete, besonders genügend starke Pumpen zu beschaffen als die Entnahmestellen so zu bemessen, daß mit möglichst wenig Pumpenarbeit die gewünschte Absenkung erreicht wird. Dadurch, daß man die einzelnen Entnahmefrünnen mit Filtermänteln aus Metall oder Kiessichten umgibt, kann das Mitreißen von feinen Bodenteilen mit Sicherheit vermieden werden.

Zwecke und Ziel einer Grundwassersenkung.

Das gewöhnliche Ziel einer Grundwassersenkung ist, den Boden an der Baustelle so weit wasserfrei zu machen, daß die erforderliche Baugrube im Trocknen ausgehoben und dauernd trocken gehalten werden kann, so daß die geplanten Gründungsarbeiten nicht durch Wasserandrang gestört werden. Dabei ergibt sich die Möglichkeit, den Untergrund einer genauen Prüfung zu unterziehen und nach deren Ergebnissen das Gründungsverfahren, wenn nötig, abzuändern; Belastungsproben der trockenen Gründungssohle können dann durchgeführt werden, Pfähle können mit gewöhnlichem Geschirr bis zur Grubensohle heruntergerammt werden, Betonarbeiten können im Trocknen ausgeführt und genau überwacht werden. Bei gesenktem Grundwasser stehen überdies die Böschungen steiler an, die Aushubmengen werden also geringer, etwaige Einfassungswände können leichter gemacht werden. Das alles bedeutet Erleichterung, Beschleunigung und Verbilligung der Gründungsarbeiten.

Ein etwas anderes Ziel wird durch das Abpumpen von Grundwasser erstrebt, wenn es sich um artesisches Wasser unter der Bausohle handelt. Artesisches Wasser steht, wie wir bereits gesehen haben, in Spannung unter einer undurchlässigen Deckschicht, die zur Aufnahme dieser Spannung durch das Gewicht der überlagernden Schichten befähigt wird. Beim Aushub einer größeren Baugrube kann nun die Auflast so weit vermindert werden, daß die Decke die Spannung nicht mehr aufnehmen kann: sie bricht auf, das artesische Wasser tritt in die Baugrube, überschwemmt dieselbe und lockert gleichzeitig auf seinem Wege die tragenden Schichten. In solchen Fällen werden die Brunnen angesetzt, um eine Entspannung und Entlastung der Deckschicht zu erreichen. Der tatsächliche Wasserspiegel braucht sich hierbei nicht zu erniedrigen, wohl aber findet eine Senkung des sog. ideellen Grundwasserspiegels, dessen Höhe der vorhandenen Druckhöhe entspricht, statt.

Bei Grundwassersenkungen läßt sich das Mitreißen von Bodenteilchen mit Sicherheit vermeiden, es bleibt aber die Gefahr, daß die vom Wasser befreiten Erdschichten ihre bodenmechanischen Eigenschaften ändern und damit auf benachbarte Gebäude einen schädlichen Einfluß ausüben. Diese Gefahr, die man

erst in letzter Zeit erkannt hat, ist besonders groß in tonhaltigem Boden. Hier bedarf es in jedem Fall einer besonderen Prüfung, um festzustellen, in welcher Weise sich die gefährlichen Schichten bei Wassersenkung ändern.

Zu beachten ist ferner die unvermeidliche Störung des Wasserhaushaltes der Umgebung; sind hier größere Wasserwerke vorhanden, so darf deren Bedarf durch die Wasserentnahme keinesfalls gestört werden; jedenfalls ist der Unternehmer für Schädigungen durch Grundwassersenkungen verantwortlich¹ und tut daher gut, diesem Punkt von Anfang an seine Aufmerksamkeit zuzuwenden und die Auswirkung seiner Absenkungsarbeiten durch Beobachtungen des Wasserstandes in vorhandenen oder zu diesem Zweck besonders abzuteufenden Brunnen dauernd zu prüfen. Beim Bau der Ostseeschleuse des Kaiser Wilhelm-Kanals rechnete man nach Rogge von vornherein damit, daß die Grundwasserentziehung sich auf einem weiten Umkreis um die Baustelle herum fühlbar machen würde, es wurden deshalb schon vor dem Beginn der Absenkung und bis zur Wiederherstellung normaler Grundwasserverhältnisse 30 Brunnen, die eine Entfernung bis zu 3000 m von der Baustelle hatten, regelmäßig beobachtet. Das Ergebnis der jeweiligen Messung wurde dem Brunnenbesitzer zur Anerkennung vorgelegt. Schon bald nach Inbetriebnahme der ersten Senkungsstaffel im Sommer 1910 zeigte sich in den Brunnen, auch in denen auf der anderen Kanalseite, ein merkbares Sinken des Grundwassers.

Dort, wo man bei Absenkungen Wert legen muß auf Wahrung guter nachbarlicher Beziehungen, wird man, unabhängig vom Rechtsstandpunkt, immer gut tun, den Anliegern durch anderweitige Wasserversorgung das Absinken des Wassers in ihren Entnahmestellen weniger fühlbar zu machen.

Der Durchlässigkeitswert.

Soll ein Brunnen das Grundwasser in seiner Umgebung absenken, so muß ihm dasselbe von dort her zuströmen, das Strömen aber bedingt, soweit es nicht unter artesischem Druck geschieht, die Ausbildung eines Gefälles nach dem Brunnen hin. Für die rechnerische Ermittlung dieses Gefälles gehen wir aus von dem von Darcy gefundenen und nach ihm benannten Gesetz, nach dem die allgemeine Beziehung zwischen dem Gefälle $\frac{dh}{ds}$ und der Strömungsgeschwindigkeit lautet:

$$\frac{dh}{ds} = A v + B v^2. \quad (1)$$

A und B sind hierbei für jede Strömungsart besonders zu ermittelnde Festwerte.

Das Glied $A \cdot v$ enthält den Druckhöhenverlust, den der Stromfaden durch Reibung an der Außenwand erleidet, das Glied $B \cdot v^2$ den Verlust, der durch Wirbelbildung und innere Reibung entsteht. Innere Wirbel treten aber nur auf bei größeren Geschwindigkeiten, wie sie bei Bewegungen des Grundwassers im allgemeinen nicht vorkommen; das Glied Bv^2 kann daher fortfallen und Gleichung (1) vereinfacht sich zu

$$\frac{dh}{ds} = A \cdot v. \quad (1a)$$

Beim Durchströmen eines Bodenkörpers vom Querschnitt F steht nun für die Wasserbewegung nur der Querschnitt αF , der Hohlraumanteil, zur Verfügung, unsere Gleichung (1a) geht daher, wenn wir die durchfließende Wassermenge mit Q bezeichnen, über in

$$\frac{dh}{ds} = \frac{A Q}{\alpha F}. \quad (1b)$$

¹ Vgl. das Preußische Wassergesetz von 1913, § 200.

Faßt man den Wert $\frac{\alpha}{A}$ zusammen und setzt ihn gleich k , so erhält man die allen Wasserbewegungen im Boden zugrunde zu legende Form

$$k \cdot \frac{dh}{ds} = \frac{Q}{F} \tag{2}$$

oder

$$k \cdot J = v. \tag{2a}$$

v nennt man die Filtergeschwindigkeit oder auch die Filterergiebigkeit; den „ k -Wert“ kann man definieren als diejenige Wassermenge in m^3 , die durch $1 m^2$ Filterfläche unter dem Druck einer $1 m$ hohen Wassersäule fließt, wenn man als Filterstoff die den Brunnen umgebende Bodenart wählt. Der „ k -Wert“, den man auch als **Durchlässigkeitswert** bezeichnet, spielt nun für jede Grundwassersenkung die ausschlaggebende Rolle; er ist um so größer, je größer die Poren im durchflossenen Boden sind und wird besonders stark beeinflusst durch den Gehalt an bindigen Stoffen, namentlich Ton und Lehm. Ihn etwa rechnerisch aus der Korngröße zu ermitteln, hat keinen Wert, da selbst auf räumlich beschränkten Baustellen die Korngröße stark schwankt und die bindende Kraft der Tonbeimischungen sich jeder Berechnung entzieht. Im allgemeinen kann man jedoch sagen, daß je grobporiger der Boden ist, um so besser können sich die einzelnen Wasseradern entwickeln und um so größer wird k . Es steht das in gewissen Gegensatz zu dem Hohlraumanteil der einzelnen Bodenarten, der mit der Feinkörnigkeit des Materials zunimmt, nach Piefke betrug der Hohlraumanteil einiger von ihm untersuchter lehmfreien Sandproben bei Grand 24,99%, bei grobem Sand 31,4%, bei scharfem Sand 32,3%, bei feinem Sand 33,6% und bei sehr feinem Sand 34,0%. Dieser Gegensatz ist dadurch zu erklären, daß es nicht auf den absoluten Hohlraumanteil, sondern auf die Struktur der einzelnen Hohlräume ankommt. Feinkörniger Sand hat einen hohen absoluten Hohlraumanteil, die einzelnen Hohlräume aber sind klein und halten das Wasser fest, eine geringe Durchlässigkeit und ein kleiner k -Wert sind die Folge.

Aus Bohrproben kann man nur unvollkommen auf den k -Wert schließen, und auch Laboratoriumsproben mit dem erbohrten Boden haben wenig Wert, da es kaum möglich ist, im Laboratorium die Verhältnisse der Baustelle genau genug darzustellen. Dünne Schichten lehmigen Bodens oder besonders feinen Sandes, wie sie besonders im Alluvium stets vorhanden sind, können von ausschlaggebender Bedeutung für die Größe des „ k -Wertes“ sein (vgl. S. 7). Zum Ziel führen, wenn man nicht nur ganz allgemeine Voruntersuchungen anstellen will, nur Probesenkungen, auf deren Ausführung und Auswertung wir noch zurückkommen werden.

Hat man keinen weiteren Anhalt, so pflegt man für k den Wert von 0,002 einzusetzen, der etwa mittelfeinem Flußsand, der ja auch das Hauptanwendungsgebiet der Grundwassersenkung ist, entspricht. Für weitere Einschätzung seien, trotzdem sie nicht unmittelbar verwendbar sind, zunächst einige Laboratoriumsversuche von Prinz mitgeteilt.

Art des Materials	Korndurchmesser mm	k -Wert
Dünensand in Holland	—	0,0002
Sand mit Spuren von Lehm	—	0,0008
Flußsand	0,1—0,3	0,0025
Flußsand	0,1—0,8	0,0088
Filtersand Hamburg	—	0,0077
Feiner Kies	2,0—4,0	0,0300
Mittelkies	4,0—7,0	0,0351

Weiteren Anhalt für praktische Fälle gibt nachstehende Tabelle, die von Richardt mitgeteilt wird (Bauingenieur 1923, S. 605).

Bodenart	Art der Durchlässigkeit	Vorkommen z. B.	Mittlerer k -Wert
Sehr feiner Sand, zum Teil schlamm-, ton- und kleihaltig	gering	Nordseeküste, Mündungsgebiet von Küstenflüssen	0,0001—0,0002
Feiner weißer Sand	mittel	Norddeutsche Tiefebene (Berlin)	0,001—0,002
Größere Sande, Flußkies	groß	Schwedisches Küstengebiet, Mittellauf von Flüssen	0,005—0,001

Einige Angaben von ausgeführten Senkungen mögen das Bild vervollständigen.

Pos.	Bauwerk	Bodenbeschaffenheit	k	Quellenangabe
1	Hauptbahnhof Leipzig	Kies	0,0053	Schultze S. 126, Grundwasserabsenkung in Theorie und Praxis
2	Kabelwerk Gartenfeld	Feiner Sand, der nach der Tiefe gröber wird und dort Steine und Ton enthält	0,0028	Schultze S. 129
3	Schleuse bei Wemeldingen	Sehr feiner Sandboden mit Schichten von reichlichem Schlamm und Kleigehalt	0,000 139	Schultze S. 135
4	Schleuse am Söderhöljkanal bei Stockholm	Altes Gletschertal. Schichten von Kies verschiedener Korngröße, durchsetzt mit zahlreichen Granitfindlingen, dazwischen Schichten von Trieb sand und Lehm Oberhaupt } Mittel Unterhaupt }	0,003 0,006	Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft 1924.

Weitere Angaben über ausgeführte Senkungen des Grundwasserspiegels entnehmen wir einem Aufsatz S i c h a r d t s¹. Die dort mitgeteilte Zusammenstellung geben wir auf den Seiten 184 und 185 wieder, da sie ein gutes Bild vom jetzigen Stand der Grundwassersenkungstechnik gibt.

Wirkung eines einzelnen Brunnens.

Bei der Unsicherheit, die in der Einschätzung des k -Wertes liegt, hat es keinen Wert, die rechnerische Verfolgung einer Senkung allzu weit zu führen, man würde damit nur den berüchtigten „Koloß auf tönernen Füßen“ erhalten. Deshalb beschränken wir uns nachstehend auf die einfachsten Fälle, weil diese noch am besten brauchbare Rechnungsergebnisse versprechen. Für besondere Fälle, Senkungen in strömendem Grundwasser, an oder gar unter Wasserläufen, müssen wir aus Raumangel auf die einschlägige Literatur verweisen².

Wir beginnen mit der Berechnung der Wirkung eines Einzelbrunnens. Der Brunnen habe den Halbmesser r und sei auf die Länge H durch den Grundwasserträger, d. h. durch die mit Grundwasser durchtränkte Schicht bis zur wassertragenden Sohle AB abgeteuft (Abb. 190). Entnehmen wir aus diesem Brunnen längere Zeit hindurch die konstante Wassermenge q , so hat sich nach einiger Zeit

¹ S i c h a r d t: Bautechnik 1927, H. 47.

² Besonders kommt von neueren Werken in Frage: Dr. Joachim Schultze: Die Grundwasserabsenkung in Theorie und Praxis. Berlin: Julius Springer 1924 und S i c h a r d t: Das Fassungsvermögen von Rohrbrunnen und seine Bedeutung für die Grundwasserabsenkung. Berlin: Julius Springer 1928.

eine unveränderliche Lage des Senkungstrichters ausgebildet, bei der dem Trichter fortwährend ebensoviel Wasser zuläuft, wie wir entnehmen. Diesen Zustand nennen wir den Beharrungszustand. Im Abstände x von der Brunnenachse habe der Senkungstrichter noch die Spiegelhöhe y über der Sohle, sein Gefälle an dieser Stelle ist dann $\frac{dy}{dx}$. Der Brunnen habe die Reichweite R , d. h., der obere Rand des Senkungstrichters habe den Halbmesser R . Der Wert R wird vorläufig als bekannt vorausgesetzt.

Dem Gefälle im Punkt x , y entspricht die Geschwindigkeit $v = k \frac{dy}{dx}$ und demnach eine den Zylindermantel vom Halbmesser x und der Höhe y durchströmende Wassermenge

$$Q = 2x\pi y k \frac{dy}{dx}. \quad (3)$$

Da nun im Beharrungszustande Q für alle Werte von x gleich groß, und zwar gleich q sein muß, so ist Gleichung (3) die Differentialgleichung der Trichterfläche. Durch Integration finden wir:

$$y^2 = \frac{q}{\pi k} \ln x + C. \quad (4)$$

Zur Ermittlung der Konstanten C benutzen wir die aus der Abbildung hergeleitete Beziehung, daß für $x = R$, $y = H$ wird und finden

$$C = H^2 - \frac{q}{\pi k} \ln R. \quad (4)$$

Setzen wir diesen Wert von C in Gleichung (4) ein, so ergibt sich

$$y^2 = H^2 - \frac{q}{\pi k} (\ln R - \ln x). \quad (5)$$

Die Absenkung s im Punkte x ist demnach bei Entnahme von q

$$s = H - \sqrt{H^2 - \frac{q}{\pi k} (\ln R - \ln x)} \quad (6)$$

und die Absenkung am Brunnen selbst

$$s_0 = H - \sqrt{H^2 - \frac{q}{\pi k} (\ln R - \ln r)}. \quad (6a)$$

Zum Erzwingen eines bestimmten s_0 ist hiernach eine Wasserentnahme erforderlich von

$$q = \frac{(H^2 - y_0^2) \pi k}{\ln R - \ln r} \quad (7)$$

oder da $y_0 = H - s_0$

$$q = \frac{s_0(2H - s_0) \cdot \pi k}{\ln R - \ln r}. \quad (7a)$$

Aus der Gleichung (7a) ergibt sich, daß mit wachsendem k -Wert zur Erreichung einer bestimmten Absenkung am Brunnen eine erhöhte Pumpenleistung erforderlich ist und Gleichung (5) lehrt, daß der Trichter um so flacher verläuft, je größer k ist. Im feinen Sand wird man daher von einem Einzelbrunnen nur wenig Nutzen haben, in grobem Kies kann er für eine Grundwassersenkung auf beschränkter Grundfläche am Platze sein.

Die Gleichungen (6) und (6a) lehren weiter, daß die Größe des Brunnendurchmessers nur für die Absenkung am Brunnenrand und damit im Brunnenninnern maßgebend ist, aber keinen Einfluß auf die Form der Senkungslinie hat. Man wird für denselben Senkungstrichter einen großen Brunnen weniger tief abzusenken brauchen als einen kleinen und wird bei gleicher Absenkung nach

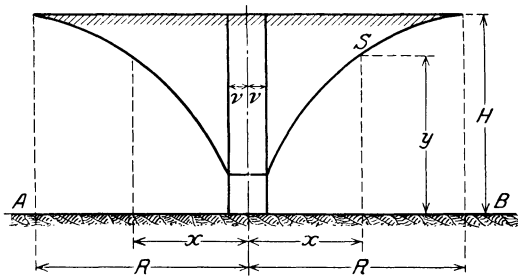


Abb. 190. Senkungstrichter eines Einzelbrunnens.

Zusammenstellung ausgeführter Tief-

Lfd. Nr.	Baustelle	Baujahr	Größe der trocken-gelegten, nutzbaren Grundfläche m ²	Zusammensetzung des Untergrundes
1	Emden: Neue Emdener Seeschleuse (Außenhaupt)	1908/09	rd. 5000	Feiner Sand, zum Teil gröberer und mit Kies vermischt, unter 11 bis 12 m starker Kleischicht
2	Brunsbüttelkoog: Neue Schleuse am Nordseekanal (Doppelschleuse)	1910 bis 1912	48000	Wasserführender Sand unter sandigem und festerem Klei
3	Holtenua: Neue Schleuse des Nordostseekanals (Doppelschleuse)	1910 bis 1912	2 · 8000 = 16000	Lehm, Sand- und Kies-schichten (Mergel, unter dem Mergel Sand)
4	Berlin: Untergrundbahn-tunnel unter der Spree an der Inselbrücke I. Bauabschnitt II. Bauabschnitt	1910 bis 1913	930 800	Sande des Berliner Urstromtales
5	Berlin: Fundierung der Erweiterungsbauten auf der Museumsinsel	1911 bis 1913	gesamte Bau-grube 16000; Tiefsenkung 5000	Sand (zum Teil kiesig) des Berliner Urstromtales
6	Berlin: Umbau des Untergrundbahnhofs Wittenbergplatz	1911 bis 1912	24000	Sande des Berliner Urstromtales
7	Berlin: Untergrundbahn-tunnel unter der Spree an der Jannowitzbrücke	1914	1900	Sande des Berliner Urstromtales, Sand mit Toneinlagerungen
8	Berlin: Landwehrkanal, Kreuzung Hallesches Tor	1915 bis 1922	400	Sande des Berliner Urstromtales
9	Berlin: Untergrundbahn-tunnel unter d. Spree an d. Weidendammerbrücke. Los VI	1914	950	Sande des Berliner Urstromtales
10	Wesermünde: Neue Doppelschleuse für die Erweiterung des Fischereihafens	1921 bis 1924	14000	Feiner Sand bis Kies, Untergrund mit Tonschichten, stark eisen- und säurehaltiges Wasser
11	Södertälje (Schweden): Neue Schleuse	1921 bis 1922	rd. 4000	Diluviale Sande mit Kies, stark mit Geröll vermischt und mit Einlagerungen feiner toniger Sande
12	Antwerpen: Schleuse am Kruisschans	1922/23	rd. 2 · 8500 = 17000	Sehr feiner toniger Sand
13	Senftenberg/L.: Schachtbauten der Matador Bergbaugesellschaft m. b. H.	1923 bis 1926	2 · 30 = 60	Feine tertiäre Sande mit Letteneinlagerungen
14	Gratwein/Steierm.: Gründung des Krafthauses der Leykam-Josefstal Aktiengesellschaft	1924 bis 1925	rd. 1000	Grober Sand mit Kies und Geröll und Einlagerungen feinen tonigen Sandes
15	Berlin: Umbau und Erweiterung der Staatsoper Unter den Linden	1926 bis 1927	1800	Berliner Urstromtäler Mittelfeiner bis grober Sand, nach der Tiefe zu in Kies übergehend
16	Berlin: Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln, Landwehrkanalkreuzung. (Los XV)	1926/27	500	Sande des Berliner Urstromtales (mit Tonschichten)

¹ Ausführende waren für Nr. 4 die Untergrundbahnbaugesellschaft Berlin, für Nr. 5 bis 9 und 11 die Siemens & Halske A.-G., Elektrische Bahnabteilung (Siemens-Bauunion), für alle übrigen Nummern die Siemens-Bauunion.

² Die Erdarbeiten im Klei konnten bis zu einer beträchtlichen Tiefe ohne Wasserhaltung durchgeführt werden, ohne daß ein Durchbrechen des artesischen Grundwassers eintrat.

senkungen des Grundwasserspiegels¹.

Größter Wasserandrang 1/Sek.	Größe erreichte Absenkungstiefe m	Ausbildung der Absenkungsanlage	Bauleitung (Auftraggeber)
420	19,00	Offene Haltung und 6 Staffeln (auf -4,30, -7,0, -11,0, -13,0, -15,0 und -18,0) mit 234 Brunnen von 150 mm Ø und Kiesschüttung, 24 Betriebspumpensätze mit 250 mm Rohranschluß, 11 Reservepumpensätze	Preußische Regierung. (Im Eigenbetrieb.)
610	20,00	Zwei Staffeln in größere Tiefe eingebaut ²	Kaiserliches Kanalbauamt Kiel. (Im Eigenbetrieb.)
850	22,00	Zusammen 5 Staffeln, 181 Brunnen, 20 Pumpensätze ³	Kaiserliches Kanalbauamt, Kiel. (Im Eigenbetrieb.)
380	11,00	Tiefbrunnen mit Mammutpumpen. Im I. Bauabschnitt 30 Tiefbrunnen mit Mammutpumpen, im II. Bauabschnitt 30 normale, 10 m lange Brunnen, 26 Tiefbrunnen mit Mammutpumpen	Siemens & Halske A.-G., Elektrische Bahnabteilung
300	11,00		
950	15,00		
—	9,50	3 Staffeln	Gesellschaft für elektrische Hoch- u. Untergrundbahnen, Berlin
663	10,80	111 Brunnen. Anlage in sich gestaffelt	A. E. G.-Schnellbahngesellschaft
—	9,50	3 Staffeln. Anlage in sich gestaffelt	Nordsüdbahn A.-G., Berlin
—	10,15	3 Staffeln und Mammutpumpen zur Verstärkung der Tiefsenkung	Stadt Berlin (Nordsüdbahn A.-G., Berlin)
209	17,60	Offene Wasserhaltung und 3 Staffeln. Gesamteinbau: 167 Brunnen, 1500 m Saugleitung, 750 m Druckleitung, 350 m Sammelleitung, 14 Pumpensätze	Preußische Regierung
2100	Unterhaupt 12,80 Oberhaupt 11,90	3 Staffeln mit 101 Brunnen von 290 mm Ø und 33 Pumpensätze	Schwedische Regierung
68	16,0 bei Flut, davon 13,0 m mit offener Haltung	2 getrennte Anlagen mit zusammen 34 + 42 = 76 Brunnen und 4 Pumpensätze (offene Wasserhaltung und eine Staffel)	Belgische Regierung
60	16,00	Schacht I 4 Staffeln, Schacht II Tiefbrunnen als Sickerfilter betrieben	„Matador“ Bergbaugesellschaft m. b. H., Senftenberg
500	9,30	3 Brunnenstaffeln und offene Wasserhaltung, 45 Brunnen von 150 mm Ø und 279 mm Ø, 7 Pumpensätze	Leykam-Josefstal A.-G., Wien
650	12,00	3 Staffeln und Tiefbrunnen mit elektrisch betriebenen Tiefbrunnenpumpen	Preußisches Finanzministerium
—	Grundwasserspiegel 8,0 m Kanalwasserspiegel 9,9 m	3 Staffeln (mit Anwendung der Staffelung in sich), 15 einstaffelige Brunnen, 70 zweistaffelige Brunnen, 60 dreistaffelige Brunnen	Nordsüdbahn A.-G., Berlin

³ Vorstaffel + 14,0: 18 Brunnen, 2 Pumpstellen; I. Staffel + 12,0: 33 Brunnen, 3 Pumpstellen; II. Staffel + 8,0: 29 Brunnen, 3 Pumpstellen; III. Staffel + 4,0: 26 Brunnen, 3 Pumpstellen; IV. Staffel + 0,50: 75 Brunnen, 9 Pumpstellen.

Gleichung (7a) weniger Wasser zu pumpen brauchen. Dafür aber ist der große Brunnen vielmals teurer. Nur ein Kostenanschlag kann hier von Fall zu Fall die Entscheidung bringen.

Aus den Gleichungen (6) und (6a) entnehmen wir schließlich, daß bei gleicher Wasserentnahme um so größere Senkungen erreicht werden, je geringer die Höhe der wasserführenden Schicht H ist. Für die Praxis hat man nun die Bemessung der in Frage kommenden Schichthöhe in der Hand, denn Beobachtungen haben ergeben, daß bei einem Brunnen, der nicht bis zur wassertragenden Sohle hinabreicht, einem sog. Flachbrunnen, das Wasser unter der Sohle des Brunnens nicht an der Wasserbewegung teilnimmt und man ohne großen Fehler bei solchen

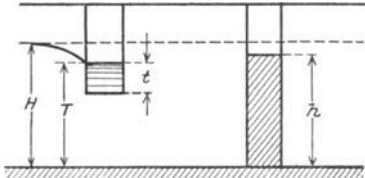


Abb. 191. Senkung im Flachbrunnen.

Brunnen die Höhe H vom ungesenkten Spiegel bis zur Sohle des Brunnens rechnen kann. Forchheimer¹ hat aus Versuchen die Gleichung

$$\frac{H^2 - T^2}{H^2 - h^2} = \sqrt{\frac{T}{t}} \cdot \sqrt[4]{\frac{T}{2T - t}} \quad (8)$$

abgeleitet für Berechnung der zusätzlichen Senkung eines Flachbrunnens gegenüber einem bis zur wassertragenden Sohle reichenden

Brunnen. Hierbei bedeutet T die Höhe über der wassertragenden Schicht im Flachbrunnen, h die Spiegelhöhe in einem bis zur Sohle abgesenkten Brunnen, dem die gleiche Wassermenge wie dem ersteren entnommen ist, und t die Tauchtiefe oder den Wasserstand im Flachbrunnen (Abb. 191).

Berechnungen nach dieser Gleichung sind nur bei ganz besonders seichten Brunnen erforderlich, solche wird man aber wegen der Gefahr einer zu geringen Ergiebigkeit zu vermeiden haben.

Ergiebigkeit.

Die Ergiebigkeit eines Brunnens, d. h. die Wassermenge, die ihm in der Zeiteinheit zufließen kann, ist in erster Linie abhängig von der zur Verfügung stehenden Einflußhöhe und dieser bei nicht zu großer Entnahme proportional. Bei gegebener Brunnentiefe ist sie auch der Absenkungshöhe s_0 proportional, wächst dann aber langsamer.

Das ist folgendermaßen zu erklären: Sobald die Entnahme ein gewisses Maß überschreitet, treten in der Nähe des Brunnens Zuströmungsgeschwindigkeiten auf, die feine Bodenteilchen mitreißen und als dichten Mantel sich um den Filter legen. Dadurch wird der Einlauf mehr oder minder verhindert (Brunnenwiderstand). Außerdem gilt bei größeren Geschwindigkeiten nicht mehr das vereinfachte Gesetz der Gleichung (1a), sondern das ursprüngliche Darcysche Gesetz der Gleichung (1), d. h. durch innere Reibung wird ein großer Teil der Zuflußgeschwindigkeit bei gegebenem Gefälle aufgesetzt und bei Steigerung des Gefälles hält die Einlaufgeschwindigkeit nicht mehr mit dieser Steigerung Schritt. Durch diese beiden Umstände wird bei zu großer Entnahme der Zufluß bald gedrosselt, der Brunnen wird leer, und es tritt das gefürchtete Abreißen des Wasserfadens ein. Durch Überbemessung der Pumpenanlagen für einen Brunnen läßt sich also nicht jede beliebige Absenkung in seiner Umgebung erzwingen, die durch Versuche von Fall zu Fall festzustellende Maximalergiebigkeit eines Brunnens begrenzt seine Wirkung. Reicht diese nicht aus, so muß man die Zahl der Brunnen vermehren.

Reichweite eines Einzelbrunnens.

In den Gleichungen (5), (6), (7) ist die Reichweite R des Brunnens als feste, bekannte Größe enthalten, und zwar in der Form $\ln R$. Wir erinnern uns nun,

¹ Forchheimer: Hydraulik, S. 440.

daß bei wachsendem R der Wert $\ln R$ zunächst schnell, dann aber sehr langsam zunimmt; bei den Größen, die praktisch in Frage kommen — 1 bis 2 km —, ist er nahezu konstant. Es ist deshalb üblich, einen irgendwie nach den örtlichen Verhältnissen eingeschätzten Wert von R , der in dieser Größenordnung liegt, als Festwert in die Rechnung einzusetzen. Der hierbei etwa begangene Fehler spielt im Vergleich zu der unvermeidlichen Unsicherheit in der Feststellung des k -Wertes keine Rolle.

Die Praxis lehrt allerdings, daß es eine feste Reichweite nicht gibt, daß vielmehr auch nach dem Erreichen des Beharrungszustandes noch monatelang die Reichweite langsam anwächst. Schultze ist dem auf den S. 9 bis 11 seines Buches nachgegangen und hat für den Fall, daß die Einwirkung von Regen vernachlässigt werden kann, die Reichweite in Abhängigkeit von der Betriebsdauer gebracht, nach der einfachen Formel

$$R = 60 \sqrt{\frac{6 \cdot H k T}{\alpha}}, \tag{9}$$

worin T die Betriebsdauer in Stunden und α den Hohlraumanteil des Bodens bezeichnet; α kann im Mittel = 0,3 gesetzt werden.

Nach Gleichung (9) ist die Reichweite unabhängig von dem Maß der Entnahme und der Absenkung am Brunnen, was immerhin verwunderlich erscheint. Die Formel wird denn auch von anderen Forschern auf Grund theoretischer Erwägungen angegriffen¹.

Einzelbrunnen in artesischer Schicht.

Als wichtigster Sonderfall sei noch der Einzelbrunnen besprochen, der angelegt ist, um eine durch Abgrabung geschwächte Deckschicht vom Druck artesischen Wassers zu entlasten (vgl. S. 12). Er reicht durch die Deckschicht hindurch bis zur Sohle der wasserführenden Schicht. In der artesischen Schicht wird nun durch Wasserentnahme eine ideelle Absenkung erreicht, deren Größe der Entlastung der Deckschicht entspricht. Solange dabei der ideelle Absenkungsspiegel die Unterkante der Deckschicht noch nicht erreicht hat (Abb. 192), strömt dem Brunnen bei der Wasserentnahme q im Beharrungszustande durch einen beliebigen Mantelquerschnitt vom Halbmesser x die Wassermenge zu

$$q = 2x\pi hk \frac{dy}{dx}$$

oder

$$dy = \frac{q dx}{2x\pi hk}. \tag{10}$$

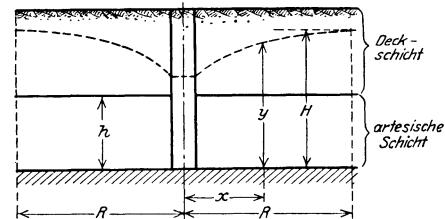


Abb. 192. Einzelbrunnen in artesischer Schicht.

Das Integral dieser Gleichung in ähnlicher Weise wie bei Gleichung (5) und (6) entwickelt, lautet

$$y = H - \frac{q}{\pi hk} (\ln R - \ln x). \tag{11}$$

Die ideelle Absenkung und damit die Entlastung beträgt also

$$s = H - y = \frac{q}{\pi hk} (\ln R - \ln x). \tag{11a}$$

Die Entlastung nimmt also mit wachsender Entnahme zu und nimmt ab mit wachsender Stärke der wasserhaltigen Schicht und mit Anwachsen des k -Wertes sowie mit dem Abstände von Brunnenmitte.

Wird die Absenkung so weit getrieben, daß der Spiegel in seinen inneren Teilen unter die Deckschicht sinkt, so ist die Deckschicht in diesen Teilen vom artesischen Druck vollkommen entlastet.

¹ Versling: Zentralbl. Bauverw. 1925, S. 368.

Brunnengruppen.

Nach diesen Ausführungen am Einzelbrunnen können wir uns bei der rechnerischen Betrachtung von Brunnengruppen, sog. Vollanlagen, kurz fassen. Wir sahen, daß an Einzelbrunnen der Senkungstrichter in Brunnennähe recht steil verläuft und daß die Entnahme nicht beliebig gesteigert werden kann. Senkungsanlagen mit nur einem Brunnen haben daher in der Regel keine für bauliche Zwecke ausreichende Wirkung. Gehen wir aber zur Anordnung mehrerer Brunnen über, so stehen wir vor der Frage, wie sich für einen beliebigen Punkt A des Senkungsgebietes die Wirkungen der einzelnen Brunnen summieren.

Für diesen Punkt A , von dem die einzelnen Brunnen die Abstände $r_1 r_2 r_3 \dots r_n$ haben mögen, hat Forchheimer in der Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Vereins Hannover 1886, Sp. 545ff., unter Benutzung rechtwinkliger Kurvenscharen nachgewiesen, daß mit den Bezeichnungen der Abb. 193 die Gleichung gilt:

$$y^2 = H^2 - \frac{q_1}{\pi k} \ln \frac{R}{r_1} - \frac{q_2}{\pi k} \ln \frac{R}{r_2} - \dots - \frac{q_n}{\pi k} \ln \frac{R}{r_n}. \quad (12)$$

Wird aus allen Brunnen die gleiche Wassermenge q entnommen und ist $Q = ng$, so geht die Gleichung (12) über in

$$y^2 = H^2 - \frac{Q}{\pi k} \left[\ln R - \frac{1}{n} \ln(r_1 \cdot r_2 \dots r_n) \right]. \quad (13)$$

Die Absenkung im Punkte A ist demnach

$$s_k = H - \sqrt{H^2 - \frac{Q}{\pi k} \left[\ln R - \frac{1}{n} \ln(r_1 \cdot r_2 \cdot r_n) \right]}. \quad (13a)$$

Zur Erzwingung eines bestimmten s_r ist erforderlichlich

$$Q = \frac{(H^2 - y^2) \pi h}{\ln R - \frac{1}{n} \ln(r_1 \cdot r_2 \dots r_n)} \quad (14)$$

oder da $y_A = H - s_A$

$$Q = \frac{s_A(2H - s_A) \pi k}{\ln R - \frac{1}{n} \ln(r_1 \cdot r_2 \dots r_n)}. \quad (14a)$$

Die Formeln (12) bis (14) bauen sich ganz ähnlich auf wie die Formeln (5) bis (7), die sich auf den Einzelbrunnen beziehen, das stärkt das Vertrauen zu ihrer Anwendbarkeit.

Soll mit einer Brunnengruppe eine ideelle Absenkung unter einer Deckschicht anstehenden artesischen Wassers erfolgen, so erhält man für n Brunnen die n partiellen Differentialgleichungen

$$2x_1 \pi h k \frac{\partial y}{\partial x_1} = q_1,$$

$$2x_2 \pi h k \frac{\partial y}{\partial x_2} = q_2,$$

$$2x_n \pi h k \frac{\partial y}{\partial x_n} = q_n.$$

Durch Integration erhält man, wenn $Eq_n = Q$

$$y = \frac{H - Q}{2\pi k h} \left[\ln R - \frac{1}{n} \ln(r_1 \cdot r_2 \dots r_n) \right]. \quad (15)$$

Auch hier ist die Parallelität mit dem Einzelbrunnen zu beachten.

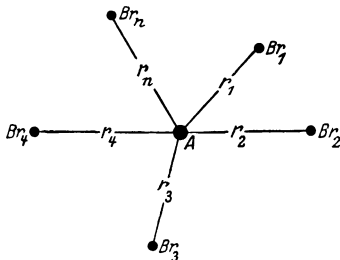


Abb. 193. Brunnengruppe Prinzipskurve.

Probesenkungen.

Wir wiesen bereits darauf hin, daß der Wert einer Senkungsberechnung steht und fällt mit der Benutzung des richtigen k -Wertes und daß dieser praktisch nur durch Probesenkungen ermittelt werden kann. Diese Probesenkung kann, wenn sie nicht zeitlich von der Bauausführung getrennt ist, so ausgeführt werden, daß sie allmählich in die Bausenkung übergeleitet wird, ist also auch in dieser Beziehung nicht wertlos. Überdies gibt sie neben dem k -Wert darüber Aufschluß, ob Filterdurchmesser, Filtertiefe und Filterfeinheit richtig gewählt sind.

Steht nur ein Brunnen zur Verfügung und entnimmt man aus ihm die Wassermenge q , so kann man aus Gleichung (7a) k berechnen zu

$$k = \frac{q (\ln R - \ln r)}{s_0 (2H - s_0)}. \tag{16}$$

Will man neben der Bestimmung von k auch noch Aufschluß über den Verlauf des Senkungsspiegels erhalten, so sind mindestens 2 Brunnen zu bohren, von denen der Brunnen II nur zur Beobachtung dient. Man erhält dann mit den Bezeichnungen nebenstehender Abb. 194 aus Gleichung (5)

$$y_1^2 - y_0^2 = \frac{q}{rk} \ln a - \ln r, \tag{17}$$

$$k = \frac{q (\ln a - \ln r)}{\pi (y_1^2 - y_0^2)}.$$

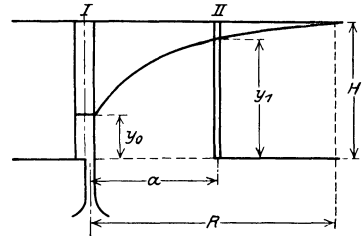


Abb. 194. Probesenkung mit zwei Brunnen.

k ist damit unabhängig geworden von der bei nur einem Versuchsbrunnen notwendigen Einschätzung der Reichweite. Die Reichweite selbst können wir nach Ermittlung von k gleichfalls unter Benutzung der Gleichung (5) errechnen.

Soll der Einfluß örtlicher Zufälligkeiten weiter berücksichtigt werden, so kann die Zahl der Beobachtungsbrunnen entsprechend erhöht werden und aus den verschiedenen Gleichungen ein Mittelwert gebildet werden.

Die Probesenkung ist auch zu benutzen zur unmittelbaren Feststellung der für eine bestimmte Absenkung zu fördernden Wassermengen. Nach Gleichung (7a) verhält sich nämlich

$$\frac{q_1}{q_2} = \frac{s_{0I} (2H - s_{0I})}{s_{0II} (2H - s_{0II})}. \tag{18}$$

Sind q_1 und s_{0I} gemessen und s_{0II} gegeben, so kann hieraus q_2 berechnet werden.

Sind die Absenkungen s im Verhältnis zur Schichtstärke H nur gering, so kann man genau genug annehmen, daß sich die Wassermengen in gleichem Verhältnis wie die Senkungen ändern und umgekehrt. Mathematisch gesprochen sind y und s Ordinaten einer Parabel, die in ihrem oberen Teil nahezu geradlinig verläuft.

In ähnlicher Weise kann man für eine Brunnengruppe aus Gleichung (13a) die Proportion herleiten:

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{s_{A1} (2H - s_{A1})}{s_{A2} (2H - s_{A2})}. \tag{19}$$

Der Filterbrunnen.

Die Brunnen, aus denen die Grundwassersenkung das Wasser entnimmt, sind sogar Filterbrunnen. Sie bestehen der Hauptsache nach aus einem durchlochten Rohr, das von feinmaschigem Filtergewebe oder von Filterschichten so umgeben ist, daß Wasser möglichst ungehindert in das Rohr eindringen kann, die feinen Teile des Bodens aber zurückgehalten werden. In der am meisten üblichen

Ausführung ist das Rohr aus Schmiedeeisen, hat eine große Anzahl runder oder schlitzförmiger Löcher und ist am unteren Ende durch einen Pfropfen oder eine Blechkappe geschlossen. Der Durchmesser des Rohres beträgt gewöhnlich 150—300 mm, die Wandstärke 2—3 mm. Enthält das zu fördernde Wasser freie Säure, namentlich freie Kohlensäure, so verzinkt man das Rohr oder gibt ihm einen Schutzanstrich aus Asphalt oder dgl. Auch gußeiserne Rohre sind hin und wieder verwendet, da Gußeisen bei unverletzter Gußhaut chemischen Angriffen erheblich besser widersteht als Schmiedeeisen; dafür sind gußeiserne Rohre aber auch noch bei größeren Wandstärken recht empfindlich gegen Stoß und Schlag, sie werden deshalb wohl stets auf Sonderfälle, bei denen besonders starke Säureangriffe zu erwarten sind, beschränkt bleiben.

Selbst Steinzeug und Betonrohre sind wegen ihrer großen Säurefestigkeit schon angewendet, trotz der hier besonders großen Bruchgefahr; schließlich hat man auch Versuche mit hölzernen Rohren gemacht, die zwar weniger durch Bruch gefährdet sind, dafür aber den Nachteil haben, daß das Holz in der Feuchtigkeit stark arbeitet.

Zum Schutz der Löcher im Filterrohr verwendet man meistens Metallgewebe und Tressen, deren Feinheit sich nach der Feinheit des Bodens richtet. Als Material für diese Tressen kommt Kupfer, Messing oder verzinkter Eisendraht in Frage. Kupfer ist am widerstandsfähigsten, Messing weniger und verzinkter Eisendraht noch weniger. Zu beachten ist jedoch, daß Kupfer und Messing mit dem Eisen des Rohres ein galvanisches Element bilden können, was dann bald zur Zerstörung von Rohr und Tresse führt. Verzinkter Eisendraht vermeidet diese Elementbildung, seine Lebensdauer ist aber selbst in reinem Grundwasser beschränkt, da sich die Zinkhaut durch die mechanische Einwirkung des einfließenden Wassers bald abnutzt. Nach Berliner Erfahrungen¹ sollte man in reinem Grundwasser einem Filtergewebe aus verzinktem Eisendraht nicht mehr als sechs Monate Betriebszeit zumuten, mancher Eisendrahtfilter hat jedoch schon viel früher versagt. In säurehaltigem Wasser ist Eisendrahttresse überhaupt nicht zu gebrauchen.

Der Grad der Tressenfeinheit wird im Handel durch Numerierung gekennzeichnet, die angibt, wieviel Hauptdrähte auf 1 lfd. Zoll der Tresse eingewebt sind. Für besonders feinen Sand nimmt man Tresse Nr. 16, für mittelfeinen Sand Nr. 10—12 und für groben Sand oder Kies Nr. 8—10. Man darf die Tresse nicht zu grobmaschig, aber auch nicht zu fein nehmen, da dann der Einlaufwiderstand unnötig erhöht wird und die feinen Löcher sich leicht verstopfen.

Zwischen Filterrohr und Filtertresse wird meist eine großmaschige Untertresse aus starkem Drahtgewebe aufgeschweißt, um dem Wasser besseren Zutritt zu ermöglichen, ein gleiches Drahtnetz schützt die Tresse außen gegen mechanische Beschädigungen.

Filterrohr und Filtertresse bilden den sog. Filterkorb; er ist meist 3—5 m lang, da im Beharrungszustande der Filter selten mehr wie dieses Maß in das gesenkte Grundwasser eintaucht. Man sollte den Filterkorb lieber zu lang (bis 10 m) als zu kurz machen, damit man vor dem Erreichen des Beharrungszustandes eine möglichst große Einlaufhöhe zur Verfügung hat, die während des Absenkens verstärkte Pumpenleistungen ermöglicht und man außerdem dadurch unabhängig wird von dünnen undurchlässigen Schichten, wie wir sie bereits auf S. 7 beim Bau der Schleusen in Ymuiden kennengelernt haben; schließlich erhöht eine gewisse Überlänge die Wiederverwendbarkeit des Filterkorbes.

Der Filterkorb wird eingebaut im Schutze eines Mantelrohres, d. h. eines 30—40 cm starken Bohrrohres, das in der bei Bodenuntersuchungen üblichen Weise niedergebracht wird. In dieses Mantelrohr wird der Filterkorb in ent-

¹ Schultze: Grundwassersenkung, S. 65.

sprechender Höhe eingehängt, nachdem vorher das Filterrohr durch ein aufgeschraubtes Aufsatzrohr bis zur Oberfläche verlängert ist. Danach wird der vom Boden sorgfältig befreite Zwischenraum zwischen Filterrohr und Mantelraum (5—6 cm) mit Kies gefüllt und dann das Mantelrohr ganz oder teilweise gezogen, um dem Wasser freien Zutritt zum Filter zu gewähren.

In das Filterrohr wird jetzt das 5—10 cm starke Saugrohr so eingehängt, daß es bis etwa 50 cm über der Filtersohle hinabreicht. Sein Durchmesser ist so zu bemessen, daß der Zwischenraum zwischen Saugrohr und Filterinnenseite mindestens denselben Querschnitt aufweist wie das Saugrohr, andernfalls strömt das Wasser aus den oberen Teilen des Filters nicht genügend nach. Die ringförmige Öffnung zwischen Aufsatzrohr und Saugrohr wird schließlich durch eine Schutzscheibe abgedeckt, die entfernt werden kann, um den Wasserstand im Brunnen beobachten zu können.

Die Saugrohre werden an eine zur Pumpe führende Saugleitung angeschlossen, und zwar am einfachsten mit einer T-förmigen Muffe. Besser ist jedoch der Anschluß durch einen Krümmer, der geringeren Leitungswiderstand hervorruft und außerdem gestattet, durch einen Aufsatzstutzen den Wasserstand im Brunnen jederzeit einzumessen. Für Kontrollzwecke wird ferner an jedem Brunnen ein Schieber angebracht, der sich durch Einsparung unnötiger Pumpenleistungen schnell bezahlt macht; außerdem wird hier meist ein einfaches, aus einer beschwerten Lederkappe bestehendes Rückschlagventil eingebaut, damit bei Störungen der Leerlauf der Saugleitung verhindert wird. Abb. 195a und b zeigt einige ausgeführte Filterbrunnen.

Die Siemens-Bauunion hat einen Sparbrunnen konstruiert, bei dem das Saugrohr in geringer Höhe über dem Filter durch eine besondere Muffe an das Aufsatzrohr angeschlossen ist, so daß weiter oberhalb ein besonderes Saugrohr erspart wird (Abb. 196).

Wirksamkeit und Lebensdauer eines nach obigen Vorbildern ausgebildeten Filterbrunnens sind abhängig von der Filtertresse, die mechanischen und chemischen Angriffen nur kurze Zeit widersteht. Man vermeidet diese, indem man sie durch einen nach den Erfahrungen der Wassergewinnung aufgebauten Kiesfilter ersetzt (Abb. 195b). Ein

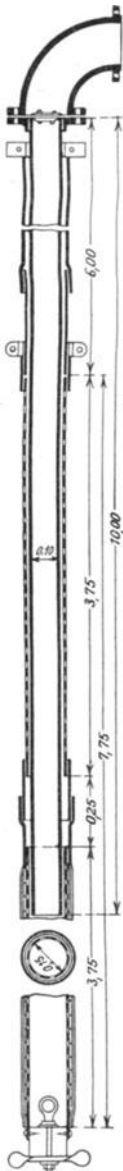


Abb. 195 a. Filterbrunnen vom Bau der neuen Ostseeschleuse des Kaiser Wilhelm Kanals. (Nach Gährs u. Prietze, Z. f. Bauw. 1913.)

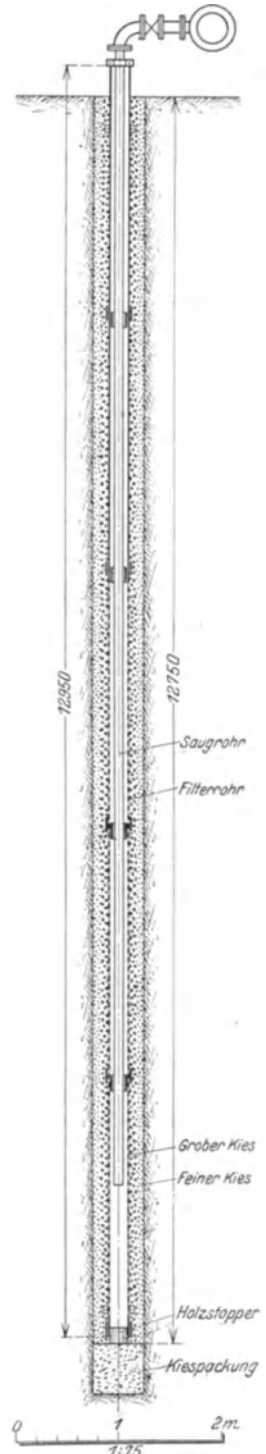


Abb. 195 b. Filterbrunnen mit Kiesmantel. [Grün & Bilfinger.]

solcher Kiesfilter ist besonders angebracht in feinkörnigem Sand, bei dem die Verstopfungsfahr dadurch vermindert wird, daß der Kies gewissermaßen den Umfang der Einlauffläche vergrößert und damit die Einlaufgeschwindigkeit verringert. Die Körnung des Kiesfilters ist dabei so zu wählen, daß außen das feinere Korn liegt und durch nach innen anschließendes gröberes Korn festgehalten wird. In der Regel wird man mit zwei Kiesschichten auskommen können.

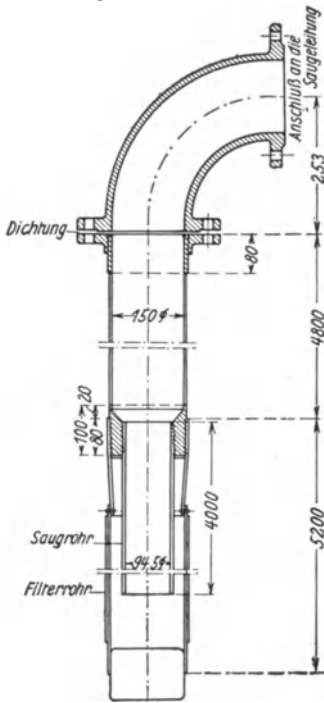


Abb.196, Sparbrunnen der Siemens-Bauunion. (Nach Schultze, Grundwassersenkung.)

ausgegraben wurde und bei dem mittelgroße Steine ohne weiteres mit heraufkamen. Nach den Angaben unserer Quelle ging mit diesem weiten Rohr die nur unbedeutend teurere Bohrarbeit rascher voran, als bei dem zuerst benutzten 30-cm-Rohr.

Das Niederbringen eines Kiesfilters erfolgt im Schutze eines entsprechend weiten, meist 60—70 cm Durchmesser aufweisenden Mantelrohres, die Trennung der Kieskörnungen wird bewirkt durch dünne Blechzylinder, die mit dem Fortschreiten der Kiesschüttung wieder hochgezogen werden. Die Kiesschichten brauchen nur um wenige Zentimeter über das Filterrohr hinauszuragen.

Besonders weite Mantelrohre mit Kiesfiltern hat man angewendet an Stellen, wo der Boden so fest und steinig ist, daß ein normales Mantelrohr mit dem gewöhnlichen Hilfsmittel des Ventilbohrers nicht heruntergebracht werden konnte. Dieser Fall lag z. B. vor an der Weststrecke des Rhein-Herne-Kanals. Hier steht grober, mit Mergel durchsetzter Kies an, der viele Steine enthält¹. Die Bohrungen gingen in diesem Boden schlecht voran und erforderten in den üblichen Abmessungen viel kostspielige Meißelarbeit. Man ging deshalb bald dazu über, Stahlmantelrohre von 1 m Lichtweite anzuwenden, bei denen der Boden mit einem kleinen Greifer, dessen Seil über eine Dampfwinde ging,

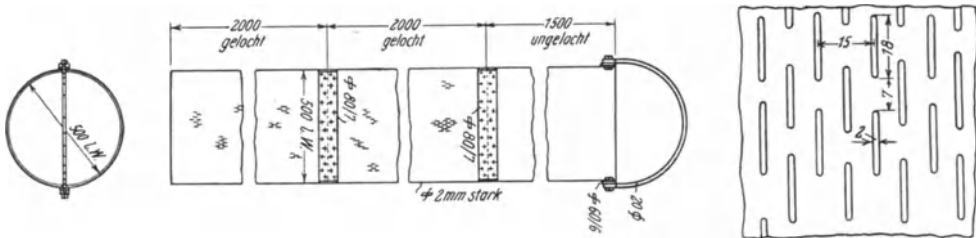


Abb. 197. 500 mm weites Filterrohr für Grundwassersenkung am Rhein-Herne-Kanal. (Nach Goetschke, Bautechnik 1926.)

Unter Ausnutzung des großen Mantelrohres wurden dann entweder zwei gewöhnliche Filter von 20 cm Durchmesser in denselben Brunnen versenkt und mit Kies umschüttet, oder es wurden große Filterrohre von 50—60 cm eingebracht. Die großen Rohre wurden dabei aus 2 mm starkem Zinkblech hergestellt und waren im unteren Teile nach nebenstehender Abb. 197 geschlitzt. Auf Tressenschutz wurde ganz verzichtet; der eingebrachte Kiesschutz hat sich gut bewährt.

¹ Bautechnik 1926, S. 545ff.

Schachtbrunnen.

In manchen Bodenarten, besonders in tonhaltigem Schwemmsand, versagt die Wasserhaltung mit Filterbrunnen, da diesen das Wasser zu langsam zusickert. In solchen Fällen muß man entweder zur offenen Tageshaltung übergehen, oder man verwendet weiträumige Schachtbrunnen, in denen sich das Wasser in den Betriebspausen ansammeln kann. Schachtbrunnen können durchlässige oder undurchlässige Wände haben und werden aus Mauerwerk, Beton oder Eisenbeton hergestellt. Die Sohle ist als Kiesfilter auszubilden und evtl. durch einen Rost gegen Auftrieb zu sichern, bei besonders feinem Boden kann es auch nötig werden, um den ganzen Brunnen einen Kiesmantel anzuordnen, damit der Brunnen nicht zu schnell verschlammt. Das Einbringen solcher Mäntel erfolgt auch hier mit Hilfe von Blechen, die entweder wieder hochgezogen werden oder auch, wenn sie durchlocht sind, im Boden bleiben.

Schachtbrunnen sind wegen ihrer Kostspieligkeit und wegen der mit modernen Pumpen vergrößerten Möglichkeit einer Tageshaltung heute für Grundwassersenkungen wenig gebräuchlich. Ein älteres Beispiel ihrer Anwendung ist der Bau der ersten Ostseeschleuse des Kaiser-Wilhelm-Kanals.

Anordnung der Brunnen.

Die Verteilung der Brunnen auf einer Baustelle richtet sich naturgemäß nach der Bauaufgabe. Im allgemeinen ist Ziel der Grundwassersenkung, das Wasser auf ganze Ausdehnung der Baugrube etwa 50 cm unter der Bausohle zu halten, und hieraus ergibt sich der Abstand der einzelnen Brunnen voneinander, der so zu wählen ist, daß der zwischen den Brunnen sich einstellende Spiegel in seinem höchsten Punkt dieses Maß nicht überschreitet. Bei großer Durchlässigkeit, großem k -Wert, wird man die Brunnen weiterstellen können als bei kleinerem k -Wert, da ja in ersterem Falle der Senkungstrichter flacher verläuft. Auch wird man ohne weiteres dazu kommen, die Brunnen dort enger zu stellen, wo nach der Örtlichkeit größerer Wasserandrang zu erwarten ist. Für mittlere Verhältnisse hat sich bei mittlerer Durchlässigkeit ein Brunnenabstand von 7—12 m bewährt, bei geringer Durchlässigkeit muß man auf 3—5 m gehen.

Durch eine Versuchsrechnung nach Gleichung (12) oder Gleichung (14) ist nun zu prüfen, ob mit der zunächst zu wählenden Fördermenge der geplante Zweck erreicht werden kann. Ist dies der Fall, so ist zu prüfen, ob bei der für jeden Brunnen in Aussicht genommenen Fördermenge dessen Ergiebigkeit auch nicht überschritten wird. Im allgemeinen wird dies nicht der Fall sein, wenn der Filter noch 3—4 m im abgesenkten Grundwasser steht. Auch dies läßt sich nach Gleichung (13) nachprüfen. Ergibt sich eine für den Brunnen zu große Fördermenge, so ist entweder der Brunnen zu vertiefen oder die Zahl der Brunnen zu vergrößern.

Die Brunnen werden in den meisten Fällen rings um die eigentliche Bausohle angeordnet, so daß die Bausohle selbst für die eigentlichen Gründungsarbeiten frei bleibt. Diese Anordnung hat gleichzeitig den Vorzug, daß der Spiegel der Gesamtsenkung nach außen hin schnell steigt, also unnötige Pumpenleistungen vermieden werden. Ist die Baugrube so breit, daß man mit einer Randanordnung nicht auskommen kann, so muß man allerdings auch noch in der Bausohle selbst Brunnen anordnen. Solche Brunnen stören die Bauarbeiten aber erheblich, da sie zugleich mit der Bausohle hochgeführt werden müssen.

Die Fördermenge und Förderhöhe bestimmt nun die erforderliche Pumpenleistung. Sie wird in der Praxis um 20—30% höher angenommen als errechnet, um Zufälligkeiten besser gewachsen zu sein und um das erste Absenken zu erleichtern. Auf die Konstruktion der Pumpen, ihren Wirkungsgrad usw. wird im maschinentechnischen Teil dieses Buches näher eingegangen; hier soll aber noch die Saugleitung, die die Brunnen mit den Pumpen verbindet, als wichtiges Bauglied eingehender erörtert werden.

Saugleitung.

Die Saugleitung wird zweckmäßig als Ringleitung ausgebildet, da man hierdurch einen Ausgleich zwischen den einzelnen Brunnen schafft und jeder Brunnen von zwei Seiten erreicht wird. Die Betriebssicherheit wird dadurch erheblich erhöht, außerdem besteht die Möglichkeit, im Bedarfsfalle einen Teil der Leitung und der Brunnen durch Schieber, die möglichst von vornherein mit einzubauen sind, abzuschalten.

Bei großen Anlagen kann der Vollring durch einen Mittelstrang zu einem Zwillingsring ausgebildet werden, der weitere Abschaltmöglichkeiten schafft und unter Umständen den Wasserweg verkürzt.

Die Saugleitungen werden aus schmiedeeisernen Flansch- oder Muffenrohren hergestellt, das autogene Schweißverfahren gestattet Krümmer aller Art einzubauen. Der Querschnitt der Leitung ist so zu wählen, daß Geschwindigkeiten über 1,5 m vermieden werden, im Bedarfsfalle sind dabei anstatt unhandlicher dicker Rohre lieber zwei dünne Rohre von 15—20 cm Durchmesser zu verlegen, trotzdem dadurch der Leitungswiderstand erhöht wird. Durch eine solche Doppelleitung erreicht man weitere Betriebssicherheit, da man im Notfall eine der Leitungen abschalten kann.

Die Saugleitung soll scharfe Knicke in horizontaler und vertikaler Richtung vermeiden. Sie ist nach der Pumpe hin mit geringer Steigung, etwa 1 : 500 zu verlegen, damit Luftbläschen sich in gleicher Richtung wie das Wasser zur Pumpe hin bewegen. Mit Rücksicht auf Luft- und Gasansammlungen sind auch besondere Entlüftungsanlagen einzubauen. — Vgl. S. 15.

Staffelung.

Muß das Grundwasser für den vorliegenden Bauzweck auf größere Tiefen abgesenkt werden, so kommt man bald an einen Punkt, an dem die Saughöhe der fast ausschließlich verwendeten Kreiselpumpen nicht mehr ausreicht. Diese Pumpen haben zwar eine große Druckhöhe, ihre Saughöhe, die vom Druck der umgebenden Luft abhängig ist, kann aber wegen der unvermeidlichen Leitungsverluste nicht über 8 m gesteigert werden. Man stellt deshalb zunächst einmal die Pumpe so niedrig wie möglich, d. h. unmittelbar über dem unberührten Grundwasserspiegel auf, dann kann man das Wasser in den angeschlossenen Brunnen um etwa 7 m unter den ursprünglichen Spiegel senken. Der Senkungsspiegel steigt aber zwischen den Brunnen mit der Entfernung von der Brunnenmitte schnell an, nimmt man an, daß der höchste noch nutzbare Punkt des abgesenkten Spiegels 2,5—3 m über dem Brunnenpiegel liegt, so kommt man darauf, daß mit einer einzigen Saugstaffel und den dazugehörigen Pumpen keine größere nutzbare Absenkung als 4—4,5 m erreicht werden kann.

Genügt dieses Maß der nutzbaren Senkung nicht, so muß man entweder Tiefpumpen anwenden, die so konstruiert sind, daß sie in einheitlichem Arbeitsgang das Wasser im Brunnen 10—15 m senken können (vgl. den maschinellen Teil S. 303), oder man muß zur sog. Staffelung übergehen. Das Wesen einer Staffelung besteht darin, daß im Senkungsgebiet der ersten Pumpenanlage unmittelbar über dem abgesenkten Grundwasserspiegel in möglichst tiefer Lage einer zweiten Pumpe, Brunnen und Sauganlage eingebaut wird, mit der nun der Spiegel um weitere 4 m abgesenkt werden kann. Das Verfahren kann 3-, 4- und 5mal wiederholt werden, so daß eine gesamte nutzbare Absenkung von 20—22 m erzielt wird. In jeder Staffel sind eine neue Pumpanlage, neue Saugleitungen und neue Brunnen erforderlich. Die unteren Staffeln müssen des größeren Wasserandranges wegen stärker ausgebildet werden als die oberen, sie werden auch meist im Inneren des von der oberen Ringleitung umschlossenen Brunnenringes angelegt, weil sich damit die Senkungsspiegel der Aushubböschung am besten anpassen.

Ist es möglich, im Rahmen des ganzen Bauvorhabens zunächst nur einen Teil der Baugrube bis zur vollen Tiefe abzusenken, so kann sich das für die anderen Teile dahin auswirken, daß hier der Boden in den oberen Schichten bereits trocken fällt, man also die oberste Staffel sparen kann. Diese Wirkung tritt manchmal als besonders günstiger Vorteil unerwartet ein, manchmal rechnet man aber auch mit ihr und baut dann das ganze Bauprogramm danach auf. Wir werden in unseren Beispielen am Schlusse dieses Abschnittes Näheres hierüber erfahren.

In engen Baugruben geht man zur Ersparnis von Platz so vor, daß man die Brunnen der ersten Staffel gleich so tief bohrt, wie es für die unterste Staffel erforderlich wird, d. h. etwa 7 m unter dem tiefsten nutzbaren Wasserstand dieser Staffel. Man bohrt dabei von vornherein gleich so viel Brunnen, wie für die unterste Staffel erforderlich ist. Diese Brunnen schließt man nun an die Saugleitung der Staffel I an und senkt so weit ab, wie es die Saughöhe der Pumpen erlaubt. Im Schutze dieser Absenkung wird dann die Staffel II verlegt und nach und nach ohne Betriebsstörung die Brunnen von Staffel I nach Staffel II umgeschaltet, wobei jedesmal das obere, überflüssige Ende des Brunnens zurückgebaut wird. Sind im Schutze der Staffel II die Erdarbeiten genügend fortgeschritten, so wird die inzwischen freige-wordene Staffel I als Staffel III verlegt und in gleicher Weise angeschlossen. Eine solche Staffelung unter Benutzung ein und desselben Brunnens in allen Staffeln nennt man eine Staffelung in sich. Sie hat den Vorteil der

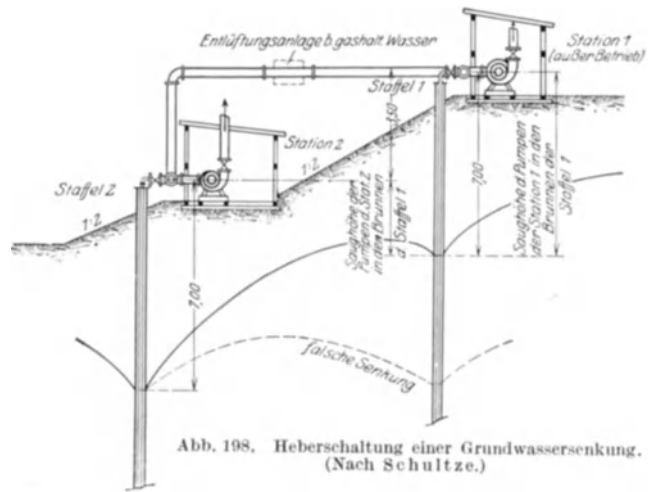


Abb. 198. Heberschaltung einer Grundwassersenkung. (Nach Schultze.)

Ersparnis an Platz und an Bohrkosten, erfordert aber gegenüber der gewöhnlichen Ausführung mehr Betriebskosten, da die für ein bestimmtes Senkungsmaß erforderliche Wasserentnahme mit der Stärke der beeinflussten Schicht, also mit der Tiefe des Brunnens wächst.

Heberschaltung. Bei gestaffelter Grundwassersenkung kann man die Brunnen zweier übereinander liegender Staffeln an dieselbe Pumpe anschließen, und zwar muß diese dann in der unteren Staffel stehen. Zwischen den Brunnen der beiden Staffeln entsteht dann eine Heberwirkung, die die Wirkung der Pumpe unterstützt und im Bedarfsfalle die obere Staffel zur Entlastung der unteren in erhöhtem Maße heranzieht. Durch eine solche Heberschaltung wird selbsttätig erreicht, daß der Wasserspiegel vom oberen zum unteren Brunnen fällt und sich so der Böschung der Baugrube anschmiegt (Abb. 198 nach Schultze).

Voraussetzung für eine Heberwirkung ist eine wirksame Entlüftung des Gipfels der Heberleitung, die durch Exhaustoren oder Luftpumpen erreicht werden kann. Solche Entlüftungseinrichtungen sind auf S. 305ff. als wichtige Baumaschinen eingehend besprochen.

Besonders zweckmäßige Anwendung findet die Heberschaltung in länglichen Baugruben, die mehrere verschieden tiefe Abschnitte aufweisen, also etwa beim Bau von Tunnelrampen. Abb. 199 gibt nach Sichert die Darstellung einer solchen Anlage. Zunächst wird Staffel I mit dem Pumpensatz *PI* eingebaut, im Schutze der erzielten Absenkung wird dann *PII* und Staffel II angelegt.

Nach Fertigstellung wird Staffel I mit einer Heberleitung an *PII* angeschlossen und *PI* dient nur noch als Reserve, ja kann evtl. ausgebaut und für eine dritte Staffel verwendet werden.

Tiefpumpensenkung.

Grundwassersenkungen mit gestaffelter Wasserhaltung sind recht betriebsicher, da beim Versagen einer Staffel die nächsthöhere ein gefährliches Ansteigen des Grundwassers verhindert, sie haben aber den Nachteil umfangreicher Bohrarbeiten und vieler Leitungen, die den Bauplatz unangenehm beengen. Die Nachteile treten besonders bei tiefen Absenkungen in engen Baugruben in Erscheinung. Beim Bau der Berliner Untergrundbahn wurden deshalb Versuche unternommen, das Grundwassersenkungsverfahren so zu verbessern, daß durch die Anwendung von Tiefpumpen mit einer einzigen Brunnenreihe auszukommen war. Die Versuche begannen vor rund 20 Jahren¹. Damals bearbeitete die Siemens & Halske A.-G. Pläne für die Untertunnelung der Spree an der Inselbrücke, die später mit Mammutpumpen (vgl. S. 306) durchgeführt wurden, die Absenkung betrug 10 m unter dem Spreespiegel. Abb. 200 zeigt einen Querschnitt durch die Baugrube, in welchem die Grundwassersenkung dargestellt ist.

Als Nachteile des Mammutpumpenbetriebes haben sich die bei dieser Pumpenkonstruktion erforderlichen übermäßig großen Bohrtiefen der Brunnen und der geringe Wirkungsgrad der Mammutpumpen herausgestellt. Technisch wurde zwar die Befreiung der Baugrube von einem großen Teil der hindernden Brunnen und Leitungen erreicht, aber der technische Vorteil wurde mit einer erheblichen Steigerung der Betriebskosten erkauft. Die Siemens & Halske A.-G. verließ deshalb beim Bau der Schöneberger Untergrundbahn das Mammutsystem wieder und ging zu einer Dreikolbenpumpe der Siemens-Schuckertwerke über, mit der insgesamt 156 Brunnen ausgerüstet wurden (vgl. S. 389). Auch hier zeigte die Tiefbrunnensenkung den Vorteil der freigehaltenen Baugrube, und der Energieverbrauch hielt sich in den üblichen Grenzen. Ein Hauptnachteil dieser Pumpen war aber die Betriebsunsicherheit, mit der die Dreikolbenpumpe wegen ihrer verwickelten Bauart behaftet ist.

Die Versuche der Siemens Bauunion zur Schaffung einer leistungsfähigen wirtschaftlichen Tiefpumpe wurden deshalb fortgesetzt.

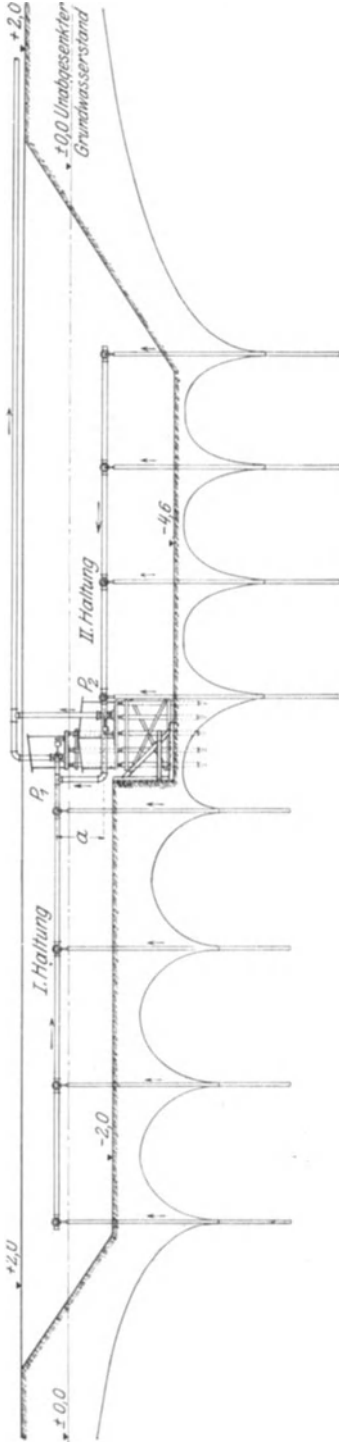


Abb. 199. Anwendung der Heberschaltung in länglicher Baugrube. (Nach S ichardt.)

¹ Bautechnik 1927, S. 719.

Bei den Vorzügen, die die elektrisch betriebene Kreiselpumpe mit ihrem gleichmäßigen Lauf für den Dauerbetrieb einer Grundwassersenkung hat, lag es nahe, die Kreiselpumpe auch für Tiefbrunnensenkungen zu verwenden. Über die

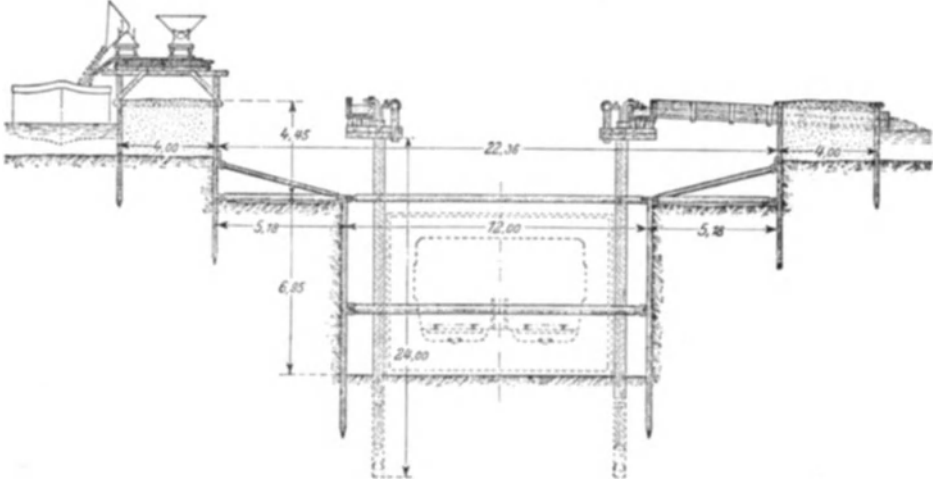


Abb. 200. Tiefsenkung für den Spreetunnel an der Inselbrücke in Berlin. Verwendung von Mammutpumpen. (Nach Scharadt.)

Bekapumpe und die Elmopumpe führte der Weg zur Tauchmotorpumpe, die ihre bekannteste Anwendung beim Neubau der Staatsoper in Berlin gefunden hat. Die verschiedenen Pumpenarten sind im maschinellen Teil dieses Buches beschrieben.

Abflußleitungen.

Das gepumpte Wasser aus der Baugrube loszuwerden bietet keine Schwierigkeiten, da die Druckhöhe von Kreiselpumpen sehr groß ist. Unter Umständen kann auch von Heberleitungen Gebrauch gemacht werden. Das Wasser ist dann dem nächsten Vorfluter zuzuführen, in Städten evtl. der städtischen Kanalisation, um einen besonderen Ableitungskanal, der unterirdisch anzulegen wäre, zu vermeiden. In solchen Fällen wird ein Ausgleichbecken, das gleichzeitig für das Messen der geförderten Wassermengen benutzt werden kann, am Platze sein, um bei starken Regenfällen von der dann überlasteten Straßenentwässerung kurze Zeit unabhängig zu werden.

Grenzen der Grundwassersenkung.

Die bisher bekannten größten Absenkungen wurden beim Bau der neuen Seeschleusen am Kaiser-Wilhelm-Kanal und in Emden mit 22 m erreicht, eine Absenkung von 1,50 m in 5 Staffeln ist bei den Bauten auf der Museumsinsel in Berlin mit gutem Erfolg durchgeführt, trotzdem diese verhältnismäßig kleine Insel rings vom Wasser der Spree umflossen ist.

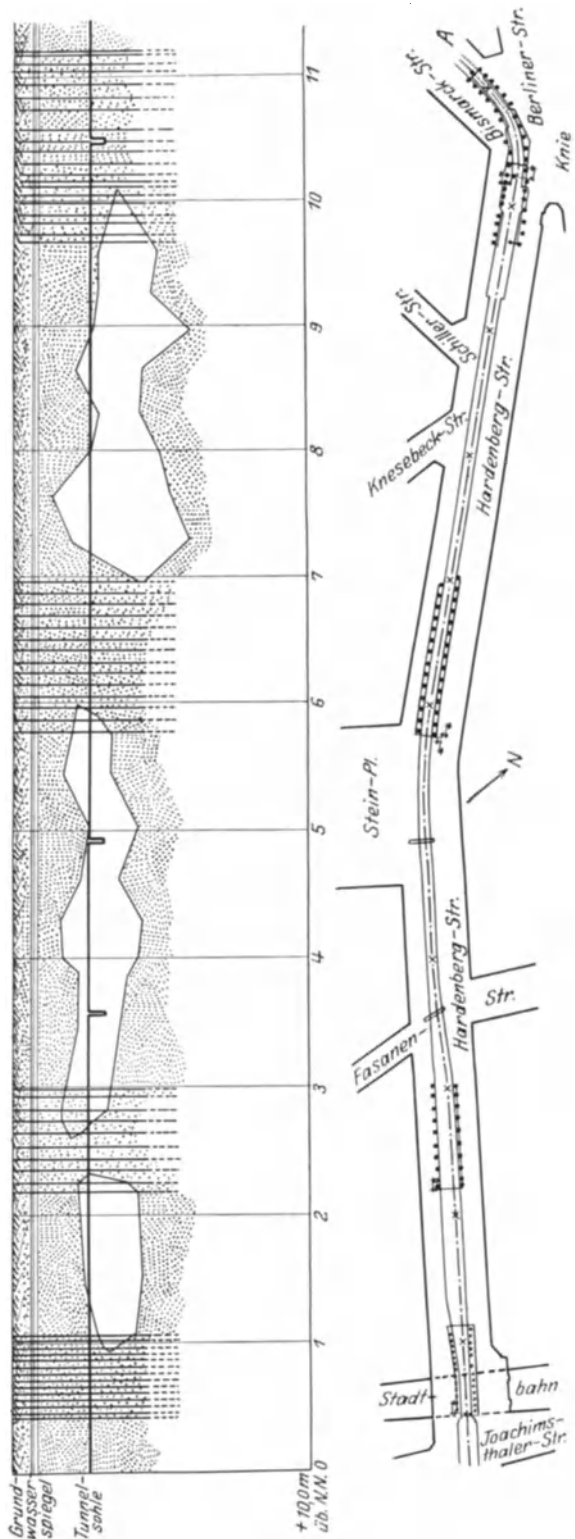
Hiermit dürfte die vorläufige Grenze des Grundwassersenkungsverfahrens auf 15—20 Absenkungstiefe festgelegt sein. Vergrößerung dieser Tiefe ist abhängig von der Erfindung einer wirkungsvollen, betriebssicheren und wirtschaftlich arbeitenden Tiefpumpe.

Beispiele.

Senkungen in ungespanntem Grundwasser. Grundwassersenkung als Hilfsmittel des Tiefbaues ist zuerst angewendet von Männern, die bei der Gewinnung von Gebrauchswasser die Einwirkung von Brunnen auf die benachbarten Grund-

wasserverhältnisse kennengelernt hatten. Nachdem schon 1886 beim Bau des ersten Wasserwerkes der Stadt Leipzig von Thiem mit gutem Erfolg der Grundwasserstand auf der Baustelle durch Brunnenentnahme gesenkt war, wurden Wassersenkungen zum Verlegen von Rohrleitungen in Charlottenburg vielfach durchgeführt¹. Die erste Großanwendung fand das neue Verfahren dann durch die Firma Siemens & Halske beim Bau der Untergrundbahn in Berlin². Besonders charakteristisch ist die Strecke Zoologischer Garten—Krumme Straße. Aus dem geologischen Längsprofil dieser Strecke (Abb. 201) geht hervor, daß der wasserführende Untergrund aus durchlässigem Sand und Kiesschichten von nicht erbohrter Mächtigkeit besteht. Unterhalb des natürlichen Grundwasserspiegels und zum Teil in denselben hineinragend, durchsetzt den Sand ein Band von Geschiebemergel, der teilweise in lose Schollen zerissen ist.

Aus dem Grundriß erkennt man den Verlauf der Bahnlinie sowie die Lage und Anordnung der für Trockenhaltung der Baugrube ausgeführten Senkungsanlagen. Man sieht zunächst, daß die Wasserentnahmestellen in erster Linie dort angeordnet sind, wo der Geschiebemergel durchbrochen ist, also die obere und untere Sandschicht zusammenhängen. Der Mächtigkeit des wasserführenden Untergrundes entsprechend, findet man, daß auf der Strecke Zoologischer Garten—Grolmannstraße die einzelnen Baugruben



¹ Zentralbl. Bauverw. 1898.

² Prinz: Die Trockenhaltung des Untergrundes mittels Grundwassersenkung. Zentralbl. Bauverw. 1906, Nr. 93, S. 595.

vollständig vom Brunnen eingeschlossen sind. Erst von der Grolmannstraße ab läßt es die zunehmende Mächtigkeit und Zusammenhängigkeit des Geschiebelehmes zu, die Fassungsanlage als einfachen Brunnenstrang zu gestalten.

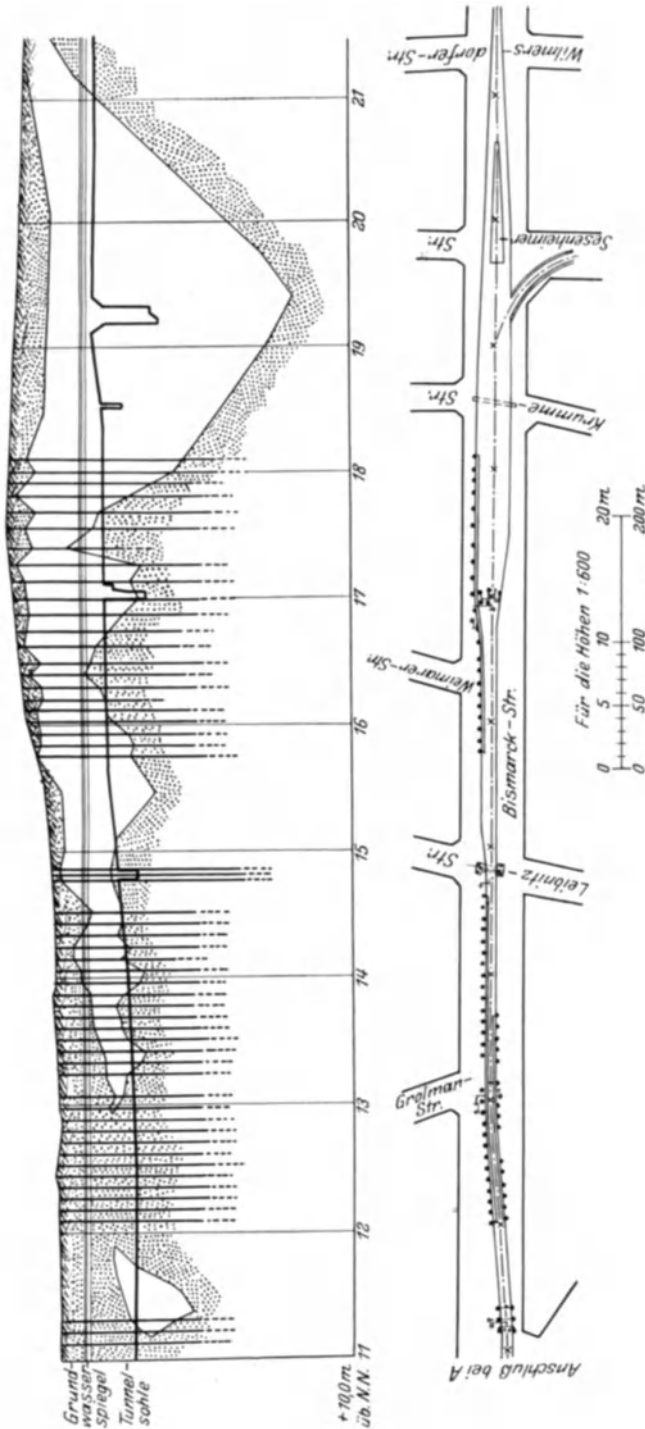


Abb. 201. Längsschnitt und Grundriß der mit Grundwassersenkung gebauten Untergrundbahn Zoologischer Garten—Krumme Straße, Charlottenburg. (Nach Prinz, Z. Bauv. 1906.)

Besonders hervorzuheben ist ferner, daß z. B. an den Enden der einzelnen Lehmschwellen sowie zwischen den Stationen 13, 15, 16 und 18, wenn auch die Tunnelunterkante hier zum Teil auf zähem, schwerdurchlässigem Lehm liegt, doch die Grundwasserhaltung beibehalten wurde, um den artesischen Auftrieb des Grundwassers aufzuheben. Hätte man diese Vorichtsmaßnahme unterlassen, so wäre beim fortschreitenden Abgraben der

Lehmbank ein schließlicher Durchbruch unvermeidlich gewesen.

Die beschriebene Strecke ist ohne jede Beschädigung benachbarter Gebäude, die unmittelbar daneben standen, ausgeführt; man faßte deshalb den kühnen Entschluß, an einer anderen Stelle der Untergrundbahn die Grundwassersenkung dazu zu benutzen, ein fünfstöckiges, mit schwerem Sandstein verkleidetes Gebäude im Trocknen zu untertunneln¹ (Abb. 202 und 203). Die tiefsten Grundmauern des zu erbauenden Tunnels lagen 4,8 m

¹ Zentralbl. Bauverw. 1906, S. 607.

unter der Kellersohle und 4 m unter dem natürlichen Grundwasserstande. Die anfangs bestehende Befürchtung, die Senkung des Grundwassers würde ein Zusammendrücken des Baugrundes und damit Senkung der Grundmauern nach sich ziehen, trat nicht ein. Es wurden damit die Beobachtungen beim Bau der Untergrundbahn neben der schweren Kaiser-Wilhelm-Gedächtniskirche in

Charlottenburg bestätigt, wo Senkung des Grundwassers unter die Fundamentsohle nur 5 m von den Grundpfählen vorgenommen war, ohne daß irgendwelche Schäden an der Kirche entstanden waren.

Zur Durchführung der Grundwasser-senkung waren 14 Saugbrunnen in etwa 4–5 m Abstand und ringförmiger Anordnung um den Bauplatz gestellt. Jedes Saugrohr hatte 104 mm lichte Weite und stand rund 4 m unter der tiefsten Fundamentsohle. Die Filter von 160–200 mm Durchmesser ragten noch 0,80 m tiefer in den

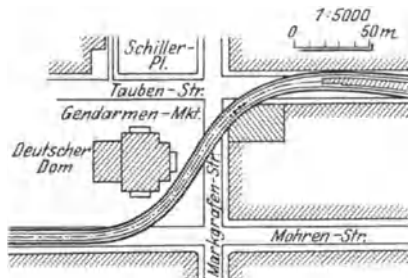


Abb. 202 a. Untertunnelung eines Wohnhauses mittels Grundwassersenkung. Übersicht.

Untergrund. Eine Sammelleitung von 250 mm Weite führte von den einzelnen Brunnen zu den Pumpen. Zwei Kreiselpumpen, angetrieben durch Elektromotoren von je 45 PS Leistung, warfen das Wasser in Sammelbehälter, von denen es in die städtische Kanalisation abfloß. Eine Anzahl Absperrschieber in der Sammelleitung ermöglichte dabei mit jeder Pumpe allein entweder auf sämtliche Brunnen oder auf einen Teil derselben, oder auch mit beiden Pumpen

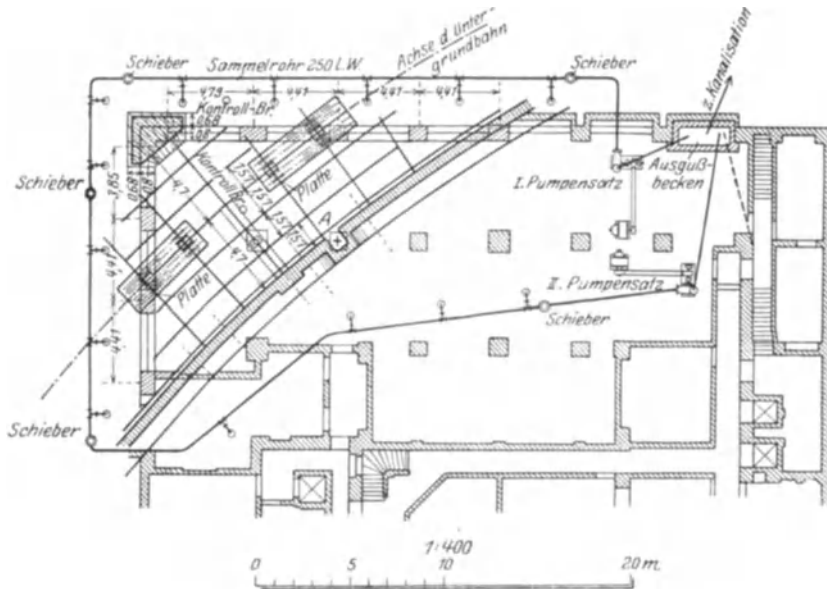


Abb. 202 b. Lageplan der Pumpanlage. (Nach Prinz, Z. Bauverw. 1906.)

gemeinsam zu arbeiten. Es wurde festgestellt, daß schon beim Betriebe nur eines Motors das Grundwasser um 3,80 m gesunken war.

Mit Hilfe einiger benachbarter Meßbrunnen ist zu verschiedenen Zeiten die Wirkung der Pumpenanlagen über den Bauplatz hinaus beobachtet und in Senkungskurven zusammengestellt worden. Hierbei stellte sich das Gefälle in der Nähe der Bohrbrunnen nach außen etwa 1 : 9 ein, und bei einer Entfernung von rund 100 m betrug die Senkung noch 1,35 m. Nach Beendigung des Pumpens

stieg das Grundwasser sehr schnell wieder an. Die Linie *bb* (Abb. 203) zeigt die Grundwasserlinie 9 Stunden nach Einstellung des Pumpbetriebes.

An diese mit gutem Erfolg durchgeführten Arbeiten für die Berliner Untergrundbahn schloß sich eine ganze Reihe ähnlicher Ausführungen, bei denen durch eine nach unseren heutigen Begriffen geringe Grundwassersenkung ein einfaches und sicheres Gründungsverfahren ermöglicht wurde. Einen großen Schritt weiter brachte die Erweiterung des Kaiser-Wilhelm-Kanals und der Bau der neuen Schleusen in Holtenau und Brunsbüttel. Über die Senkungsarbeiten an der Schleuse bei Holtenau entnehmen wir einem Aufsatz von Wasserbaudirektor Rogge¹ folgende Einzelheiten:

Die neue Holtenauscleuse, die den Kaiser-Wilhelm-Kanal mit der Kieler Bucht verbindet, hat eine nutzbare Länge von 330 m und eine nutzbare Breite von 45 m; ihr Drempel liegt auf + 6 NN., während im Kieler Hafen folgende Wasserstände beobachtet werden:

Höchstes Hochwasser + 22,94,
Niedrigwasser + 19,77,
Niedrigstes Niedrigwasser + 17,68 m.

Durch Bohrungen auf dem Schleusengelände, das in unmittelbarer Nähe der Kieler Bucht liegt, wurde der Grundwasserstand auf etwa + 21,70, also rund 2,0 m über Mittelwasser der Ostsee festgestellt. In geringem Maße ließ sich eine Abhängigkeit des Grundwasserstandes von der jeweiligen Höhe des Ostseewasserstandes nachweisen.

Der Untergrund bestand der Hauptsache nach aus Lehm, Sand, Kies und Letten (diluviärer Geschiebemergel), die einzelnen Schichten sind stark verworfen und wechselnd. Im allgemeinen ist die

¹ Rogge u. Mitarbeiter: Die neue Ostseeschleuse des Kaiser-Wilhelm-Kanals. Z. Bauw. 1923, S. 187 ff.

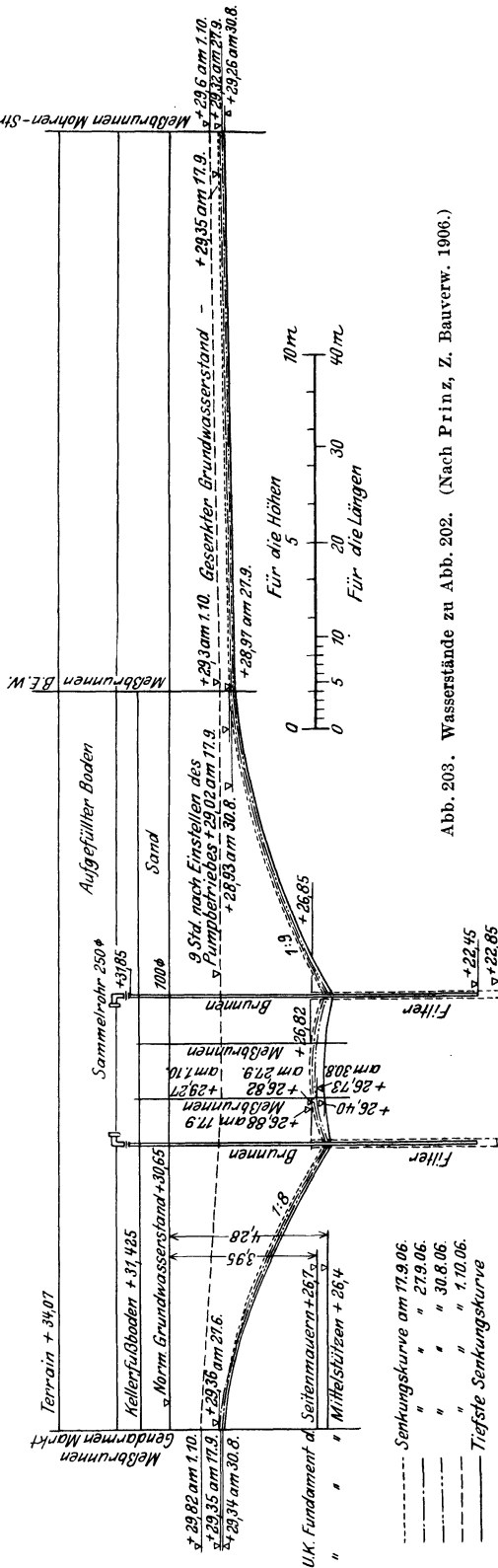


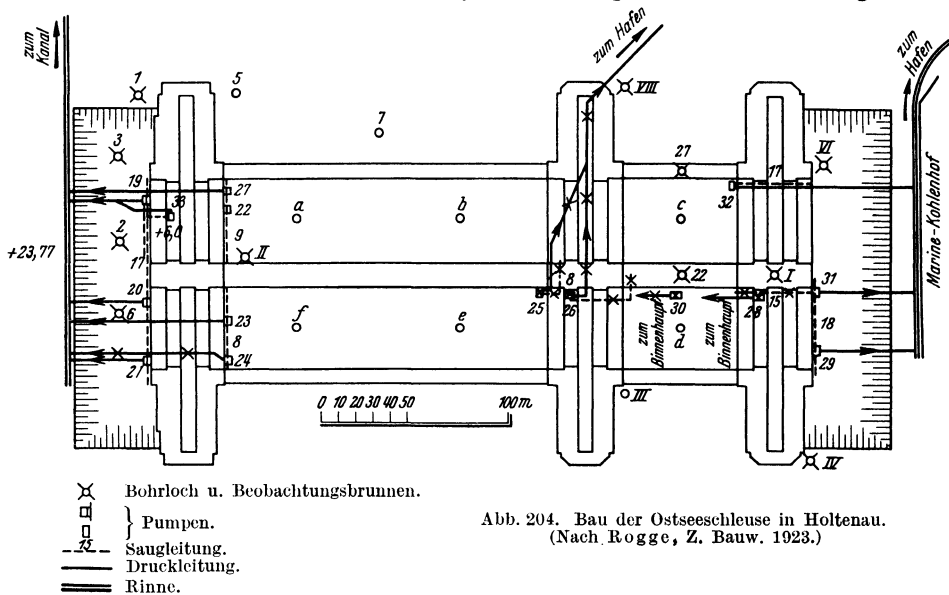
Abb. 203. Wasserstände zu Abb. 202. (Nach Prinz, Z. Bauverw. 1906.)

Lagerung so, daß zunächst eine Lehm- und Sandschicht, darunter Letten und endlich Kies oder Sand angetroffen werden. Die Lettenschicht nimmt von Süden nach Norden, also nach dem bestehenden Kanal hin an Stärke zu und reicht hier stellenweise bis zur Gründungssohle und noch tiefer. Sonst waren die unteren 6—7 m, jedoch in scharfem Sande zu gründen. Im großen Mittel lag die oberste Sandschicht auf +12,00.

Unter diesen Verhältnissen entschloß man sich, das ganze Schleusenbauwerk massiv auf dem tragfähigen Sandboden unter Grundwassersenkung zu gründen.

Für die Wasserförderung sind 12 Stück 75-PS-Pumpen nebst Motoren beschafft worden, von denen angenommen wurde, daß 8 mit einem Gesamtkraftbedarf von 600 PS gleichzeitig arbeiten sollten, während 4 weitere in Bereitschaft standen. Pumpen und Motoren waren je auf einer gemeinsamen gußeisernen Unterlagsplatte festgeschraubt und miteinander durch elastische Lederkupplung verbunden (Abb. 195a).

Die 15 cm weiten Filterrohre waren 13,75 m lang; der eigentliche Filterkörper war aus zwei zusammenschraubbaren, je 3,75 m langen Teilen zusammengesetzt.



Der Filter bestand aus verzinktem Eisenblech mit Längsschlitzen, in üblicher Weise war hierum zunächst ein 3 mm starker verzinkter Eisendraht gewunden. Dann folgte die aus Messing bestehende Filtergaze, die zum Schutz noch mit einem weitmaschigen Netz aus verzinktem Eisendraht umgeben wurde. Auf den Filterkörper wurde ein 6,0 m langes schmiedeeisernes Aufsatzrohr aufgeschraubt. Die Filter wurden eingebaut im Schutze eines 300 mm weiten Bohrrohres, der Raum zwischen Bohrrohr und Filterrohr wurde mit gesiebttem Kies ausgefüllt. Es war also ein doppelter Schutz gegen Ausspülung der feinen Teile der Nachbarschaft vorhanden. In das Filterrohr ragte das 10 m lange, 100 m weite Saugrohr, das oben eine Rückschlagventil hatte und mit einem Krümmer an die Saugrohrleitung angeschlossen war.

Die von jeder Pumpe ausgehenden Saugleitungen konnten durch je einen gußeisernen Schieber abgeschlossen werden, außerdem saß unmittelbar hinter jeder Pumpe ein Schieber in der Druckleitung. An wichtigen Punkten wurden zwei Pumpen nebeneinandergesetzt, damit beim Versagen der einen die andere zur Aushilfe dienen konnte. Jede Pumpe und jedes Pumpenpaar arbeitete vollständig selbständig.

Die Grundwassersenkung begann am Nordende des Binnenhauptes (Abb. 204), die erste Staffel wurde hier von + 18,00 niedergetrieben, sie brachte indessen wenig Wasser, weil der Lettenboden hier bis in größere Tiefen anstand und wenig Wasser durchließ; immerhin genügte die Staffel, um den Trockenbaggern das Arbeiten zunächst bis + 14,00 hinab zu ermöglichen, von wo die erste wirkliche wirksame Staffel, die aus 13 Brunnen und 2 Pumpen bestand, geschlagen wurde. Mit dieser Staffel gelang es leicht, die Baggersohle auf + 12,00 dauernd trocken zu halten. Nunmehr wurden von + 12,00 m auf der Westseite 19 und auf der Ostseite 14 Brunnen gebohrt, aus denen 3 Pumpen das Wasser förderten. Die auf + 12 geschlagene Staffel senkte das Grundwasser bis + 7,00, darauf wurde mit Löffelbaggern der Boden bis + 8,00 ausgehoben und auf dieser Höhe eine zweite Staffel mit 12 Brunnen und 2 Pumpen angelegt, die an beiden Seiten mit dem

Vorrücken der Löffelbagger nach Norden um weitere 17 Brunnen und 1 Pumpe verstärkt wurden. Die Staffel auf + 8,00 umschloß jetzt das ganze Arbeitsfeld des Binnenhauptes wie ein Hufeisen, das sich nach Norden öffnet. In ihrem Schutz vertieften die Löffelbagger die

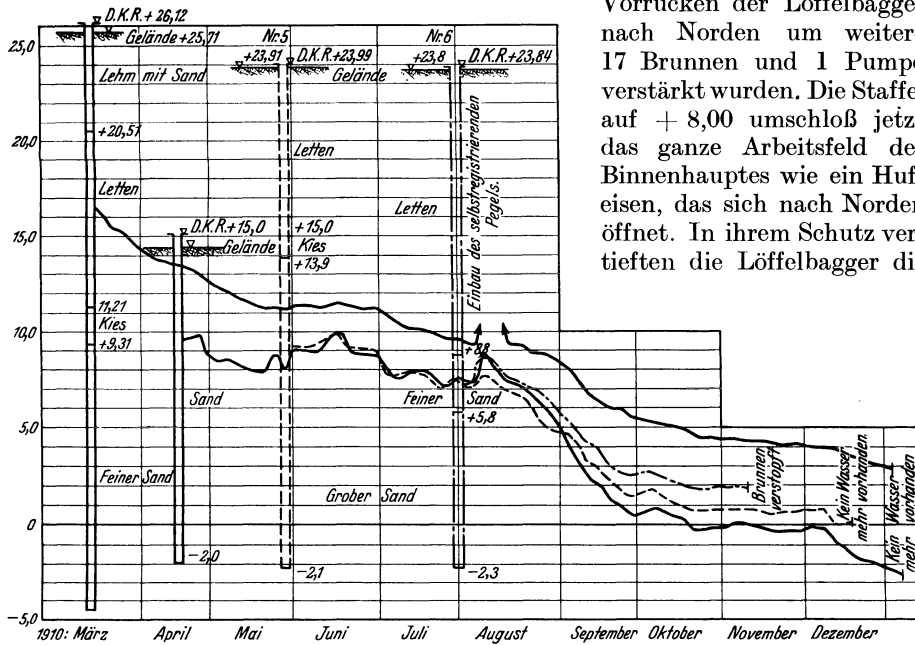


Abb. 205. Wasserstände beim Bau der Ostseeschleuse zu Abb. 204. (Nach Rogge, Z. Bauw. 1923.)

Grube bis auf + 4,0, und zwar wiederum am Südende beginnend. In dieser Höhe wurde nun die dritte Staffel geschlagen und ebenfalls nach Norden zu beiderseits verlängert; mit ihr gelang es, die Baugrubensohle in Höhe von + 0 und - 1,0 zu erreichen. Eine vierte Staffel auf + 0,50 wurde jetzt eingebaut und mit ihr das Wasser auf - 3,0 abgesenkt. Das Fallen des Grundwassers wurde in 8 Beobachtungsbrunnen verfolgt, deren Lage aus Abb. 208 hervorgeht. Für einzelne dieser Brunnen sind die Grundwasserstände in Abb. 209 zusammengestellt. Wie die Wasserstandskurven zeigen, fiel das Wasser in allen Brunnen ziemlich schnell und gleichmäßig, auch in dem Brunnen 21, trotzdem dieser etwa 300 m von den Pumpen entfernt war. Der Wasserstand dieses Brunnen war nur etwa 2—3 m höher als der in den Brunnen am Binnenhaupt. Danach war zu hoffen, daß es mit Brunnen und Pumpen im Binnenhaupt allein gelingen würde, fast die ganze Schleusengrube trocken zu halten. Diese Erwartungen trafen ein; es gelang tatsächlich, mit den fünf in der Baugrube des Binnenhauptes arbeitenden Pumpen die ganze Schleusenfläche bis auf \mp 0 zu entwässern. Nur für die bis - 1,0 hinabreichenden Gründungen des Mittel- und Außenhauptes mußten später noch einige besondere Brunnen geschlagen werden.

Ermutigt durch die Erfolge am Kaiser-Wilhelm-Kanal, ist in neuester Zeit bei Stockholm eine weitere Seeschleuse mittels Grundwassersenkung erbaut. Sie liegt im Södertälje-Kanal, der bei Stockholm den Mälarsee mit der Ostsee verbindet, und hat eine Drempeltiefe von 7,5 m bei NW., eine Breite von 20 m

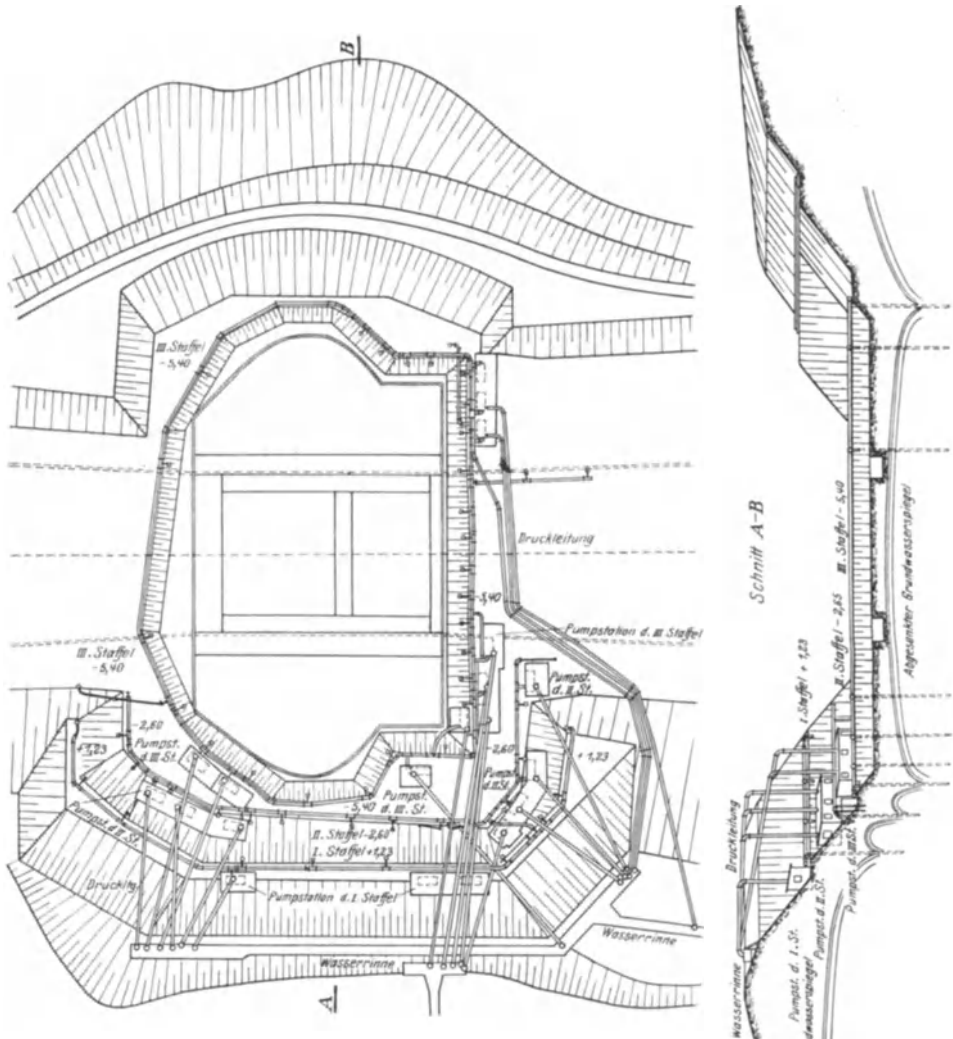


Abb. 206. Grundwassersenkung für die Seeschleuse am Södertälje-Kanal.
(Nach Jahrb. d. Hafenbautechn. Ges. 1924.)

in den Toröffnungen und eine Länge von 135 m¹. Der Boden ist hier sehr ungleichmäßig, da die Baustelle in einem alten Gletschertal liegt. Schichten von Kies verschiedener Korngröße und durchsetzt mit zahlreichen Granitfindlingen wechselten mit Schichten von teils losem Sand, teils festgelagertem Tribsand. In die Kies- und Sandschichten eingeschoben sind einige durchgehende Lehmlagen und auch einzelne Lehmnestern.

Es bestand die Möglichkeit, die Schleusenhäupter entweder innerhalb von Fangedämmen aus eisernen Spundwänden zu gründen oder in offener, durch

¹ Jahrb. d. Hafenbautechn. Ges. 1924.

Grundwassersenkung trockengelegter Baugrube. Man entschloß sich zu letzterer Bauweise, nachdem eingehende Versuche zur Bestimmung des zu erwartenden Wasserandrangs vorgenommen waren. Die Versuche zeigten, daß Grundwasserabsenkung trotz der zu erwartenden großen Wassermengen, die aus den groben Kies- und Geröllschichten gepumpt werden mußten, mit wirtschaftlich vertretbarem Aufwand durchführbar war. Eine nicht unwesentliche Rolle spielte hierbei die Möglichkeit, billig elektrische Kraft von den Wasserkraftwerken zu beziehen.

Bei den Versuchen waren in zahlreichen Beobachtungsbrunnen die Grundwasserstände jahrelang aufgenommen und mit den Wasserständen der nahen Ostsee in Verbindung gebracht. Die auf Grund der Beobachtungen angestellten Berechnungen ergaben für die Durchlässigkeit k -Werte (vgl. S. 182), die zwischen

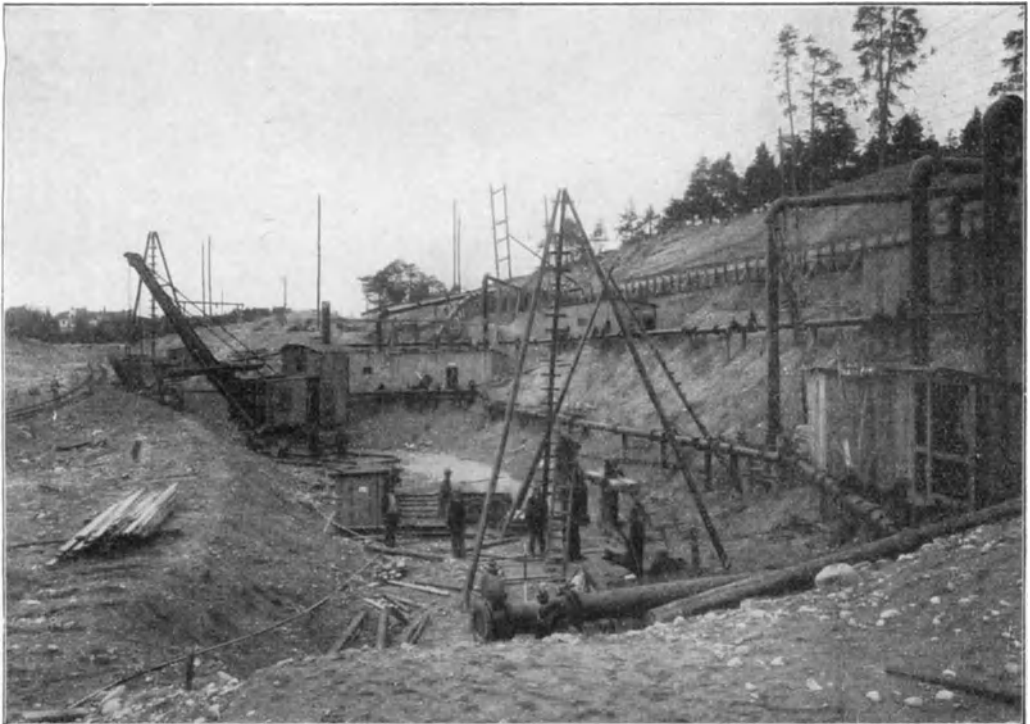


Abb. 207. Die beiden oberen Staffeln der Absenkung. Zu 206.

0,00006 und 0,01 schwankten, der mittlere k -Wert für das Oberhaupt betrug 0,003, für das Unterhaupt 0,006. Diesem verhältnismäßig sehr großen Durchlässigkeitswert mußte die zu wählenden Brunnen angepaßt werden; es wurden Brunnenbohrrohre von 400 mm gewählt. Die Filterrohre, deren durchlöcherter Teil je nach den vorhandenen Schichten verzinnzte Kupfertressen Nr. 10, 8, 6 oder auch keine Tressen erhielt, hatte einen Durchmesser von 290 mm, die lichte Weite des Saugrohres betrug 200 mm, die der Saugleitung 300 mm und die der Druckleitung 350—450 mm. Die Brunnen hatten eine Bohrtiefe von durchschnittlich 11,00 m, ihr Niederbringen war durch die zahlreichen im Grunde vorhandenen Granitfindlinge recht erschwert.

Der Entwurf sah zwei getrennte Wasserhaltungen am Ober- und Unterhaupt vor, und zwar für jede Haltung 3 Staffeln (Abb. 206 und 207).

Zuerst wurde die oberste Staffel des Schleusenunterhauptes in Betrieb genommen. Die Wirkung machte sich auch hier bis zum Oberhaupt bemerkbar und

gestattete, hier die oberste Staffel um 2 m tiefer einzubauen, als im Entwurf vorgesehen war. Dadurch war es möglich, im Oberhaupt mit zwei statt der vorgesehenen drei Staffeln zu arbeiten. Das Unterhaupt erhielt die vorgesehenen drei Staffeln, von denen jedoch die erste und zweite nur teilweise auf der Kanalseite ausgebaut wurden. Der Einbau der dritten Staffel folgte auf derselben Seite im Schutz der oberen Staffeln, während der weitere Ausbau zur Ringstaffel abschnittsweise, unter Ausnutzung der von den bereits in Betrieb genommenen Brunnen geschah. Infolge der Einwirkung der bei den Häuptern eingebauten Anlagen war in der Schleusenammer keine besondere Absenkungsanlage er-

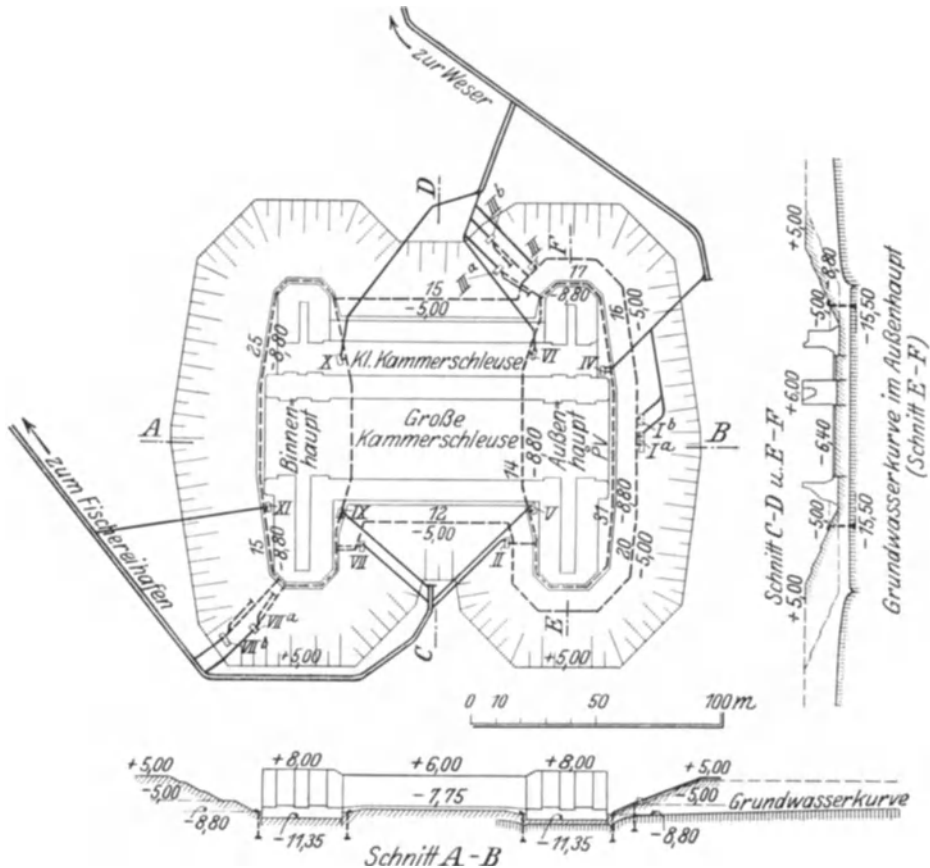


Abb. 208. Grundwassersenkung beim Bau der neuen Doppelschleuse in Wesermünde.
(Nach Arp und Detmers, Z. Bauw. 1926.)

forderlich. Im ganzen wurden 105 Brunnen der obengeschilderten Ausführungsart niedergebracht, 46 im Oberhaupt, 59 im Unterhaupt. An Leitungen wurden 670 m Saugleitung und 850 m Druckleitung verlegt, an Pumpensätzen wurden 23 Stück, bestehend aus je einer Kreiselpumpe von rund 11 m³/Min. Leistung mit direkt gekuppeltem Elektromotor von 50—70 PS aufgestellt. Von diesen Pumpensätzen waren jedoch zur Zeit des größten Bedarfes nur 14—15 im Betriebe, während die übrigen in den außer Betrieb befindlichen oberen Staffeln bzw. in Bereitschaft standen. Bei diesem Betriebe wurden insgesamt zur Zeit der größten Anspannung 2100 l/Sek. gepumpt und eine Absenkung von 12,80 m im Oberhaupt und 11,90 m im Unterhaupt erzielt. Der Stromverbrauch betrug bei dieser Absenkungstiefe rund 15000 kW/st in 24 Stunden, die Energie wurde als Drehstrom von 6400 Volt geliefert und auf der Baustelle in zwei Umformerwerken auf

380 Volt herabgesetzt. Von den Umformerwerken wurde der Strom in zwei Ringleitungen um die Baustelle geführt, so daß jede Pumpstation an jedes der beiden Werke angeschaltet werden konnte. Von der Bauverwaltung war außerdem eine Reservekraftstation mit zwei Dieselsätzen von zusammen 570 PS errichtet.

Die Ausführung der Absenkung sowie der Erdarbeiten lag auch hier in den Händen der Siemens-Bauunion. Abb. 207 zeigt das Schleusenunterhaupt während des Aushubes.

Als dritte große Seeschleuse, die unter Anwendung des Grundwassersenkungsverfahrens gegründet ist, ist die neue Doppelschleuse in Wesermünde¹ zu besprechen. Die Schleuse ist massiv aus Beton gebaut, die Mauern ruhen unmittelbar auf dem festen diluvialen Sande, der von halber Tiefe der Baugrube ab ansteht. Über dem Sande lagert eine 5—6 m starke, stellenweise ziemlich weiche Kleischicht, die auch Einlagerungen von Moor und Darg enthält; zu oberst befindet sich eine 2—3 cm starke, früher aufgespülte Sandschicht. Die Gründung



Abb. 209. Grundwassersenkung Budapester Industrie- und Handelshafen.

geschah in trockener Baugrube unter Anwendung von Grundwassersenkung. Obwohl, wie der Lageplan (Abb. 208) zeigt, die Baugrube fast auf allen Seiten von tiefem Wasser umgeben wurde, war der Wasserandrang sehr gering. Es liefen im Beharrungszustande ständig nur zwei Kreiselpumpen von 250 mm Saugrohrdurchmesser, an die im Durchschnitt je 40 Brunnen angeschlossen waren mit zusammen 200 l/Sek. Fördermenge. Im Mittel entfielen auf einen Brunnen also $2\frac{1}{2}$ l/Sek. Auf der Fläche des Außenhauptes war zunächst eine Probebaugrube ausgehoben und ein Grundwassersenkungsversuch gemacht worden. Mit Hilfe der Brunnen dieser Versuchsanlage gelang es, im Außenhaupt mit nur zwei endgültigen Staffeln die Baugrubensohle zu erreichen, obwohl das Grundwasser 16 m unter seinen ursprünglichen Stand abgesenkt werden mußte. Im Binnenhaupt, dessen Aushub zuletzt erfolgte, war sogar nur eine einzige Staffel nötig.

Grundwassersenkung als Mittel zum Bau einer Flußschiff- und Hafenschleuse unmittelbar neben offenem Wasser ist von der Siemens-Bauunion ferner verwendet beim Bau der zweiten Schleuse im Budapester Industrie- und Han-

¹ Deutsche Wasserwirtschaft 1926, Nr. 3, S. 33.

delshafen¹. Der Untergrund bestand hier aus feinen Sand- und Kiesschichten, die grundwasserführend sind, und zwar werden die Wasserstände von den Donauwasserständen beeinflusst. MW. der unmittelbar neben der Bausohle vorbeifließenden Donau liegt auf + 95,00 HW. auf + 97,50 und darüber. Der gesamte Bauplatz wurde daher zunächst mit einem bis + 99,50 reichenden Fangedamm umgeben, dann wurde innerhalb des Fangedammes das unter NW. liegende Gelände in Tageshaltung trockengelegt; da das Donaubett eine starke schützende Schlammschicht aufweist, gelang dies ohne Quellenbildung und ohne Aufbrechen der Sohle durch den äußeren Wasserüberdruck. Das Grundwasser wurde dann 7,50 m unter den Donauwasserstand¹ in zwei Staffeln abgesenkt (Abb. 209).

Das Verfahren der Grundwassersenkung ist auch verschiedentlich herangezogen zum Bau von Tiefkellern, wie sie z. B. die Bühnenhäuser moderner

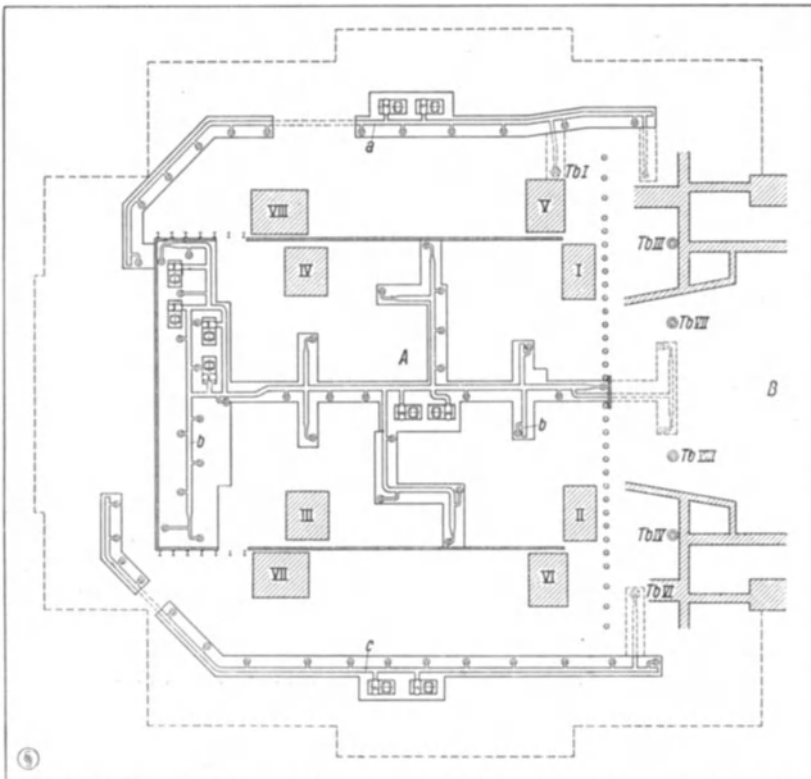


Abb. 210. Tiefsenkung beim Umbau der Staatsoper Berlin. (Nach Bauingenieur 1927.)

Theater erfordern. Das bekannte Beispiel auf diesem Gebiet ist der Umbau der Staatsoper in Berlin

Bei dieser Bauausführung war die Aufgabe zu lösen, für eine Tiefbühnenanlage einen um rund 10 m unter den natürlichen Grundwasserstand hinreichenden Eisenbetontrog unter Erhaltung des bestehenden Bühnenhausaufbaues herzustellen. Für die Gründungsarbeit waren zunächst die alten Fundamente des Bühnenhauses, die ursprünglich nur bis zum gewöhnlichen Grundwasserspiegel hinabgeführt waren, durch eine entsprechende Unterfangung bis zur künftigen Bausohle tiefer zu führen, ehe mit den Erd- und Tiefbauarbeiten für den Keller selbst begonnen werden konnte. Erdaushub mit nachfolgendem Einbau der Staffeln war wegen der Umgebung nicht möglich, es wurde deshalb

¹ Mittel. der Siemens-Bauunion Nov. 1927, Nr. 11.

nur die erste Staffel nach Freilegung der Baugrube bis zum ungesenkten Grundwasserstand in üblicher Weise eingebaut. Für die zweite und dritte Staffel wurde ein System von siebaumäßig unter Zuhilfenahme von eingerammten I-Trägern ausgesteifter Schlitzte hergestellt, in die die Staffelleitungen einer „Staffelung in

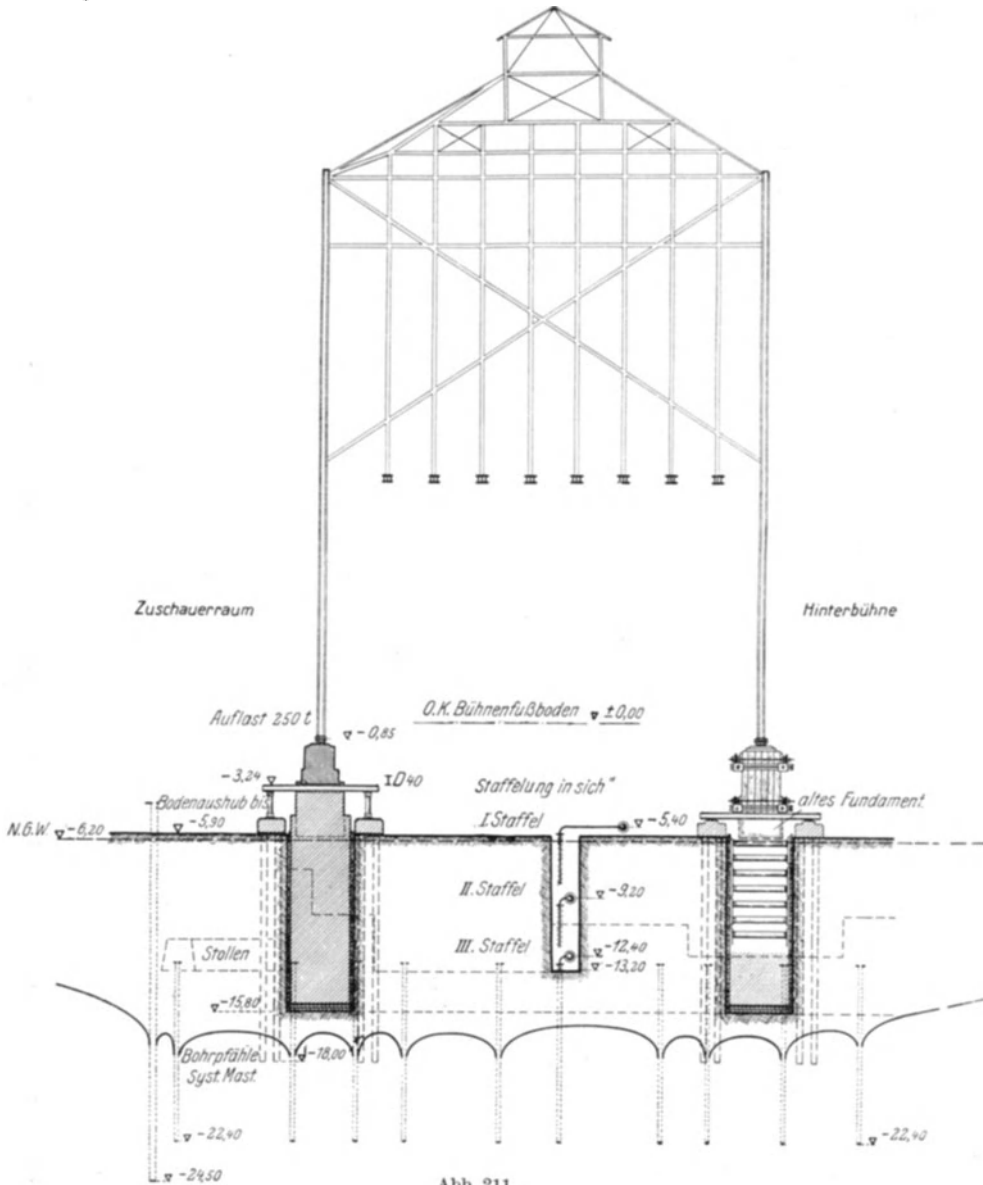


Abb. 211.

Abb. 210 und 211. Tiefsenkung beim Umbau der Staatsoper Berlin. (Nach Sichert, Bautechnik 1927.)

sich“ verlegt wurden¹ (Abb. 210 u. 211). Es gelang, auf diese Weise die Spiegelsenkung zu erreichen, ohne daß in der Umgebung der abzufangenden Pfeiler der gewachsene Boden in seiner natürlichen Lage gestört wurde.

Die Anlage wurde dann noch durch Tiefbrunnen ergänzt. Es wurden, da die Herstellung der Schlitzte an einigen Stellen Schwierigkeiten machte, sechs

¹ Baug. 1927, H. 50.

Tiefbrunnen (*Tb I—VI*, Abb. 210) gebohrt und mit Tiefbrunnenpumpen betrieben. Zur Anwendung kamen zwei Elmpumpen, eine Bekapumpe und eine Tauchmotorpumpe.

Eine ähnliche, wenn auch kleinere Bauaufgabe ist mit Erfolg gelöst bei der Herstellung des Bühnenhauses beim Umbau des Hamburger Stadttheaters (Thein, Hamb. Techn. Rundschau 1926, Nr. 24). Die Sohle des neuen Bühnenhauses liegt hier auf $-1,21$ Hamburger Null, der Wasserspiegel, der etwa 200 m entfernten Binnenalster auf $+6,6$ HN. Es mußte also mit mindestens 8,8 Absenkung gerechnet werden und dabei durften die benachbarten, bedeutend höher fundierten Gebäude nicht gefährdet werden. Zweck der Absenkung war neben der Trockenhaltung der Baugrube eine Entlastung der Kellersohle während der Herstellung, da diese

ohne die Grundwassersenkung einen Auftrieb von 8000 kg/m^2 erfahren hätte. Bei versagender Wasserhaltung wäre ein Bruch der noch nicht genügend erhärteten Sohle unvermeidlich gewesen.

Die örtlichen Bodenverhältnisse erleichterten in günstiger Weise die Ausführung. Der angeschnittene Erdboden war undurchlässiger Geschiebemergel, in dem der Aushub bis $+4,00$ ohne jegliche Wasserhaltung vorgenommen werden konnte. In dieser Höhe wurde die erste Staffel der Rohrbrunnen angebracht (Abb. 212). Nach Inbetriebnahme dieser Staffel setzte man mit fortschreitender Senkung des Grundwasserspiegels die Ausschachtungen bis $+1,20$ HN. fort. In dieser Höhe wurde die zweite Staffel angesetzt, mit der eine Grundwassersenkung auf $-4,80$ erreicht wurde. Die Baugrube

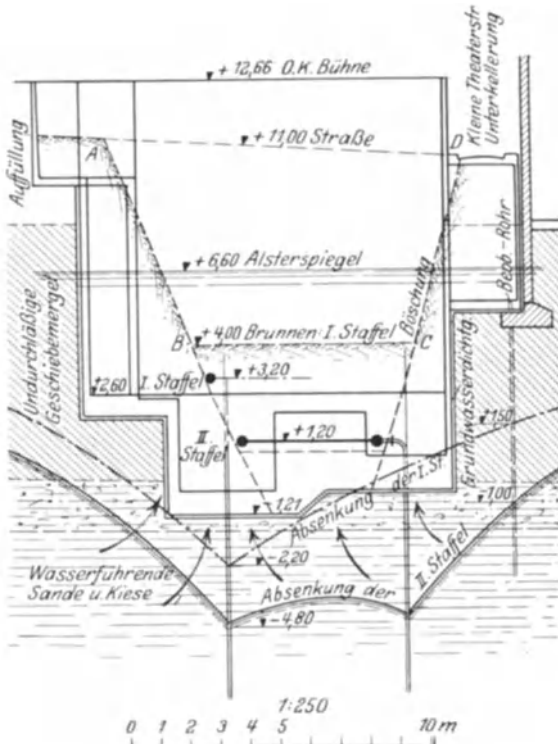


Abb. 212. Tiefsenkung beim Umbau des Hamburger Stadttheaters.

war vollkommen trocken, so daß die sehr schwierigen Dichtungsarbeiten für den Bühnenkeller sicher und ohne jede Störung ausgeführt werden konnten.

Die Abb. 213 zeigt einen Blick in die Baugrube zur Zeit der vollen Absenkung.

Senkungen in artesischem Grundwasser. Im Anfang dieses Abschnittes haben wir bereits darauf hingewiesen, daß Grundwassersenkungen außer dem Ziel der Trockenlegung der Baugrube auch noch den Zweck haben können, Deckschichten über artesischem Wasser, bei denen das Gleichgewicht zwischen Wasserdruck und auflastender Bodenschicht durch Bodenentnahme gestört ist, durch Senkung des ideellen, gespannten Grundwasserspiegels zu schützen. Nicht immer wird das Vorhandensein artesischen Wassers rechtzeitig erkannt, und es treten dann allerlei hinderliche und gefährliche Umstände auf, die unter Umständen zur völligen Aufgabe des Bauvorhabens führen können. Unter der Überschrift „Gefährdete Baugruben“ berichtet Dipl.-Ing. Schonopp über einige derartige Fälle

im holländischen und nordbelgischen Küstengebiet¹. Die Bodengestaltung ist hier überall ungefähr so, wie in umstehender Skizze schematisch dargestellt (Abb. 214). Man findet hier also zwischen — 17 m NAP und — 18 m NAP eine durchgehende Kleischicht, unter der eine zwar nur 20 cm starke, aber knochenharte und trockene Torfschicht liegt. Bohrt man vom Gelände aus die Sände unter dieser Schicht an, so stellt sich der Wasserstand des unteren Grundwasserstockwerkes auf etwa — 1,50 NAP, d. h. das Wasser drückt mit einem Überdruck

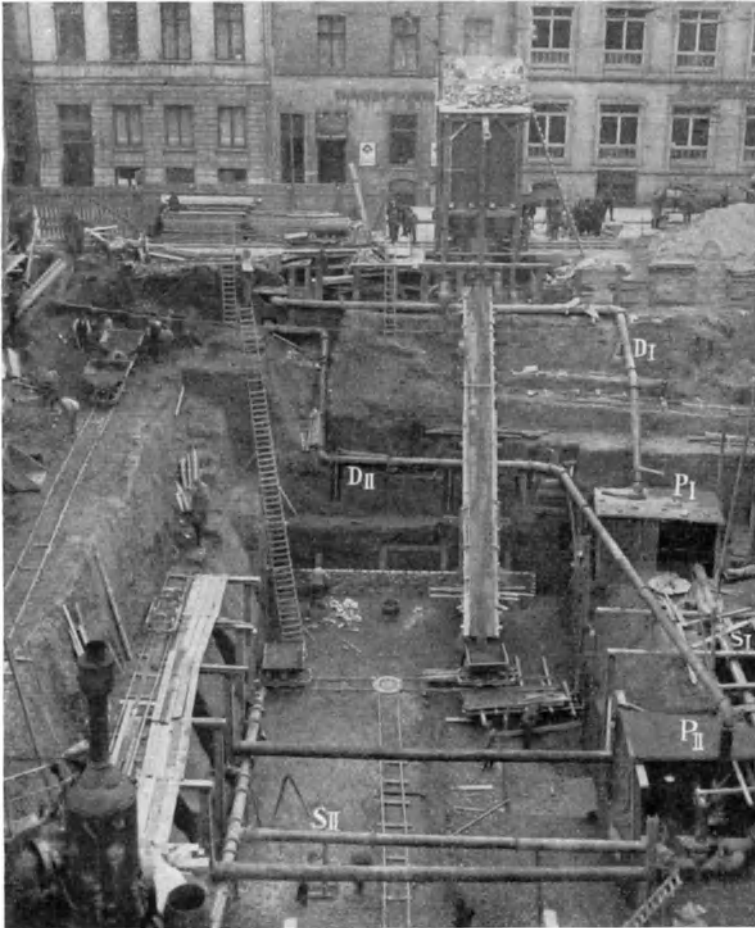


Abb. 213. Blick in die Baugrube Abb. 212.

von etwa 17 m gegen die Abschließung. Daß dieser Überdruck sich normalerweise nicht bemerkbar macht, liegt an der Auflast der Bodenschichten, und es ist klar, daß eine hier ausgeschachtete Baugrube gefährdet ist, sobald die Auflast gleich oder kleiner ist als der Wasserdruck.

Die vorliegenden hydraulischen Verhältnisse sind nicht überall rechtzeitig erkannt. Beim Bau des Trockendocks I in Amsterdam brach infolge der Grundwasserverhältnisse die Klei- und Torfschicht durch, das artesische Wasser spülte in großen Mengen Sand aufwärts (Abb. 215); die Folge war eine allgemeine Bewegung der Bodenschichten in der Durchbruchzone mit den darin befindlichen

¹ Bautechnik 1926, H. 21 u. 28.

Pfählen, Spundwänden usw. Abhilfe wurde gefunden in einer bis ins artesische Grundwasser reichenden Filterbrunnen-Grundwassersenkungsanlage¹.

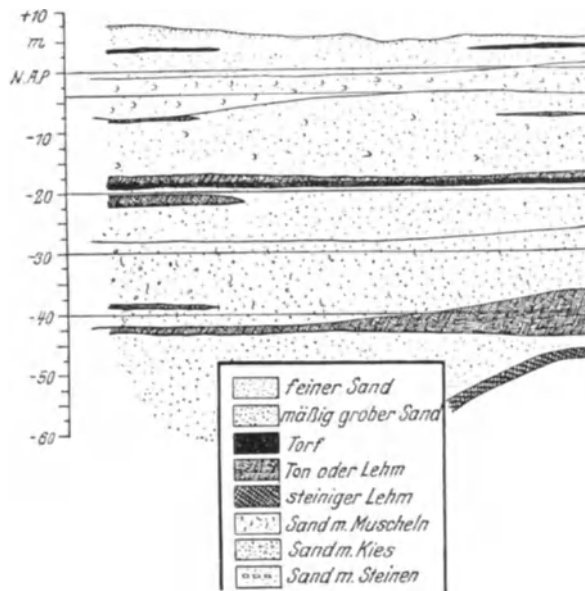


Abb. 214. Geologische Schichtung des Absenkungsgebietes in Belgien. (Nach Schonopp, Bautechnik 1926.)

Aus den Erfahrungen in Amsterdam hatte man für den Schleusenbau in Ymuiden, wo die Verhältnisse ähnlich lagen, noch rechtzeitig die notwendigen Folgerungen ziehen können; nicht so glücklich war man beim Bau einer Schleuse in Ostende, wo man eine Umschließung der Baugrube mit etwa 20 cm starken Bohlen vollendet hatte und dann den Ausbau mit offener Wasserhaltung bis zur erforderlichen Tiefe ausführen wollte. Bei gewisser Ausschachtungstiefe traten jedoch plötzlich Quellen auf, die sofort beträchtliche Mengen Sand mitbrachten, und hierdurch wurde der ganze Unter-

grund so gelockert, daß die Spundwände beträchtlich aus ihrer Stellung gedrückt wurden. Erst nachdem man eine Reihe langer Filterbrunnen in der



Abb. 215. Sandfördernde Quellen artesischen Wassers. (Nach Schonopp, Bautechnik 1926.)

Schleusenachse in Betrieb genommen hatte, gelang es, den artesischen Überdruck so weit herabzumindern, daß die Ausschachtung der Baugrube bis zur erforderlichen Tiefe möglich wurde.

¹ Vgl. Bautechnik 1925, H. 25, S. 319ff.

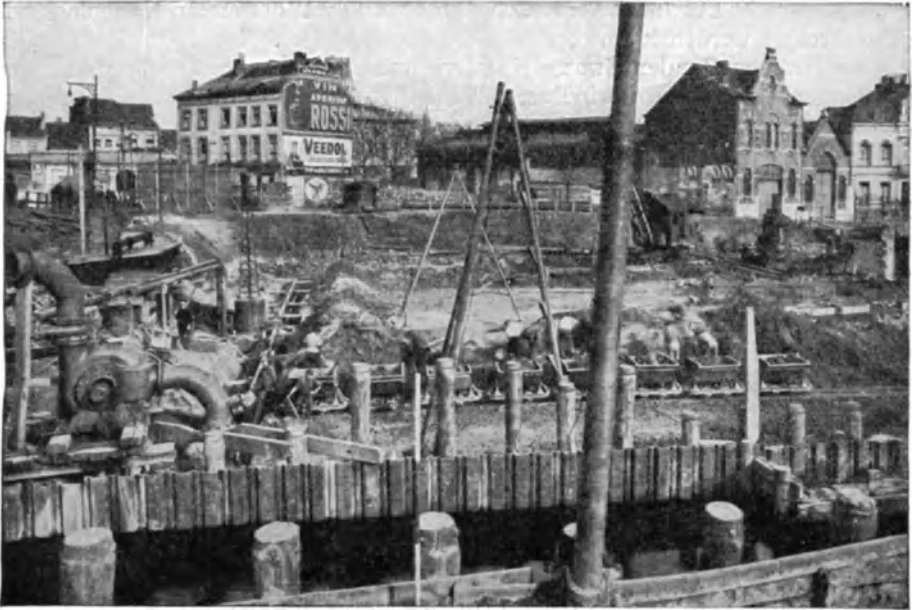


Abb. 216. Sandaufquellungen beim Bau eines Trockendocks. (Nach Schonopp, Bautechnik 1926.)

Recht schwierig durch die unmittelbare Nachbarschaft bewohnter Gebäude gestaltete sich auch die von der Siemens-Bauunion ausgeführte Druckverminde-



Abb. 217. Bau eines Trockendocks in Puerto Militar (gespanntes Grundwasser).
(Nach Jahrbuch der Hafenbautechn. Ges. 1919.)

rung in einer Brückenbaugrube in Brüssel, bei der die gesamte Absenkanlage während des Betriebes tiefer gelegt werden mußte, da vor Beginn der Arbeit ein Tiefschachten wegen Sandaufquellungen — „sable boulangé“ — nicht möglich

war, andererseits aber die erforderliche Absenkung von der ersten Höhenlage aus nicht erreicht werden konnte.

Wesentlich unter dem Zwange eines hydraulischen Überdruckes stand auch der Bau des neuen Trockendocks in Puerto Militar in Argentinien¹. Die Ausführung lag hier in den Händen der Firma Dyckerhoff & Widmann, die sich mit F. H. Schmidt in Hamburg-Altona zu einem Baukonsortium zusammengeschlossen hatte.

Unter Berücksichtigung der Mauer- und Sohlenstärke der Baugrube ergab sich eine auszuhebende Baugrube von 250 m Länge, 59 m Breite und 21 m Tiefe unter Gelände, in der das in 18,5 m tiefe Grundwasser mit benachbarten Hafenbecken in einer so weitgehenden Verbindung stand, daß sein Spiegel mit Ebbe und Flut etwa $\frac{1}{2}$ m stieg und fiel. Etwa in Höhe der Docksohle lag zwischen einer oberen und einer unteren wasserundurchlässigen Sandschicht eine wasserundurchlässige Schicht aus löbartigem Lehm, dem sog. „Tosca“. Es bestand die Gefahr, daß bei Beseitigung der Auflast diese Toscaschicht, die bei der Ausschachtung bis auf 4,60 m Stärke abgetragen werden mußte, dem Druck des darunter befindlichen Grundwassers nicht widerstehen und aufbrechen würde. Die ausführenden Firmen wagten trotzdem den Aushub, indem sie das Grundwasser unter der Toscaschicht durch Filterbrunnen entspannten und die Sohle immer nur in schmalen Streifen, wie sie für die Bauarbeit gerade nötig waren, freilegten (Abb. 217).

I. Das Gefrierverfahren.

Allgemeines.

Das Gefrierverfahren schafft ebensowenig wie die im vorigen Abschnitt beschriebene Grundwassersenkung durch sich selbst eine Gründung, sondern es dient nur zur Trockenhaltung einer Baugrube für die Durchführung von Gründungsarbeiten. Erfunden ist das Verfahren von dem Bergingenieur Poetsch, und sein Hauptanwendungsgebiet liegt auch heute noch im Bergbau. Für Gründungszwecke kommt es seiner Kostspieligkeit wegen nur als ein letzter Notbehelf, allerdings als ein sehr wichtiger in Frage. Einzelausführungen im kleinen haben das gewünschte Ergebnis gehabt, bei größeren Bauten aber ist man, wenigstens in Deutschland, bisher nicht über Vorstudien hinweggekommen.

Um in einem wasserdurchtränkten Boden einen wasserdichten Abschluß einer Baugrube herzustellen, werden zunächst rings um die Baustelle in einem gegenseitigen Abstand von rund 1 m Bohrrohre in der üblichen Weise bis in den wasserundurchlässigen Untergrund, die wassertragende Sohle hinabgetrieben. In diese Bohrrohre werden unten geschlossene, etwa 20 cm weite schmiedeeiserne Rohre gesteckt, die ihrerseits wieder engere, etwa 10 cm weite Rohre in sich aufnehmen. Oben treten diese unten offenen engen Rohre mittels einer Stopfbüchse aus den weiten Rohren heraus, und sowohl die weiten wie die engen Rohre werden über der Erde zu je einem Rohrkranz vereinigt. In die engen Rohre preßt man nun, nachdem die eigentlichen Bohrrohre beseitigt sind, von einer Kälteerzeugungsanlage aus eine nicht gefrierbare Flüssigkeit, die auf -20 bis -25° C abgekühlt ist, den sog. Kälteträger. Diese Flüssigkeit steigt dann in dem Raum zwischen engem und weitem Rohr wieder auf und entzieht dabei dem umliegenden Boden so viel Wärme, daß das in ihm vorhandene Wasser gefriert. Danach wird der Kälteträger der Kühlanlage wieder zugeleitet, und das Spiel beginnt aufs neue.

Je nach der Tiefe der herzustellenden Frostmauer dauert es mehr oder weniger lange Zeit, ehe sich ein zusammenhängender Wasserschutz gebildet hat. Durchschnittlich sind 2—4 Monate dafür erforderlich, die Frostmauer wird am Ende dieses Zeitabschnittes eine Stärke von 4—5 m aufweisen.

¹ Jahrb. d. Hafenbautechn. Gesellschaft 1919.

Zur Erstarrung gebrachter dünnflüssiger Sand nimmt dabei ganz und gar das Aussehen eines guten, gleichmäßigen Sandsteins an und hat bei -15°C etwa 14 kg/cm^2 Druckfestigkeit; bei 20°C soll diese bis etwa 200 kg/cm^2 steigen.

Betonierungen in unmittelbarer Nähe einer Frostmauer werden nach den bisherigen Erfahrungen mit den gewöhnlichen Zementsorten nicht ausgeführt werden können, und schon hieran allein wird für gewöhnlich die Anwendung des Verfahrens im Tiefbau scheitern. Man hat sich bisher damit zu helfen gewußt, daß man die Gefrierrohre in größerem Abstand von der Betonierungsstelle heruntertrieb, hierdurch wird aber wieder die Frostmauer länger und teurer. Vielleicht bringen die neuen Schmelzzemente, von denen ja behauptet wird, daß man auch im Frost mit ihnen betonieren könne, eine brauchbare Lösung. So ist z. B. Alca-Schmelzzement mit Erfolg angewendet beim Ausbetonieren eines Schachtes der Gewerkschaft Wolf in Calbe a. S. Vorversuche für diesen Bau sind von Dr.-Ing. Becker-Dessau in einem Gefrierkeller vorgenommen, wo eine durchschnittliche Lufttemperatur von -7°C herrschte. Die Versuche erstreckten sich vom reinen Zementkuchen bis zur mageren Betonmischung. Alle Proben waren nach 24 Stunden zwar eingefroren, hatten jedoch nach schnellem Auftauen in geheizten Räumen Druckfestigkeiten von $400\text{--}450\text{ kg/cm}^2$.

Dasselbe Ergebnis wurde später mit ungelerten Arbeitern im Schacht selbst erzielt.

Ein weiteres Hindernis für die Verwendung des Gefrierverfahrens im Gründungsbau liegt auch darin, daß die Frostmauer außerordentlich empfindlich ist gegen Strömungen im Grundwasser, da durch solche Strömungen dem Frostkörper fortdauernd Kälte entzogen wird.

Kälteerzeugung.

Dem Verständnis der für die Kälteerzeugung notwendigen Einrichtungen wird am besten gedient durch Beschreibung des bewährten Verfahrens der Norddeutschen Tiefbau und Kälte AG. Dem Verfahren liegt die physikalische Erfahrung zugrunde, daß eine Flüssigkeit, wenn sie aus dem tropfbar flüssigen in den gasförmigen Zustand übergeht, eine bestimmte Wärmemenge bindet. Diesen physikalischen Vorgang macht man sich auf die Weise zunutze, daß man Ammoniak- oder Kohlensäuregase durch Zusammenpressen und Abkühlen in den tropfbar flüssigen Zustand bringt und sie sich dann plötzlich wieder zu Gasen ausdehnen läßt. Bei dieser Ausdehnung wird eine große Wärmemenge verbraucht und der Umgebung, d. h. in diesem Falle der als Kälteträger vorgesehenen Lauge, entzogen. Mit Ammoniakmaschinen erreicht man Laugentemperaturen bis -26° , für Bauzwecke wird das wohl immer genügen. Mit Kohlensäuremaschinen kann man die Lauge bis auf -50 bis -55°C herunterkühlen. Abb. 218 (nach Rogge) gibt einen guten Überblick über die zur Kälteerzeugung notwendigen maschinellen Anlagen. Die zunächst nahezu spannungslosen Ammoniakgase werden in dem Verdichter, der aus einer doppelt wirkenden Saug- und Druckpumpe besteht, mit $12\text{--}15\text{ atü}$ zusammengepreßt. Hierdurch allein können die Gase aber noch nicht verflüssigt werden, da ihre Wärme beim Zusammenpressen stark steigt. Zur Abkühlung der Gase werden sie dem Kondensator zugeleitet, der aus einem aufrechtstehenden eisernen Kessel besteht, der von Wasser durchströmt wird. In dem Wasser strömen die Gase so abgekühlt werden, daß sie den Kondensator in flüssigem Zustande verlassen. In diesem Zustande werden sie dem Refrigerator zugeleitet, einem Kessel, der mit der Gefrierlauge gefüllt ist und in dem sich die Gasrohre plötzlich erheblich erweitern, so daß infolge Druckverminderung die flüssigen Gase wieder in den gasförmigen Zustand übergehen, wobei sie viel Wärme verbrauchen, die sie der Lauge entziehen. Die Gefrierlauge, meistens Chlormagnesium, in deren Leitung eine

Laugenpumpe eingeschaltet ist, wird am unteren Ende des Refrigerators abgesaugt und den im Boden steckenden Gefrierrohren zugeleitet, wo sie sich von -20° durch Kälteabgabe auf -5° erwärmt. Sie wird dann zur Vollendung ihres Kreislaufes wieder in das obere Ende des Refrigerators zurückgepumpt.

Bei Frostmauern, die nicht auf wasserundurchlässiger Schicht fußen, kann Wasser unter den Fuß der Mauer eindringen. Um dies zu verhindern, muß entweder der ganze Aushub zu einem großen Eisblock zusammengefroren werden, was durchaus nicht immer zu erreichen ist, oder es müssen besondere Rohre verwendet werden, die nur eine kurze Kühlstrecke haben und gestatten, die Baugrube auch von unten durch eine gefrorene Schicht wasserdicht abzuschließen. Solche

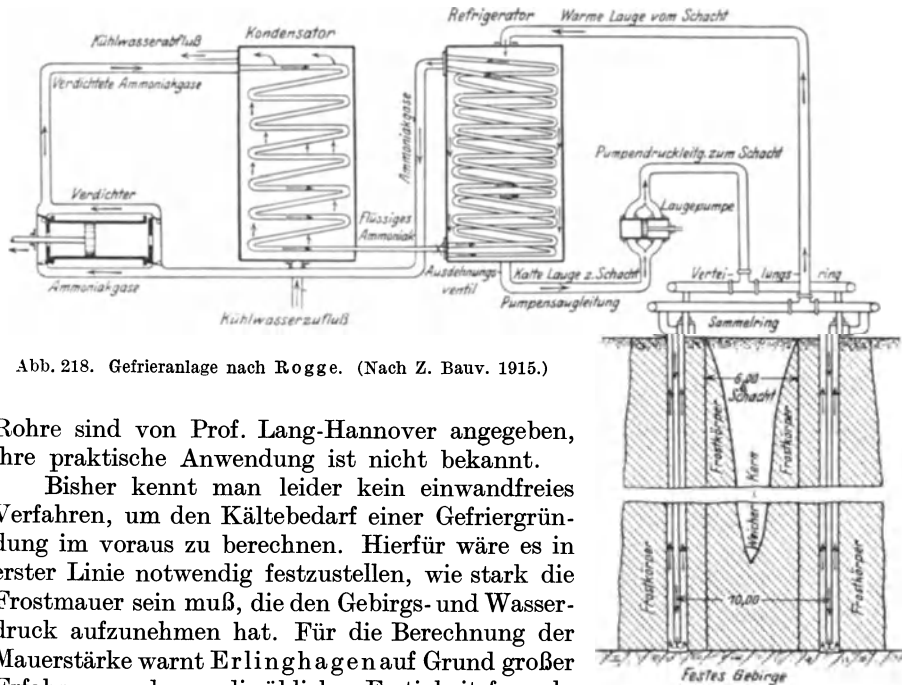


Abb. 218. Gefrieranlage nach Rogge. (Nach Z. Bauv. 1915.)

Rohre sind von Prof. Lang-Hannover angegeben, ihre praktische Anwendung ist nicht bekannt.

Bisher kennt man leider kein einwandfreies Verfahren, um den Kältebedarf einer Gefriergründung im voraus zu berechnen. Hierfür wäre es in erster Linie notwendig festzustellen, wie stark die Frostmauer sein muß, die den Gebirgs- und Wasserdruck aufzunehmen hat. Für die Berechnung der Mauerstärke warnt Erlinghagen auf Grund großer Erfahrungen davor, die üblichen Festigkeitsformeln auf gefrorenes Gebirge anzuwenden. Von den vielen Festigkeitsversuchen mit gefrorenem Material könnten nur wenige Anspruch auf Zuverlässigkeit machen. Immerhin glaubt auch er, daß man je nach der Art des gefrorenen Bodens Festigkeiten über 50 kg/cm^2 bis zu 185 kg/cm^2 erwarten darf.

Auch über die Zeit, die zur Herstellung einer bestimmten Frostmauer nötig ist, ist wenig vorauszusagen. Poetsch berechnet die Zeitdauer des Zusammenfrierens aus der Eismenge, welche die Maschine zu liefern vermag: indem er die ganze festzumachende Erdmasse durch die stündliche Eislieferung der Maschine dividiert, erhält er die Zeit, die zum Gefrieren erforderlich ist. Diese Angaben können selbstverständlich nur ungenau sein, da sie auf die Art des Bodens, die Verteilung der Rohre und die Länge des einzelnen Rohres keine Rücksicht nehmen. Auch die Angaben anderer Forscher sind nur für besondere Fälle brauchbar. Klar dürfte nur sein, daß eine Verringerung der Rohrabstände, das Zusammenfrieren einer Mauer außerordentlich beschleunigt. Man sollte deshalb die Rohre nicht weiter als 1 m voneinander stellen.

Die einzige aus Deutschland bekannte Anwendung des Gefrierverfahrens für Grundbauten ist die Dichtung einer Spundwand beim Umbau des Geschäftshauses von Herzog in Berlin¹. Die Herstellung einer nur 1,50 starken Frostmauer

¹ Deutsche Bauz. 1908.

nahm hier $1\frac{1}{2}$ Monate in Anspruch, die Mauer erfüllte dann aber ihren Zweck. Es waren an der Außenseite der Spundwand 120 Bohrlöcher mit 17 m Tiefe niedergebracht; die große Tiefe war gewählt, um einen Sohlenaufbruch in der Baugrube zu verhindern. Die nahe der Baugrube errichtete Gefrieranlage bestand aus einem Ammoniakkompressor von 200000 Cal effekt. Leistung bei $5-8^{\circ}$ Verdampfungstemperatur, einem Kondensator, Refrigerator und der dazugehörigen Laugenpumpe. Jedes Rohr wurde durch einen besonderen Temperaturstutzen beobachtet. Die zum elektrischen Antrieb der Gefrieranlage erforderliche Maschinenleistung, welche von der um eine Lokomobile verstärkten Maschinenanlage des Kaufhauses aus abgegeben wurde, betrug durchschnittlich 80—85 PS. Dabei vermochte die Eismaschine aber nicht der zirkulierenden Lauge die in Aussicht gestellte Temperatur von -24° zu geben, es wurden durchschnittlich nur -12 bis -14° erreicht.

Andere Bauvorhaben, wie z. B. das Vortreiben von Tunneln unter dem Hudson, mußten nach langen Versuchen als aussichtslos aufgegeben werden. Eine glücklichere Verwendung hat das Verfahren anscheinend beim Bau der Untergrundbahn in Paris gefunden. Hier gelang es, unmittelbar neben der Seine in 40 Tagen einen geschlossenen Frostkörper herzustellen¹. Als Kälteträger diente eine Chlorkalziumlauge, die auf -24° abgekühlt war.

K. Gründungen auf wandelbarem Boden.

Gründungen im Erdbebengebiet.

Unter „wandelbarem Boden“ verstehen wir einen Untergrund, dessen Lagerung unter dem Einfluß von Naturereignissen oder durch Einwirkung menschlicher Tätigkeit erheblich gestört werden kann. Es ist klar, daß beim Vorliegen solcher Möglichkeit das ganze Bauvorhaben besondere Vorsichtsmaßnahmen nötig macht, hier sollen diese Maßnahmen soweit besprochen werden, wie sie die Belange der Gründung angehen.

Die hauptsächlichste und gefährlichste Störung des Untergrundes durch Naturereignisse hat ihre Ursache im Erdbeben. Fast kein Land ist ganz frei von gelegentlichen Erstößen, aber nur dort, wo sie erfahrungsgemäß häufiger und in größerer Stärke auftreten, wird man auf sie beim Bauen Rücksicht nehmen. Grundprinzip einer erdbebensicheren Gründung ist das Vermeiden starrer Verbindungen zwischen Fundament und Bauwerk. Erdbeben äußern sich in mehr oder weniger starken Stößen, wobei die Stoßkraft ganz verschiedene Richtungen einnehmen kann. Jede Stoßkraft kann man aber zerlegen in zwei Seitenkräfte, von denen die eine senkrecht wirkt, während die andere in die Richtung der Fundamentebene fällt. Die senkrechte Komponente ist für den Bestand des Bauwerkes in der Regel wenig gefährlich, sie wird auch gedämpft durch das Gewicht des Bauwerkes selbst. Viel gefährlicher sind die wagerechten Stoßkräfte. Durch die Einwirkung einer Reihe in kurzen Zeitabständen aufeinanderfolgenden Stöße wird das Gebäude nach verschiedenen Richtungen in kräftige Schwingungen gebracht. Die Stoßkräfte pflanzen sich im Gebäude fort, die Schwingungen addieren sich, die seitlichen Verschiebungen der einzelnen Teile werden immer stärker, bis schließlich der Zusammenbruch erfolgt.

Die Auswirkungen eines Erdbebens rechnerisch genau zu verfolgen ist aussichtslos, da man keine Angaben über die aufzunehmenden Schwingungen machen kann und außerdem im Bauwerk selbst Interferenzschwingungen entstehen, die mit den bisherigen Hilfsmitteln der Mechanik nicht erfaßt werden können. Für praktische Fälle hat sich dagegen ein Verfahren bewährt, bei dem die Wirkung eines einzelnen wagerechten Stoßes der Erdoberfläche verfolgt wird. Damit das Gebäude einem solchen Stoße gewachsen ist, muß es so berechnet werden, als ob

¹ Génie civil 1910.

im Schwerpunkt jedes Bauteiles außer der Schwerkraft eine der Stoßwirkung entgegengesetzte Kraft wirkt. Briske (Lit. Nr. II, 10) vergleicht treffend die Berechnung mit der eines auf einem Eisenbahnwagen aufgebauten Krangerüstes gegen die beim Anfahren und Bremsen auftretenden Kräfte. Nach derselben Quelle liegen von japanischer Seite Berechnungen über das Verhältnis dieser wagerechten Stoßbeschleunigung zur Schwerebeschleunigung vor, die sowohl auf seismologischen Messungen wie auf rückwärtiger Berechnung aus den Zerstörungserscheinungen beruhen; und zwar wird die wagerechte Beschleunigung zu 0,1—0,5 m/Sek. je nach der Entfernung vom Erdbebenherd angegeben. Mit anderen Worten: Die Berechnung der Bauten hat so zu erfolgen, als ob auf alle Massenteilchen schräge Kräfte wirken, deren senkrechte Seitenkraft der Schwerkraft entgegenwirkt und deren wagerechte Seitenkraft 10—50% der Schwerkraft entspricht.

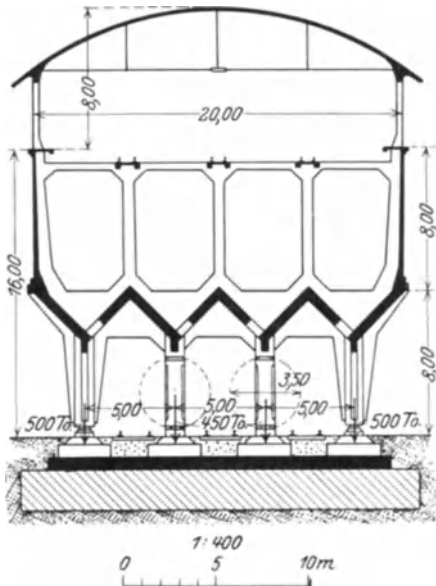


Abb. 219. Gründung eines Erzsilos im Erdbebengebiet. (Nach Viscardini, Beton u. Eisen 1925.)

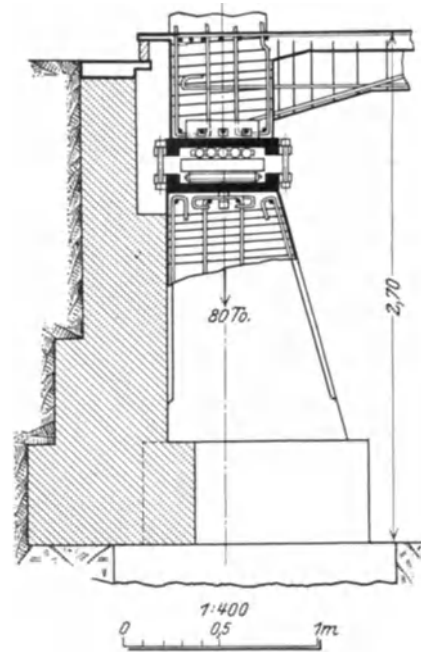


Abb. 220. Gründung eines Hauses im Erdbebengebiet. (Nach Viscardini, Beton u. Eisen 1925.)

Die Wahl des Hundertsatzes hat sich dabei nicht nur nach der Wahrscheinlichkeit eines starken Erdbebens, sondern auch nach der Wichtigkeit des Bauwerkes zu richten.

In Erkenntnis der zerstörenden Wirkung wagerechter Erdstöße sucht Viscardini diese Wirkung dadurch zu verringern, daß es die Reibung zwischen Gebäude und Fundament möglichst herabmindert. Dieser Weg scheint gangbar zu sein. Legt man zwischen Fundament und Oberbau eine einfache Fuge oder auch eine Anordnung ebener Metallplatten, so ist hier die Reibung eine gleitende. Nimmt man an, daß die Berührungsebene durch Metallplatten gebildet wird, so wird der Reibungskoeffizient einige Zeit nach Fertigstellung des Bauwerkes mindestens 2,0 betragen. Die kleinste erforderliche Beschleunigung c , um das Gebäude in Bewegung zu setzen, ergibt sich aus der Gleichung

$$\frac{P}{g} c = 0,2 P,$$

wo P die auf das Fundament wirkende Last und $g = 9800 \text{ mm/Sek.}^2$ ist, zu

$$c = 0,2 g = 1960 \text{ mm/Sek.}^2,$$

eine Beschleunigung, die einer äußerst kräftigen katastrophalen Stoßkraft entspricht. Mit einer derartigen Gründung ist also die erwünschte Sicherheit nicht zu erreichen. Viel günstiger liegen die Verhältnisse bei rollender Reibung. Es können entweder zwei Rollenlager übereinander oder ein Kugellager angeordnet werden, in beiden Fällen ist Bewegung in jeder Richtung möglich. Die Ausführung und Berechnung der Lager würde sich den im Eisenbau üblichen anschließen, wir bringen nach Viscardini die Gründung einer nach den entwickelten Grundsätzen ausgebildeten Gründung eines Hausfundamentes und eines Erzsilos (Abb. 219 und 220).

Daß die Vorstellungen der Wirkung eines Erdbebens als eines in der Hauptsache wagenrechten Stoßes richtig sind, beweisen einige Mitteilungen, die der Direktor des Hafens von Yokohama, Dr.-Ing. Kriochi in Anknüpfung an die Beschreibung dieses Hafens bringt¹.

Am 1. September 1923, wenige Minuten vor Mittag, wurden Tokio und Yokohama von einem außergewöhnlich starken Erdbeben heimgesucht. In Yokohama wurden dabei, was für unsere Betrachtungen wichtig ist, fast alle Kaimauern, in einer Gesamtlänge von über 2 km zerstört. Dabei stand der größte Teil auf festem tertiärem Untergrunde, und nur ein kleiner Teil hatte einen Unterbau aus Steinschüttungen. Hier einige Bilder von der Wirkung des Erdbebens. Trotz der verschiedenen Grundlagen sind die Beschädigungen nahezu die gleichen. Der obere Teil ist gegen den unteren verschoben. Bei anderen Mauerteilen hat diese Verschiebung zum Zusammenbruch geführt. In gleicher Weise wurden auch verschiedene Brückenwiderlager zerstört. Hier blieben die Brücken selbst meist unbeschädigt, die Rollenwiderlager aber wurden stark verschoben.

Recht interessant sind nun die Wiederherstellungsarbeiten für die Kaimauern in

Yokohama, über die Kittel nach englisch-japanischen Quellen in der Bautechnik 1925, H. 14, S. 189, berichtet. Stehengeblieben sind eigentlich nur die besonders stark ausgebildeten Ecken der einzelnen Piers. Sehr schnell ging man

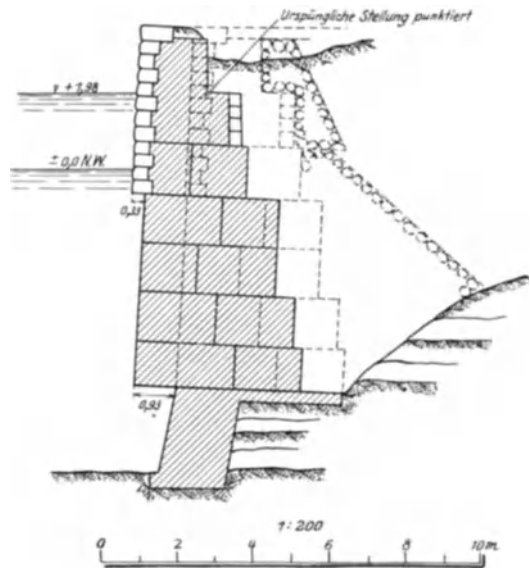


Abb. 221. Durch Erdbeben verschobene Kaimauer in Yokohama.

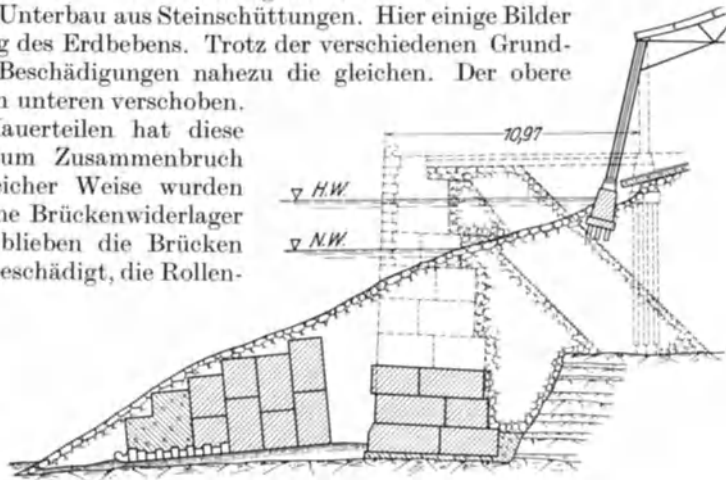


Abb. 222. Durch Erdbeben umgestürzte Kaimauer in Yokohama.

¹ Kriochi: The Dock and Harbour Authority vom Juli 1926.

daran, die Schäden unter weitgehender Anwendung von Beton und Eisenbeton wieder auszubessern; schon im November 1923 begannen die Ausbaggerungen des nachgestürzten Hinterfüllungsmaterials, noch vorher waren Werk- und Lagerplätze für die Aufstellung der Baumaschinen zur Herstellung von Betonsenkstücken und Werkstücken eingerichtet. Für den Aufbau der Kais Nr. 9 und 11, die besonders stark zerstört waren, sah der Entwurf eine Eisenbetondecke zwischen Walzträgern auf Eisenbetonpfeilern vor; die 20 Senkkästen



Abb. 223. Durch Erdbeben zerstörte Kaimauer in Yokohama.

für die Pfeiler, von denen 9 Stück je 10 m tief und 300 t schwer, 11 Stück rund 9 m tief und 240 t schwer waren, wurden in einem Trockendock in zwei Monaten hergestellt. Kai Nr. 4 wurde in der Weise erneuert, daß die Zwischenräume zwischen den geborstenen und gesunkenen Blöcken durch Schüttboden ausgefüllt und auf den so gewonnenen Unterbau Betonsenkstücken gestellt wurden, die man mit Stein oder Kiesschüttung teilweise füllte und mit Beton auskleidete. Die übrigen Kais wurden, nachdem auch hier aus gesunkenen Blöcken und Schüttboden ein Unterbau hergestellt war, aus Hohlblöcken von 2,75 m Höhe, die nach dem Versetzen ausgestampft wurden, zusammengesetzt.

Gründungen im Bergbauggebiet.

Die im Bergbauggebiet durch die Tätigkeit der Bergleute hervorgerufenen Verlagerungen des Baugrundes sind abhängig von der Art des Gebirges, von dem Abbaufahren, von der Größe der Hohlräume und von den Neigungsverhältnissen und der Mächtigkeit der Abbaufelder. Die Art des Gebirges ist dabei besonders von Einfluß auf die Zeit, während welcher sich die Erscheinungen an der Erdoberfläche bemerkbar machen, und auf ihre Stärke. Die Decken verhältnismäßig großer Hohlräume in festem Gestein stürzen, wenn sie zu schwach werden, plötzlich und heftig ein, während bei mildem Gebirge die Decke sich ruhig und gleichmäßig senkt. Im Steinkohlenbergbau wechseln zumeist beiderlei Gebirgsarten ab, so daß Senkungen beider Art möglich sind. Von großem Einfluß ist auch das Abbaufahren. Schnell fortschreitender Abbau, der abschnittsweise vorgenommen wird, ergibt viele kleine Senkungen, die sich über ein weites Gebiet erstrecken; wird dagegen der Abbau der Gesamtmächtigkeit auf einmal vorgenommen, so entstehen an der Oberfläche auch große Einsenkungen. Abbau mit Versatz wirkt auf Abschwächung der Oberflächenerscheinungen. Neben der Mächtigkeit ist auch die Neigung der Flöze von Einfluß. Steil liegende Flöze verursachen starke, aber auf ein kleines Gebiet beschränkte Senkungen, während

schwach geneigte Lagerstätten geringe, aber auf ein weites Gebiet sich erstreckende Oberflächenwirkungen haben. Nach Mautner (Lit. Nr. II, 10, Abb. 224), der sich wieder auf „Heise-Herbst“, Bergbaukunde, stützt, bilden sich rings um das Abbaugelände Bruchflächen, der Neigungswinkel dieser Bruchflächen kommt dem natürlichen Böschungswinkel der Gebirgsschichten nahe, er ist also in festen Gebirgsschichten größer als in weichen.

Der niedergehende Erdkörper ist ein Pyramidenstumpf, dessen Grundfläche das Abbaufeld ist, das Senkungsgebiet wird begrenzt durch den Schnitt der Bruchflächen mit der Erdoberfläche. Mit zunehmender Tiefenlage des Abbaufeldes wird sowohl der Inhalt des Senkungskörpers wie das Senkungsgebiet größer, zur Ausfüllung der Hohlräume steht daher bei zunehmender Tiefenlage des Abbaues mehr Gebirgsmasse zur Verfügung, die Senkungen sind daher geringer als die bei kleiner Tiefenlage des Abbaufeldes.

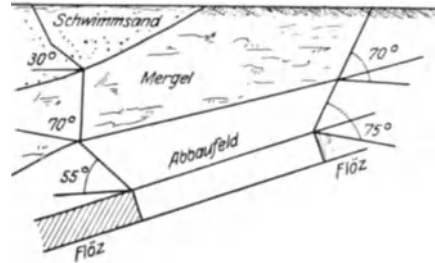


Abb. 224. Senkungen im Bergbaugelände.
(Nach Mautner.)

Geht nun der so begrenzte Pyramidenstumpf nieder, so müssen die einzelnen Teilchen in seinem Innern neben den lotrechten Bewegungen auch wagerechte Bewegungen ausüben. Letztere verursachen am Trichterrand Zerrungen und in der Mitte Pressungen des Gebirges und sind damit von großem Einfluß auf den Bestand etwaiger Gebäude. Feststellungen hierüber hat man unter anderem an Straßenbahngleisen gemacht (vgl. Z. d. Bauv. 393).

Am Rande eines eingesunkenen Trichters hat dieser seine steilste Neigung, nach der Mitte zu verläuft die ursprünglich ebene Oberfläche flach muldenförmig, es ist daher klar, daß

1. die Gefahr für ein Gebäude am Rande des Senkungsgebietes größer ist als in seiner Mitte,
2. das Gebäude um so gefährdeter ist, je größer seine Ausdehnung ist.

In beiden Fällen entstehen Senkungsdifferenzen, die den Bestand des Gebäudes gefährden. Der ungünstigste Fall liegt dann vor, wenn (Abb. 225) das Gebäude teils innerhalb, teils außerhalb des Senkungsgebietes steht.

Aus diesen Betrachtungen heraus ergeben sich für das Bauen im Bergbaugelände zwei Schlußfolgerungen.

1. Man suche unter Hinzuziehung von Geologen das Gebiet eines etwaigen Einbruchstrichters zu umgrenzen und vermeide dies möglichst. Im Notfalle ist es besser, in der Mitte des Einsenkungstrichters zu bauen, als an seinem Rande; ganz verkehrt ist es, Gebäude auf diesen Rand selbst zu stellen.

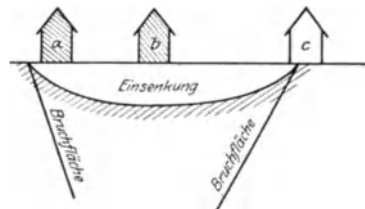


Abb. 225. Senkungsmulde.

2. Man mache die einzelnen Gebäude oder Gebäudeteile nicht zu groß, damit sie sich ohne Schaden verdrehen können, und mache das Fundament möglichst biegefest und verankere es mit dem aufgehenden Mauerwerk, so daß Verschiebungen zwischen Fundament und Gebäude unmöglich sind. Also umgekehrt wie bei der Erdbengründung.

Aus diesen wenigen Gesichtspunkten geht schon hervor, daß alle Pfeilergründungen, bei denen die Pfeiler nicht etwa bis unter die Ausbruchsole heruntergetrieben werden können, im Bergbaugelände unbrauchbar sind, da sie nicht genügend steif sind. Flachgründungen sind hier das Gegebene. Als Bau-

stoff kommt in erster Linie Eisenbeton in Frage; er gestattet die Ausbildung biegefesten Sohlenplatten und Roste, die hier doppelte Eisenarmierungen erhalten müssen, damit sie sowohl als Balken auf zwei Stützen wie auch als eingespannte Träger über den gesenkten Stücken des Untergrundes wirken können.

Die theoretischen Unterlagen für die Bemessung der frei tragenden Strecke fehlen gewöhnlich, in der Regel nimmt man 2—4 m an.

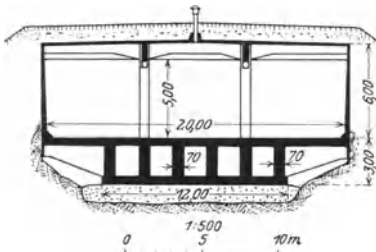


Abb. 226. Gründung eines großen Wasserbehälters im Bergbaugebiet. (Nach Beton u. Eisen 1925.)

Beschreibung hiernach gegründeter Wohngebäude findet man in Beton und Eisen 1907, S. 113 und 1909, S. 325.

Nach diesen Gesichtspunkten sind neuerdings von der Firma Carl Brandt¹ im Bergbaugebiet größere Wasserbehälter gegründet, indem der Behälter auf einen absichtlich klein gehaltenen, biegefest ausgebildeten Unterbau gestellt ist, damit er notfalls ohne Zerstörung Kippbewegungen ausführen und leicht auch wieder geradegestellt werden kann (Abb. 226).

Die ungleiche Belastung des Behälters bei Schiefstellung ist bei seiner Berechnung berücksichtigt, ferner wurde dafür gesorgt, daß an der Sohle die durch wagerechte Bodenbewegungen auftretenden Zerrungs- und Pressungskräfte durch Eiseneinlagen aufgenommen wurden. Der größte mögliche Wert dieser von dem horizontal gleitenden Untergrund auf das Fundament übertragenen horizontalen Kräfte ergibt sich aus der Reibung zwischen Erde und Beton.

Schließlich ist es für das Bauen im Bergbaugebiet noch wichtig, daß das ganze Bauwerk so ausgebildet wird, daß es beim Versinken so weit erhöht werden kann, daß es für seinen ursprünglichen Zweck brauchbar bleibt. Hierauf ist besonders bei Brückenwiderlagern im Bergbaugebiet zu achten, damit der Oberbau immer wieder in die richtige Höhe gebracht werden kann. Bei den Bauten der Emscherregulierung rechnet das Oberbergamt für spätere Zeiten an einigen Stellen mit Senkungen bis zu 9,0 m. Wichtig wurden die Vorrichtungen zur Beseitigung

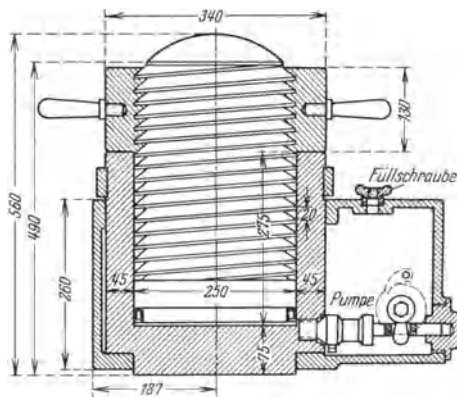


Abb. 227. Vorrichtung zum Heben von Brücken im Senkungsgebiet des Rhein—Herne-Kanals.

der schädlichen Folgen des Versinkens auch beim Bau des Rhein—Herne-Kanals², bei dem die Wasserspiegelhöhe festlag, aber mit starken Senkungen der Brückenbauwerke zu rechnen war. Das mußte beim Bau der Brücken berücksichtigt werden, da die Schifffahrt dauernd eine lichte Höhe von mindestens 4 m verlangt. Es mußten deshalb Brückenkonstruktionen gewählt werden, die angehoben werden konnten; ausgeführt sind eiserne Balkenbrücken und eiserne Bögen mit Zugband. Die Anhebung erfolgt durch Druckwasserhebebocke von 15 cm Hubhöhe, für die neben den Widerlagern gleich besondere Auflager vorgesehen sind, während an

den Querträgern besondere Lagerschalen angebaut sind. Damit die Brücken nicht nur auf dem Druckwasser in den Hebezeugen ruhen, sind an den Hubkolben starke Schraubenmuttern angebracht, die dem Fortschreiten der Hebung entsprechend angezogen werden (Abb. 227). Um größere Hebungen zu erreichen, werden die

¹ Beton Eisen 1925, S. 89.

² Zentralbl. Bauverw. 1913, S. 14.

Hebezeuge abwechselnd in Tätigkeit gesetzt und mit eisernen Platten unterklotzt. Die frei werdenden Auflagersteine werden danach höher gesetzt.

Gründungen auf labilen Bodenschichten.

Erdbeben und der Bergbau bringen Kräfte an unsere Gründungsbauwerke heran, denen wir uns nicht entziehen können, andere Änderungen des Baugrundes aber werden durch das Bauwerk und seine unvermeidbare Schwere hervorgehoben. Sehen wir ab von den gewöhnlichen in der Regel ungefährlichen Setzungserscheinungen und auch von Erscheinungen, die bei Eingriffen in das Grundwasser, namentlich in artesisches Grundwasser, auftreten können und denen wir im Abschnitt über Grundwassersenkungen eine längere Ausführung gewidmet haben, so bleiben noch diejenigen Fälle übrig, in denen, wie namentlich an Bergabhängen und auf Schutthalden das Gleichgewicht so labil ist, daß selbst kleine Eingriffe sehr umfangreiche Verlagerungen und Verschiebungen hervorrufen können. Solche Stellen zu vermeiden, ist die Kunst des planenden Ingenieurs, sie rechtzeitig zu erkennen, bedarf es oft der Beihilfe des Geologen. Bei größeren Bauausführungen ist die Umgehung so gefährdeter Stellen aber nicht immer möglich, die Gründung wird dann zu einem Kunstwerk, das nur unter Zuhilfenahme bergmännischer Arbeitsweisen ausführbar ist.

Ein solcher Fall lag vor bei der Überbrückung des Wettbachtals am Südwestende der schwäbischen Alm im Zuge der Nebenbahn Spaichingen—Nuspelingen¹. Die Bahn überschreitet das Tal an einer Stelle, an der es in eine nördliche und eine südliche Talfurche zerfällt (Abb. 228). Durch Probegruben wurde festgestellt, daß die südliche Talfurche mit über 10 m mächtigem Schutt ausgefüllt ist. Dieser besteht aus Weißjurabrocken in fester, lettiger Packung ohne nennenswerten Wasserandrang, aber mit starkem, talwärts gerichtetem Seitenschub. Nur das Widerlager *A* und die Pfeiler *I*, *II*, *VI* und *VII* konnten in geringer Tiefe auf den gewachsenen Boden gegründet werden, die größte Bodenpressung beträgt hier 6 kg/cm². Bei den Pfeilern *III* und *V* war die Schutteinlagerung 12 bzw. 12,5 m mächtig, aber auch sie konnten noch auf den festen Baugrund gestellt werden. Bei Pfeiler *IV* dagegen war es nicht mehr möglich, den vermutlich 16 m tief liegenden festen Baugrund zu erreichen, schon bei 10 m Ausschachtungstiefe zeigten sich an dem Holzeinbau dieser Baugrube bedenkliche Verdrückungen. Man mußte die Pfeilersohle in das Schotterbett legen und konnte sie nur noch durch zwei kreuzweise angeordnete Lagen Eisenbahnschienen bewehren. Um etwaige Senkungen dieses Pfeilers unschädlich zu machen, wurden die beiden anschließenden Bogen als Dreigelenkbogen ausgebildet, während die übrigen Öffnungen mit eingespannten Bogen überwölbt wurden.

Der schwierigste Teil der Bauausführung war die Abschachtung der tiefen Baugruben für die einzelnen Pfeiler. Die Ausmaße dieser Schächte schwankten je nach der Gründungstiefe zwischen 6,4 und 9,8 m quer zur Brückenachse und zwischen 5 und 7,15 m in Richtung der Brückenachse. Es wurde ein bergmännischer Einbau von hölzernen, eckversteiften wagerechten Rahmen in Abständen von 1,5—2 m und Schachtzimmerung mit senkrechten Dielen angewendet (Abb. 229). Diese aus dem Bergbau übernommene Zimmerung, die sich durch Veränderung der Rahmenabstände den Druckverhältnissen leicht anpassen läßt, hat sich durchaus bewährt. Zur Verhütung von Bewegungen in der Schutthalde wurde der gleichzeitige Aushub von zwei nebeneinander liegenden Baugruben verboten, aus demselben Grunde wurde auch der Schacht nach Fertigstellung des Pfeilerschaftes nicht mit nachgiebigem Boden, sondern mit Magerbeton bis etwa 3 m unter Gelände ausgefüllt.

¹ Bautechnik 24, Heft 53.

In der nördlichen Talfurche, in der die Schienen nur 6,5 m über dem Gelände liegen, glaubte man zunächst einen Damm schütten zu können, ehe man jedoch damit begann, bemerkte man schon, daß ein in der Schutthalde festgelegter Punkt um 70 cm talabwärts gewandert war. Kurze Zeit nachher wurde am rechtsseitigen Talabhang eine etwa 2,0 m hohe Anschüttung ausgeführt, ihr Druck genügte zur Einleitung einer weitgehenden Rutschung, die sich auf die ganze Breite des Tales ausdehnte. Nach diesen Erfahrungen gab man den Plan einer Dammschüttung auf und wählte auch für diese Talfurche eine Überbrückung. Zur Feststellung der Mächtigkeit der Schuttablagerung wurden Schurfschächte niedergebracht, die an der tiefsten Stelle selbst bei 23 m Tiefe noch nicht den gewachsenen Boden erreichten. Der größte Teil der Pfeiler dieses Brückenteiles mußte also im Schotter gegründet werden, als Oberbau wählte man deshalb, da starke Senkungen zu erwarten waren, unter Hintansetzung schönheitlicher

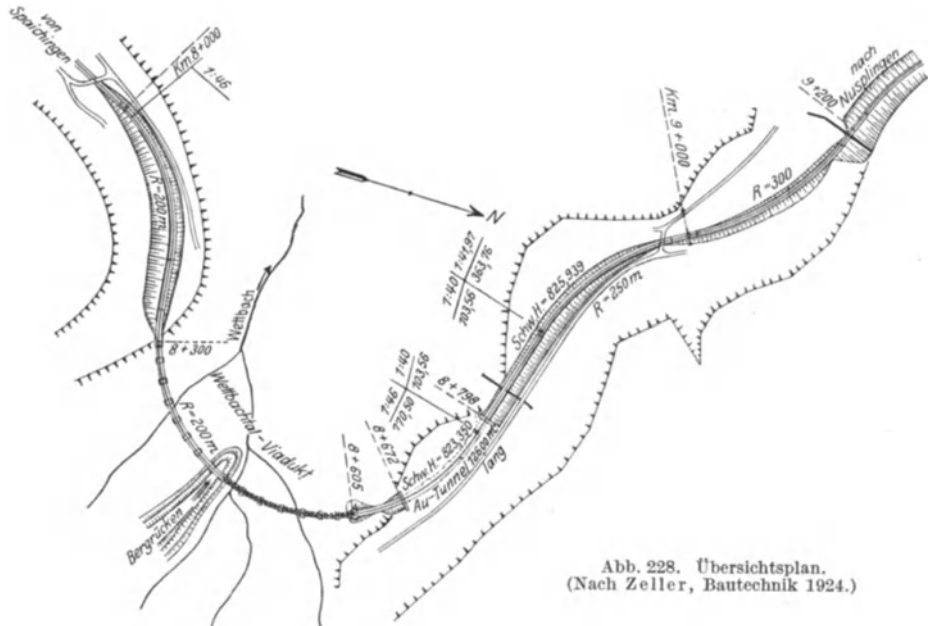


Abb. 228. Übersichtsplan.
(Nach Zeller, Bautechnik 1924.)

Gesichtspunkte, eiserne, nur über je eine Feldweite reichende Träger. Zur Feststellung der Tragfähigkeit des Schotters in der gewählten Gründungstiefe wurden in einer 5,5 m tiefen Baugrube zwei Betonpfeiler von $50 \cdot 50$ cm hergestellt und bis zu 2 kg/cm^2 längere Zeit belastet. Die Pfeiler preßten sich hierbei um durchschnittlich 5 mm in den Boden ein. Ferner wurden an Festpunkten an der Oberfläche und in 6 m Tiefe die seitlichen Verschiebungen nach 5 und 10 Monaten gemessen, sie betrugen an der Oberfläche 21 bzw. 31 mm, waren aber in 6 m Tiefe durchweg gleich Null. Man entschloß sich hiernach, die Pfeiler IX—XII auf Fundamentplatten in etwa 6,00 m Tiefe zu gründen, und wählte die Platten so groß, daß auch im ungünstigsten Falle der Druck von 2 kg/cm^2 nicht überschritten wurde. Kleine Setzungen, die bei dem gewählten Überbau nicht gefährlich sind, sollen an den Auflagerplatten ausgeglichen werden. Zu diesem Zweck sind die Pfeilerschäfte nach Länge und Breite reichlich bemessen.

Die gewählte Gründungsart bewährte sich an den Pfeilern IX, XI und XII, Pfeiler X dagegen zeigte eine langsame, aber stetige Rutschbewegung etwa in Richtung der Pfeilerdiagonale. Nach $5\frac{1}{2}$ Jahren war er bereits 41,5 cm abgerutscht. Es lag nahe, die Gründung des Pfeilers bis in die von der Oberflächenbewegung unabhängigen Schichten hinabzuführen. Die Fundamentplatte wurde

bloßgelegt und ringsum durch eine 2,30 m dicke, 0,80 m unter die Fundamentplatte greifende Betonmauer gesichert. In diese Mauer wurden wagerechte und senkrechte, miteinander verschraubte Eisenbahnschienen eingebracht.

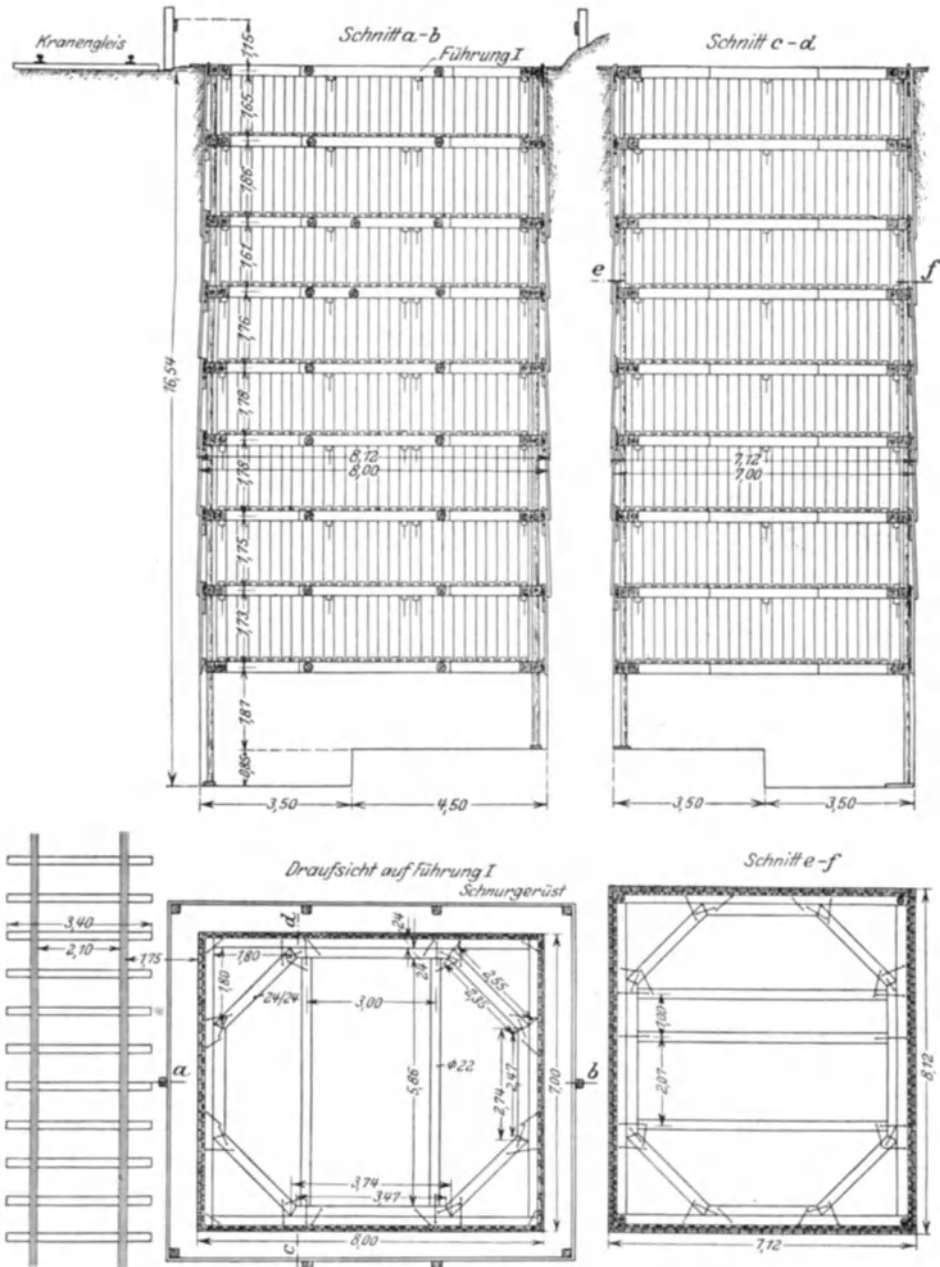


Abb. 229. Gewölbte Wettbachtalüberbrückung. Abspriehung einer Pfeilerbaugrube. (Nach Zeller, Bautechnik 1924.)

Die Ausführung geschah in zwei Teilen, indem je eine Längs- und eine Breitseite gleichzeitig unterfangen wurden. Die neue Gründungssohle liegt jetzt 8,2 m unter Gelände, sie hat sich gut bewährt, Bewegungen sind seit ihrer Ausführung nicht mehr beobachtet.

L. Einrichtung von Gründungsbaustellen.

Allgemeines.

Die Zeiten sind vorüber, in denen auch größere Baustellen sich im Laufe des Bauvorganges gleichsam von selbst entwickelten. Wenn wir auch noch von einer Rationierung und Taylorisierung großer Tiefbauten weit entfernt sind, so wird doch heute jedes einigermaßen bedeutende Bauvorhaben vor Baubeginn bis in alle Einzelheiten durchdacht und festgelegt, da nur so wirtschaftliches Arbeiten möglich ist. Besonders erfordert eine solche Festlegung der Gründungsbau mit seinen Erdbewegungen, seiner Wasserhaltung und seinen meist sehr beträchtlichen Mengen von Baustoffen. Solches Vorausschauen aber bedarf einer fast übermenschlichen Vorstellungskraft, die sich stützen muß auf genaue Kenntnis der einzelnen Bauvorgänge, starke Einsicht in die tatsächliche — nicht katalogmäßige — Leistungsfähigkeit der einzelnen Baumaschinen und daneben für den kalkulierenden Übernehmer auf eine ins einzelne gehende Übersicht über die in seinem Betriebe vorhandenen Baugerüste, ihren Zustand, ihren Standort und ihre Verfügbarkeit.

Zeitplan.

Ausgangspunkt für Aufstellung eines Bauplanes ist dann neben den örtlichen Gegebenheiten, deren eingehender Erforschung wir in den ersten Abschnitten dieses Buches das Wort geredet haben, ein Zeitplan, der in alle Einzelheiten geht und der Übersichtlichkeit wegen meist zeichnerisch dargestellt wird. Aus diesem Zeitplan muß hervorgehen, wann jeder einzelne Bauvorgang beginnen soll, wieviel Zeit für ihn zur Verfügung steht und welche durchschnittlichen Leistungen für den Tag oder die Woche erforderlich sind. Zu berücksichtigen ist bei seiner Aufstellung vor allem die Jahreszeit, die nicht nur das Bauen selbst verhindern kann, sondern auch oft durch das Zufrieren von Wasserläufen oder durch besonders hohe oder niedrige Wasserstände das Heranbringen von Baustoffen erschwert. Auf den deutschen Strömen schwankt der Frachtsatz mit den Wasserständen sehr erheblich, und es wäre unwirtschaftlich, wenn auf diesen Zubringern die größten Baustoffmengen gerade zur Zeit eines ungünstigen Wasserstandes, der meist auf lange Zeit annähernd vorausszusehen ist, befördert werden müßten.

Ein solches Zeitprogramm, das sich immer erst durch zahlreiche Vorstudien hindurch entwickeln muß, ehe es seine endgültige Form erhält, ist nun zu vervielfältigen und an alle in Frage kommenden Stellen zu verteilen. Es ist für alle Beteiligten als zwingend anzusehen, Abweichungen sind nur mit Zustimmung der obersten Bauleitung zulässig. Wichtigste Aufgabe dieser obersten Bauleitung ist es, während der ganzen Bauzeit für seine Innehaltung zu sorgen und sich von Zeit zu Zeit durch Prüfungsprogramme zu überzeugen, welche Arbeiten besonders gefördert und welche zurückgehalten werden müssen. Da die Innehaltung des Zeitplanes von unberechenbaren Faktoren, wie Wetter, Arbeitseinstellungen usw. abhängig ist, wird sich solches Eingreifen und teilweises Umstellen des Bauprogramms nie ganz vermeiden lassen; je seltener es notwendig ist, um so besser ist es für den ganzen Bau.

Auf der Grundlage des Zeitplanes bearbeiten nun der Bauingenieur, der Maschineningenieur und der Kaufmann die ihnen zufallenden Teilgebiete.

Der Bauingenieur teilt seine Baufläche auf und sorgt für die nötigen Lösch- und Lagerplätze, er entwirft den Plan der erforderlichen Fördergleise, er leitet die Beschaffung der Baustoffe ein und setzt mit den Lieferern die Liefertermine fest. Der Maschineningenieur ergänzt seinen Maschinenpark, sorgt für die Kraftzuführung und den rechtzeitigen Antransport der einzelnen Geräte. Das kaufmännische Büro trifft seine Vorbereitungen für die Finanzierung und prüft die Wünsche der Ingenieure auf ihre Wirtschaftlichkeit.

Welchen Umfang solche vorbereitende Erwägungen annehmen können, dafür ist ein Beispiel das Gutachten, das die Siemens-Bauunion für die Baueinrichtung der Wasserkraftanlage Dnjeprostroi der russischen Regierung erstattet hat. Mit den Bauvorbereitungen beschäftigen sich hier 500 Textseiten und einige 80 Zeichnungen¹.

Der ganzen Absicht unseres Buches entsprechend stellen wir nun die maschinellen Einrichtungen der Baustellen in den Vordergrund und entsprechen damit gleichzeitig den tatsächlichen Verhältnissen, da bei Durcharbeitung eines speziellen Bauprogramms der Unternehmer immer wieder davon ausgehen wird, welche Maschinen habe ich oder muß ich beschaffen. Die bauingenieurlichen Einrichtungen auf der Baustelle werden sich diesem Gesichtspunkt nachzuordnen haben.

Maschinenplan.

Die wichtigste Frage für eine wirtschaftliche Baustelleneinrichtung bleibt nach wie vor das Förderproblem. Zu groß sind gerade beim Grundbau die Mengen des auszuhebenden und fortzuschaffenden Bodens, der einzubringenden Baustoffe, ja selbst der an- und abzutransportierenden Baugeräte, als daß sich hier eine planlose Anordnung nicht schwer rächte. Nach Gabotz² betragen die zu fördernden Mengen für das Shannonkraftwerk 45000 t Baugeräte, Bau- und Betriebsstoffe, welche in 6 Monaten anzuliefern waren, fernerhin laufend während der 2¹/₂jährigen Bauzeit 60000 t Baustoffe und 47000 t Betriebsstoffe. Als tägliche Mengen von zu erzeugenden und zu verarbeitenden Betons gibt dieselbe Quelle 1200 m³ bei der Schwarzenbachtalsperre und gar 3200 m³ bei den Wehr- und Wasserkraftanlagen am Dnjepr an. Wenn von diesen Mengen auch nur ein Bruchteil auf den eigentlichen Gründungsvorgang dieser Riesenbauten entfällt, so ist klar, daß hochleistungsfähige Förderanlagen dafür nötig sind. Selbst wenn Eisenbahn- oder Wasserstraßenanschluß in der Nähe der Baustelle zu benutzen ist, wird man nicht umhinkönnen, zur Baustelle hin Feld- oder Vollbahngleise zu verlegen oder einen Kraftlastwagenverkehr einzurichten. Hier tritt als erste Entscheidung des Maschinenfachmannes die richtige Auswahl der Zugkraft, Dampf-, Benzol- oder elektrische Lokomotive auf. Kann man den Bodenaushub in der Nähe der Baustelle loswerden, oder ist es möglich, Baustoffe, wie Hausteine, Schotter, Splitt, Kies, Sand u. ä., in der Nähe zu gewinnen, so kann eine elektrisch betriebene Feldbahn von Vorteil sein, während Hänge- und Seilbahnen, die ihren Hauptvorteil bei dauernd gleichmäßiger Belastung entwickeln, im Baubetrieb seit 1—2 Jahrzehnten stark verdrängt sind.

Ist man sich über die bestmögliche Beförderungsanlage von und zur Baustelle klar geworden, so ist das Förderproblem auf der Baustelle selbst zu lösen. Bodenaushub und Wasser sind aus der Baugrube zu entfernen, Baustoffe verschiedener Art hineinzuschaffen. Man Sorge dafür, daß die Wege der ab- und anzufördernden Materialien sich nicht gegenseitig kreuzen und auch grundsätzlich den Bauvorgang nicht stören. In dieser Beziehung haben die auf Gleise in der Baugrube angewiesenen Baumaschinen und Förderanlagen, wie Trockenbagger, Greiferkräne, Feldbahnen, manche Nachteile, die man im Notfall dadurch vermeidet, wenn man entsprechend Geräte auf Raupenkettten verwendet oder noch besser sich ganz von der Bausohle unabhängig macht durch Kabelkräne, allenfalls auch durch Seil- oder Hängebahnen. Besonders bei Betonförderung lohnt sich hier die Verwendung von Gießtürmen, Förderbändern, Druckluftförderung u. ä. Man muß natürlich die Vorteile eines freien Arbeitsplatzes im richtigen Verhältnis zu den etwaigen Mehrkosten des bodenfreien Fördergerätes in Ansatz bringen. Bei der Betonförderung spielt neben der Wirtschaftlichkeit auch der Gesichtspunkt der Verwendung

¹ Schweiz. Bauzg. 1928, S. 119.

² Siemens Bauunion 1928, Nr. 2. — Siehe auch Bautechnik 1928, H. 10, S. 128.

möglichst frischen Betons eine Rolle, man zieht daher immer mehr vor, Misch- und Verteilungsmaschinen zusammengebaut vorrücken zu lassen, um kurze Betonwege zu bekommen, und lieber die längeren Nachrückwege dem Zement und seinem Zuschlag zu überlassen; das kommt besonders beim Bau langer Kaimauern in Frage. Bei sehr großen Betonmengen ist es vorteilhaft, die Maschinen zur Verarbeitung der Zusatzstoffe und die der Mischung zentralisiert und fabrikmäßig anzulegen, auch hier muß die Frage des Zu- und Abtransportes so gelöst sein, daß ein Mindestmaß an Förderwegen entsteht. Dieselben Erwägungen gelten für die Anlage von Bauwerkstätten (Holzsägerei, Herstellung von Eisenbetonpfählen usw.). Was die Kraftversorgung der Baustelle angeht, so kommt eine Auswahl unter den Antriebsmaschinenarten, die einzeln im ersten Hauptabschnitt des zweiten Buchteiles besprochen werden, wohl nur dann in Frage, wenn man die Baumaschinen etwa einzeln in größeren Leistungen oder aber an einer Stelle zentralisiert antreiben kann. Sind sie dagegen über die ganze Baustelle zerstreut, so ist fraglos allein die elektrische Kraftübertragung das Richtige aus Gründen der steten Betriebsbereitschaft und der bequemen Verteilung und Fortleitung der Energie. Wie billig man diesen Betrieb gestalten kann, ist Sache einer Wirtschaftlichkeitsberechnung zwischen der Möglichkeit des Fremdbezuges oder der Selbsterzeugung, wobei hier wieder die primäre Antriebskraft (Dampf, Dieselmotor, Wasserkraft) mit ihrer Anlage und Betriebskosten die Hauptrolle spielt. Bei ganz großen Bauten, wie sie schon eingangs erwähnt wurden, die tausende Kilowatt an Antriebsleistung benötigen, ergeben sich Baukraftwerke, die mit allem Zubehör einer wirtschaftlichen Großstromversorgung zu projektieren sind. Sind außer Strom noch andere Energieträger wie Druckluft oder Preßwasser zu erzeugen, so vereinigt man sie gewöhnlich in eine gemeinschaftliche Kraftzentrale. Allerdings ist dabei zu beachten, daß der Arbeitsbereich der gemeinsamen Druckluft- und besonders der Preßwasserversorgung gegenüber der Stromversorgung beschränkt ist.

Was die richtige Auswahl der einzelnen Baumaschinen angeht, so soll sie möglichst schon bei der Planung für die Baustelleneinrichtung mit vorgenommen werden, obwohl nicht zu verkennen ist, daß im Laufe des Baufortganges sich neue Aufgaben ergeben können, die neue Konstruktionen erfordern, oder daß neue Geräte auf dem Markt erscheinen, die besser als die alten für die vorliegenden Zwecke zu benutzen sind. Richtlinien dafür anzugeben, wie weit man mit der Mechanisierung des Bauvorganges gehen soll, ist ein müßiges Unterfangen. Höhe der Löhne, Unterbringungsschwierigkeiten großer Arbeitermengen, Beschränkung der Bauzeiten, technische Unmöglichkeit der Handarbeit u. ä. sind besonders bei großen Baustellen der Antrieb zur Einführung möglichst vieler Baumaschinen; Grenzen für dies Bestreben liegen in übermäßiger Belastung des Gerätekontos zumal bei schlechter Ausnutzung der Maschinen und geringer Abschreibungsmöglichkeit, auch die Gefahr, schnell veraltete, wenig allgemein verwendbare Geräte zu beschaffen, soll bei der Baustelleneinrichtung wohl beachtet werden. Im übrigen sind bei Neuankauf von Baumaschinen für ein bestimmtes Bauvorhaben die wiederholt entwickelten Grundsätze der Betriebssicherheit, einfachen Beförderung, Aufstellung, Bedienung und Unterhaltung, Unempfindlichkeit gegen rauhe Behandlung, Witterungsunbilden und Überlastung und nicht zuletzt eines guten Wirkungsgrades zu beachten.

Aufteilungsplan.

Zeitplan und Maschinenplan lassen für alle Gründungsbaustellen gewisse gemeinsame Grundlinien erkennen, da dieselbe Maschine oder derselbe Maschinentyp oft auf mehreren Baustellen gleichzeitig oder nacheinander gebraucht werden und die Leistung der Maschinen wiederum den Zeitaufwand begründet. Ganz anders ist es mit dem Plan, der das reibungslose Ineinandergreifen der einzelnen

Bauvorgänge auf den oft beschränkten Gründungsbaustellen sicherstellen soll. Diesen Plan, der durch die örtlichen Gegebenheiten der Baustelle und ihrer Umgebung grundlegend beeinflusst wird, nennen wir „Aufteilungsplan“, da er in erster Linie bestimmen soll, auf welchem Wege die einzelnen Baustoffe an die Baustelle heran und auf ihr selbst zur Zwischenlagerung oder zum sofortigen Einbau bewegt werden sollen, da er die Baustelle aufteilen muß für die gleichzeitigen Bauvorgänge, für die Lagerung von Baustoffen, für die endgültige oder zeitweilige Unterbringung von Bodenaushub, für Wasserab- und -zuleitungen, für Kraftleitungen, für Betriebswerkstätten und für die Unterbringung des Personals.

Nur ganz wenige allgemeine Richtlinien lassen sich für die Aufstellung solcher örtlich bedingter Aufteilungspläne angeben. Alles was zu sagen ist, läßt sich zusammenfassen in drei Worte: trennen, vereinigen, abkürzen. Im Trennen sind alle Vorgänge, die nicht unmittelbar zusammengehören, da nur gleichartige Vorgänge sich in glattem Fluß abwickeln. Es ist unwirtschaftlich, wenn an derselben Brücke Kies und Ramppfähle gleichzeitig gelöscht werden, die Konstruktion der Brücke wird für den einen Zweck gut, für den anderen schlecht sein; es ist unwirtschaftlich, wenn an ein- und derselben Stelle des Bauplatzes gleichzeitig gerammt, betoniert und womöglich noch an der Eisenkonstruktion gearbeitet wird. Nur den Laien imponiert das Durcheinanderwirbeln der verschiedenen Bauvorgänge, der Baufachmann wird sich sehr bald sagen, daß nur ein Vorgang den anderen behindert, daß die teuren Maschinen und Antriebskräfte sich am besten auswirken können, wenn sie jeweils das Feld für sich haben.

Demgegenüber steht die Forderung des Zusammenlegens aller Betriebe, die wirklich zusammengehören. Wir denken dabei in erster Linie an den Werkstattbetrieb. Noch immer findet man ausgedehntere Baustellen, bei denen die notwendigen Bauwerkstätten über den ganzen Platz verzettelt sind, um dadurch an Transportkosten auf der Baustelle zu sparen. Solche Werkstätten sind dann in der Regel ziemlich primitiv eingerichtet, so daß ihr Zusammenfassen in eine einheitliche Werkstatt, die mit erstklassigen Maschinen unter besonderer Leitung eines Fachmannes steht, immer Ersparnisse gibt, auch wenn das einzelne Stück einmal einen längeren Weg zwischen Werkstatt und Verwendungsstelle zurückzulegen hat. Wir haben solche gemeinsame Herstellungsstellen bereits bei der Fabrikation von Eisenbetonpfählen, von Senkkästen und sonstigen fertigen Bauteilen kennengelernt, aber auch für den von der Baustelle unzertrennbaren Reparaturbetrieb setzt sich die strenge Zentralisierung von Jahr zu Jahr mehr durch.

Abkürzung der Beförderungswege auf der Baustelle ist gewiß wichtig, aber auf den Gründungsbaustellen doch nicht so wichtig wie im reinen Erdbetrieb. Bei Gründungsbauten ist es wichtiger, die einzelnen Anfahrwege solange wie irgend möglich getrennt zu halten, selbst wenn die Wege dadurch länger werden. Daß das Freihalten der eigentlichen Baustelle dabei zu komplizierten Anlagen wie Hängebahnen u. dgl. führen kann, ist bereits erwähnt.

Bei den in den vorangehenden Abschnitten bereits erwähnten Bauten haben wir fast jedesmal die Baustelleneinrichtung eingehend beschrieben. An dieser Stelle mußten wir uns auf einige Richtlinien beschränken, da jeder Aufteilungsplan ohne genaue Kenntnis des Bauobjektes unverständlich bleibt. Zu betonen ist nur noch, daß die heutige Grundbaustelle meist ganz unter dem Einfluß der Betonherstellung steht. Hie Gußbeton, hie Stampfbeton, dieser Schlachtruf bestimmt mehr als alles andere den Aufteilungsplan, die „Betonfabrik“ ist das Herz der ganzen Baustelle. Diese Betonfabrik mit all ihren Einrichtungen gehört aber wieder zum Maschinenplan, und so schließen sich Zeitplan, Maschinenplan und Aufteilungsplan zu einem untrennbaren Ganzen zusammen und leiten über zu dem zweiten, maschinentechnischen Teil dieses Buches.

Literaturverzeichnis.

I. Technische Grundlagen.

Allgemeine Werke.

- Krey: Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes. Berlin: W. Ernst & Sohn 1926.
 Möller: Erddrucktabellen. Leipzig: Verlag von Hirzel.
 Müller-Breslau: Erddruck auf Stützmauern. Stuttgart: A. Kröner 1906.
 Prinz: Handbuch der Hydrologie. Berlin: Julius Springer 1919.
 Terzaghi: Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Leipzig und Wien: Fr. Deuticke 1925.

Sonderveröffentlichungen.

1. Der Baugrund.

- Ambronn: Die Untersuchung des Untergrundes von Baustellen mittels geophysikalischen Messungen. Bauing. 1920, S. 206.
 — Kolbenbohrer zur Entnahme von Lehmproben. Zentralbl. Bauverw. 1925, S. 391.
 Backofen: Über die Rutschungen im Rosengarten bei Frankfurt a. O. Z. f. Bauw. 1928, Heft 9 und 10.
 Keilhack: Grundwasser und Quellenkunde. Berlin: Gebrüder Bornträger 1912.
 Krey: Rutschgefahren und fließender Baugrund. Bautechnik 1927, Heft 35.
 Landgräber: Moderne Bodenuntersuchungen. Bauing. 1925, S. 388.
 Schonopp: Die Voruntersuchungen für den Bau der großen Schleuse in Ymuiden. Bauing. 1927. H. 30 u. 33.
 Terzaghi: Richtlinien für den Grundbau. Engg. News. Rec. 1925, H. 21, 22, 25.
 — Praktische Winke für die Ausführung von Bodenuntersuchungen. Zentralbl. Bauverw. 1920. S. 113.

2. Die Baustoffe.

- Agatz: Die rationelle Bewirtschaftung des Betons. Berlin: Julius Springer 1927.
 „Alca Schmelzzement“, Werbeschrift der Elektrozement G. m. b. H. Berlin 1926.
 Arp: Das Gußbetonverfahren beim Bau der Doppelschleuse in Geestemünde. Zentralbl. Bauverw. 1924, S. 318, 339, 349.
 Betonverein: Vorläufige Leitsätze für die Baukontrolle von Eisenbetonbauten. Okt. 1927. 1926, H. 26.
 Böhme: Verordnung über den Verkehr auf Kunststraßen. Zentralbl. Bauverw. 1914, S. 81.
 Colberg: Selbstschutz gegen Belieferung mit minderwertigem Zement. Bautechnik 1924, S. 252.
 Ederhof: Das Verhalten des Eisens im Seewasser und Mittel zur Erhöhung der Lebensdauer eiserner Uferbauten. Zentralbl. Bauverw. 1920, S. 188.
 Gassner: Praktische Sonderfragen bezüglich Betonbauten im Meerwasser. Zementverlag G. m. b. H. Charlottenburg.
 Graf: Weitere Untersuchungen über die zweckmäßige Zusammensetzung des Zementmörtels im Beton. Bauing. 1924, S. 736.
 Grün: Der Beton, Herstellung, Gefüge und Widerstandsfähigkeit gegen physikalische und chemische Einwirkungen. Berlin: Julius Springer 1926.
 — Schädliche Einwirkungen auf Beton und ihre Verhütung. Zement (Betontechnischer Teil) 1925, S. 1037.
 Grün und Kunze: Die Vorausberechnung der Enddruckfestigkeit aus der Anfangsdruckfestigkeit beim Zementbeton. Bauing. 1926, H. 44.
 Helbing: Versuche über das Haften von Tonerdezementmörtel auf Portlandzementmörtel. Bauing. 1926, H. 26.
 Herrmann: Steinbruch-Industrie und Steinbruch-Geologie. 2. Auflage. Berlin: Gebr. Bornträger 1916.
 Hensen: Erfahrungen mit eisernen Spundwänden beim Bau der neuen Seeschleuse in Ymuiden. Zentralbl. Bauverw. 1926, S. 427.
 Hirschwald: Handbuch der bautechnischen Gesteinsprüfung. Berlin: Gebr. Bornträger 1912.
 Kleinlogel: Einflüsse auf Beton. Berlin: W. Ernst & Sohn 1925.
 Kölle: Rostgefahr und Lebensdauer eiserner Spundwände. Zentralbl. Bauverw. 1925, S. 545.
 Lang: Das Holz als Baustoff. Wiesbaden 1915.
 Nakonz: Die Verwendung unverpackten Zements bei dem Bau der Schachtschleuse Andersen. Bautechnik 1926, S. 61.
 Obst: Das Abbinden des Zements bei Frost. Zement 1926, S. 801.
 Prüß: Erfahrungen mit eisernen Spundwänden im See- und Hafengebäude. Zentralbl. Bauverw. 1920, S. 205.

Roch: Die Holzschädlinge der Meeresküste. Z. V. d. I. 1926, S. 89.
 Safir: Beschaffenheit, zweckmäßige Mischungsverhältnisse und Ausbeute hydraulischer Baustoffe. Berlin 1909.

3. Erddruck und Tragfähigkeit.

Berer: Standsicherheitsuntersuchungen von Kaimauern in weichem Lehmboden. Bautechnik 1925, S. 241.
 Bernhard: Baugrundbelastung. Bauing. 1920, S. 18.
 — Baugrundbelastung. Zentralbl. Bauverw. 1907, S. 241.
 Buchwald: Auflasten bei Erddruckermittlung. Zentralbl. Bauverw. 1916.
 Ellerbeck: Zulässige Belastung des Baugrundes.
 Empergen: Die zulässige Beanspruchung des Baugrundes. Bautechnik 1926, H. 16 u. 17.
 Engeßer: Über den Einfluß des Wasserauftriebes auf die Standsicherheit der Bauwerke. Zentralbl. Bauverw. 1919, S. 429.
 Franzius: Versuche mit passivem Erddruck. Bauing. 1924, S. 314.
 Freund: Untersuchungen der Erddrucktheorie von Coulomb. Bautechnik 1923, S. 101.
 Kayser: Belastungsversuche für die Tragfähigkeit von Pfeilerbauten im Sandboden. Bautechnik 1924.
 Kögler und Scheidig: Druckverteilung im Baugrund. Bautechnik 1927, S. 418.
 Krey: Betrachtungen über Größe und Richtung des Erddruckes. Bautechnik 1923, S. 219.
 Schultze: Erddruck auf Winkelstützmauer. Zentralbl. Bauverw. 1916, S. 198.
 Stern: Moderne Betongrundbautechnik. Bautechnik 1927, H. 14.
 Streck: Beitrag zur Frage des Erdwiderstandes. Dissertation Techn. Hochschule Hannover.
 — Die Frage der Grundwerte bei der Erddruckberechnung. Bautechnik 1926, S. 431.

II. Die verschiedenen Gründungsarten.

Allgemeine Werke.

Brennecke: Der Grundbau. Berlin: Deutsche Bauzeitung 1906.
 Brennecke-Lohmeyer: Der Grundbau. Bd. 1. Berlin: Ernst & Sohn 1927.
 Colberg: Handbuch für Eisenbeton, Grundbau. Berlin: Wilh. Ernst & Sohn 1922.
 Franzius: Der Grundbau. Berlin: Julius Springer 1927.
 Mörsch: Eisenbetonbau. 5. Auflage.
 Struckel: Der Grundbau.

Sonderveröffentlichungen.

1. Flachgründungen.

Biermann: Versteinerung loser Sande als Gründungsverfahren. Dt. Bauzg. 1927, Nr. 99, Konstruktionsbeilage Nr. 25.
 Gehler: Beiträge zur Berechnung von Fundamenten. Bauing. 1925, H. 1.
 — Die Beanspruchung in Betonfundamenten. Bauing. 1922, H. 14/15.
 Prudon: Berechnung von Fundamenten und Ermittlung der Kantenpressung. Gen. Civ. 1926, H. 5.
 Schmidtman: Beitrag zur Ermittlung von Fundamentpressungen. Stuttgart: Konrad Wittwer 1920.
 Troche: Ein Beitrag zur Berechnung von Betonfundamenten. Beton Eisen 1923, S. 135.
 Wolfsholz: Neue Gründungsverfahren. Zentralbl. Bauverw. 1911.

2. Pfahlgründungen.

Bernhard: Herstellung und Belastung von gepreßten Betonpfählen. Zentralbl. Bauverw. 1922, S. 97.
 — Betonpfähle System Strauß. Werbeschrift.
 Butzer: Druck- und Zugversuche an Eisenbetonpfählen für Hafenkaibauten. Bauing. 1924, H. 13, S. 401.
 — Druck- und Zugversuche an Eisenbetonpfählen. Bauing. 1927, S. 835.
 Colberg: Bestimmung der Einzelpfahllasten bei einseitiger Belastung der Gründungsplatte. Bauing. 25, H. 1. Dt. Bauzg. 1926, S. 467.
 Dörr: Die Tragfähigkeit der Pfähle. Berlin: 1922.
 Förster: Nordamerikanische Seehafentechnik. Werft, Reederei, Hafen 25, H. 24.
 Häfle: Pfahlgründungen an der Isar, an der Donau. Zement 1927, S. 1082.
 Jacoby: Berechnung von Pfahlgründungen. Oest. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst, Jg. 1909, S. 340.
 — Berechnung von Pfahlgründungen. Jahrbuch der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen 1925.
 Kaffka: Formeln und Versuche über die Tragfähigkeit eingerammter Pfähle. Berlin: Julius Springer 1912; Dock and Harbom Authority 1927, S. 668.
 Klöse: Die Gründung des Kleist-Lyzeums in Berlin. Bautechnik 1928, Heft 28.

- Koch: Der Franki-Pfahl. Bautechnik 1926, S. 483.
 Lang: Einiges über Rammungen. Bauing. 1926, H. 30.
 Leske: Der Betonpfahl in Theorie und Praxis. Berlin: Julius Springer 1916.
 Möller: Der Widerstand von Pfahlböcken. Bauing. 1923.
 Niels Bur: Über Pfahlrammungen im Tonboden. Bautechnik 1927, S. 253.
 Ostenfeld: Pfahlrostberechnungen. Beton Eisen 1922.
 Piel: Die Entwicklung der Hafenaubauten in Holland. Bautechnik 1927, H. 16.
 Schaper: Bau der Lidingöbrücke bei Stockholm. Bautechnik 1924, S. 405, 479, 503, 660.
 — Schraubenpfähle und ihre Berechnung. Bautechnik 1928, S. 116.
 Schultze: Pfahlrostberechnungen. Zentralbl. Bauverw. 1926, S. 469.
 Siegfried: Die Gründung mit Simplex-Betonpfählen. Dt. Bauzg. 1927, Zementbeilage S. 65.
 Stern: Moderne Betongrundbautechnik. Bauing. 1927, S. 668.
 Stroyer: Seebauten in Eisenbeton. Concrete 1928.
 Struif: Betonpfahl System Mast. Berlin 1913.
 De Thierry: Pfahlbelastungen. De Ingenieur 1924.
 Vicari: Unterfangen von Brückenpfeiler. Bautechnik 1926, S. 213.
 Wernekke: Vibro-Betonpfähle. Zement 26, S. 409.
 West: Bohrpfahlgründungen in hartem Tonboden. Eng. News Rec. 1928, Heft 22.
 Will: Rammformeln und Tragfähigkeit von Pfählen. Beton Eisen 1917, H. 2 u. 3.
 Windolf: Arbeitsmethoden und Erfahrungen beim Bau der Fischereihafenerweiterung in Cuxhaven. Bautechnik 1925, S. 81.
 Zimmermann: Die Rammwirkung im Erdreich. Berlin: Wilh. Ernst & Sohn 1915.

3. Die Spundwand.

- Briske: Der Tanna-Tunnel bei Atami in Japan. Beton Eisen 1925; Bautechnik 1925, S. 620.
 Ehlers: Ein Beitrag zur statischen Berechnung von Spundwänden. Hannover: Jänecke 1910.
 Engels und Mohr: Die Berechnung der Bohlwerke. Zentralbl. Bauverw. 1903, S. 273 u. 649.
 Freund: Die Verwendung eiserner Spundwände. Zentralbl. Bauverw. 1921, S. 231.
 Hensen: Erfahrungen mit eisernen Spundwänden beim Bau der neuen Seeschleuse von Ijumen. Zentralbl. Bauverw. 26, H. 37.
 Kittel: Eisenbetonspundwände. Bautechnik 1925, H. 20.
 Kölle: Rostgefahr und Lebensdauer eiserner Spundwände. Zentralbl. Bauverw. 1925, S. 545.
 Lohmeyer: Versuche über das Widerstandsmoment eiserner Spundbohlen Bauart Larssen. Bautechnik 1927, S. 26.
 — Besondere Formen von Eisenbetonspundwänden. Bautechnik 1927, H. 18.
 — Eisenbetonspundwand. Bauart Ravier. Bautechnik 1926, H. 41.
 — Die Larssenspundwand mit wechselweise stehenden, im Schloß gepreßten Doppelbohlen. Bautechnik 1928, Heft 21 und 24.
 Maudrich: Erfahrungen mit eisernen Fangedämmen am Main beim Bau der Wehranlage Mainkur. Bautechnik 1926, H. 21/24.
 Meyer: Über das Einrammen von I-Trägern. Bautechnik 1925, S. 652.
 Müller: Verwendung von Eisenbeton bei Wasserbauten. Int. Schiffcongreß 1908 St. Petersburg.
 Popken: Verwendung von nietlosen Spundwandeneisen Bauart Larssen beim Bau des Hunte-Ems-Kanals. Bautechnik 1928, Heft 35.
 Prüß: Erfahrungen mit eisernen Spundwänden im See- und Hafengebäudebau. Zentralbl. Bauverw. 1920, S. 205.
 Ranke v.: Beitrag zur Berechnung von Spundwänden. Bauing. 1928, Heft 43.
 Rogge und Lohmeyer: Kaimauerbauten am Marinekohlenhof in Kiel. Bautechnik 1923, S. 115.
 Scheck: Über die Formen der Spundwandeneisen. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft 1921; Bautechnik 1925, S. 315.
 Stecher: Die Verwendung von Spundwandeneisen Larssen im Hafengebäudebau. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft 1924, S. 194.
 — Die Wiederherstellung der eingestürzten Kaimauer im Zentraldock des La-Plata-Hafens von Buenos Aires. Bautechnik 1926, S. 259.
 Uhlfelden: Erfahrungen mit eisernen Spundwänden. Bauing. 1926, S. 9.
 Windolf: Arbeitsmethoden und Erfahrungen beim Bau der Fischereihafenerweiterung in Cuxhaven. Bautechnik 1925, S. 67.

4. Brunnengründung.

- Bernhard: Messung des Reibungswiderstandes von Betonsenkbrunnen in Chicago. Beton Eisen 1927, H. 11.
 — Straßenbrücke mit Auslegerfachwerk St. Franzisko. Zentralbl. Bauverw. 1927, S. 361.
 Chambers: Glockenförmig erweiterte Brunnen für die Gründung eines Warenhauses. Engg. News Rec. 1914, S. 287.
 Emperger: Bogenbrücken mit aufgehängter Fahrbahn. Beton Eisen 1927, S. 361.
 — Senkbrunnen auf gerammten Pfählen. Beton Eisen 1927, S. 155.

- Hedde: Neuere Kaimauern. Jahrb. Dt. Ges. Bauing. 1925, S. 10.
 Lenz: Der neue Hafen in Cuxhaven. Zentralbl. Bauverw. 1898.
 — Der Ausbau des Hafens Duisburg-Ruhrort. Dt. Bauzg. 1909, S. 342.
 — Bau eines Trockendocks in Sunderland. Engg. 1926, S. 134.
 Ottmann: Der Weserhafen in Rinteln und die Brunnengründung der Kaimauer. Zentralbl. Bauverw. 1902, S. 9.
 Schwegler: Eine tiefe Brunnengründung. Bauing. 1928, Heft 30.
 — Offene Senkbrunnengründung für die Pfeiler einer afrikanischen Eisenbahnbrücke. Eng. News 1927, Heft 8.
 White: Herstellung eines Wellenbrecherkopfes in Madras. Dock and Harb. Authority 1926, S. 266.

5. Senkkastengründung.

- Blunck: Der Aufbau des Hafens von Helsingborg. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft 1924, S. 179.
 Burgdorfer: Die Erweiterung des Rotterdamer Hafens in den letzten Jahren. Sonderdruck nach Ingenieur 1921.
 — Senkkastenkaimauer im Hafen von Kopenhagen. Zentralbl. Bauverw. 1920, S. 175; Beton Eisen 1918, H. 4 u. 5.
 Greif: Neuere amerikanische Erfahrungen im Bau von Talsperrendämmen nach dem Spülverfahren. Bautechnik 1927, S. 76.
 Lange: Hebung eines untergegangenen Eisenbetoncaissons. Beton und Eisen, 1928, Heft 8.
 Polens Hafensbau. Zement 1927, S. 101.
 Probst: Die Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaues in den Vereinigten Staaten. Bauing. 1926, S. 338.
 Stecher: Bau einer Eisenbetonsenkkasten-Kaimauer im Hafen von Kobe (Japan). Bautechnik 1926, H. 44.
 Ypern: Mitteilung über die Eisenbetondocks in Soerebaja. Ingenieur 1925, S. 905.

6. Druckluftgründungen.

- Dischinger: Neuere Druckluftgründungen unter Verwendung von Eisenbetonschwimmkästen. Bauing. 1928, Heft 49.
 — Stichbahn Jungfernheide—Gartenfelde. Mitt. der Siemens Bauunion 1928, Heft 6.
 Druckluft-Senkkastengründung beim Bau der Delawarebrücke zwischen Philadelphia und Camden. Bautechnik 1925, S. 659.
 Flach: Der Bau massiver Brückenpfeiler mit Preßluftgründung. Berlin: Wilh. Ernst & Sohn 1917.
 Herbst: Über Luftdruckgründungen mit Eisenbetonsenkkasten. Bautechnik 1925, H.50/5 1.
 Dyckerhoff und Widmann: Die Arbeiten für das Isarwehr in Oberföring. Z. V. d. I. 1924, S. 716.
 Hübler: Die Druckluft im Baubetriebe. Z. V. d. I. 1924, H. 27.
 Kupsch: Die Erweiterung des Hamburger Hafens. Z. V. d. I. 1912, S. 108.
 Loumann: Anwendung von transportierbaren Eisenbetoncaissons beim Bau des festen Wehrs für das Wolchow-Kraftwerk. Beton Eisen 1928, S. 30.
 Luft und Ruth: Eisenbetonschwimmkästen und ihre Verwendung bei Hafenbauten und Druckluftgründungen sowie im Schiffbau. Bauing. 1920, S. 461.
 Mulder: Remstoelen van gewapend beton. Ingenieur 1924, S. 777.
 Reichsarbeitsminister. Verordnung zum Schutz der Preßluftarbeiter. Reichsanzeiger vom 6. Juli 1920, Nr. 147.
 Schenkelberg: Die Friesenbrücke über die Ems bei Weener. Zentralbl. Bauverw. 1926, S. 530.
 Schlootmann: Neubau der Eisenbahnbrücke über die Ems bei Weener. Bautechnik 1925, S. 297.
 Schultze: Eisenbeton als Baustoff für Druckluftgründungen. Beton Eisen 1920, S. 113.
 Sperber: Die dritte Elbbrücke bei Hamburg. Bautechnik 1924, S. 289 ff.
 Stockhausen: Der Elbtunnel in Hamburg und sein Bau. Z. V. d. I. S. 1301, 1389, 1448.

7. Die Taucherglocke.

- Berendt und Franzius: Der Unfall und die Wiederherstellung von Dock V auf der Kais. Werft in Kiel. Z. Bauw. 1912, S. 613; Bautechnik 1923, S. 380.
 Franzius und Mönch: Der Bau des neuen Trockendocks auf der Kaiserlichen Werft in Kiel. Zentralbl. Bauverw. 1903, S. 300.
 Merkl, Maschinen zur Trockenlegung der Baustelle. Z. V. d. I. 1922, S. 746.
 Thele: Das hamburgische Baggereiwesen. Jahrb. Schiffsbaut. Ges. 1914.

8. Grundwassersenkung.

- Arp: Die Erweiterung des Wesermünder Hafens. Dt. Wasserwirtschaft 1926, S. 33.
 Arp und Dettmers: Die Grundwasserabsenkung beim Bau der Doppelschleuse in Wesermünde-Geestemünde. Z. Bauw. 1926, S. 77.

- Bohlmann: Die Grundwasserabsenkung bei dem Schleusenbau in Brunsbüttelkoog. Dissertation Braunschweig.
- Emersleben: Wie fließt das Grundwasser? Bautechnik 1924, H. 10.
- Forchheimer: Wasserbewegung durch Boden. Z. V. d. I. 1901, S. 1737.
- Die Höhenkurven des Grundwasserspiegels bei wagerechter Lage der undurchlässigen Schicht und beliebiger Tiefe. Z. Arch. Ing.-Wes. Hannover 1886, Sp. 545ff.
- Götschke: Wasserhaltungsarbeiten für den Bau von Brückenwiderlagen und Schleusen, im Eigenbetriebe ausgeführt vom Kanalbauamt zu Duisburg-Meiderich. Bautechnik 1926, S. 545.
- Körner: Bodensetzerscheinungen bei Grundwassersenkungen. Bautechnik 1927, H. 42.
- Lawski und Mitarbeiter: Der Södertälje Kanal. Jahrb. Hafentbau. Ges. 1924.
- Luft: Die Erweiterung des argentinischen Kriegshafens in Puerto Militar. Jahrb. Hafentbau. Ges. 1919.
- Prinz: Die Trockenhaltung des Untergrundes mittels Grundwassersenkung. Zentralbl. Bauverw. 1906, S. 595, 607.
- Rogge und Mitarbeiter. Die neue Ostseeschleuse des Kaiser Wilhelm-Kanals. Z. Bauw. 1923, S. 187ff.
- Schaaf: Die Grundwasserhaltung und ihre Preisbemessung. D. Bauz. 1928, Heft 57 (Beilage Bauwirtschaft und Baurecht).
- Schonopp: Gefährdete Baugruben. Bautechnik 1926, H. 21/28.
- Schultze: Die Grundwasserabsenkung in Theorie und Praxis. Berlin: Julius Springer 1924.
- Die neuere Entwicklung des Grundwasserabsenkungsverfahrens. Bautechnik 1923, H. 19.
- Sichardt: Fortschritte des Grundwasserabsenkungsverfahrens. Bauing. 1923, S. 599.
- Über Tiefenkung des Grundwasserspiegels. Bautechnik 1927, S. 683, 718, 730.
- Das Fassungsvermögen von Bohrbrunnen und seine Bedeutung für die Grundwasserabsenkung, insbesondere für größere Absenktiefen. Berlin, Julius Springer 1928.
- Thein: Grundwasserabsenkung beim Stadttheaterneubau in Hamburg. Hamburger Technische Rundschau 29. Okt. 1926.

9. Das Gefrierverfahren.

- Erlinghagen: Die Entwicklung des Schachtabteufens nach dem Gefrierverfahren in den letzten 20 Jahren. Z. V. d. I. 1924, S. 383.
- Kropf: Abteufen von Bergwerkschächten nach dem Gefrierverfahren. Bautechnik 1925, S. 325.
- Rogge: Das Gefrierverfahren. Zentralbl. Bauverw. 1915, S. 9.
- Schachtabteufung in wasserführendem Gebirge mittels des Gefrierverfahrens. Beton Eisen 1906, S. 293.
- Zander: Erweiterung des Emdner Hafens. Z. Bauw. 1914, S. 415.

10. Gründungen auf wandelbarem Boden.

- Briske: Das Erdbebenunglück in Japan vom Standpunkt des Bauingenieurs. Bauing. 1924, S. 327.
- Dewell: Erdbebensichere Bauten. Eng. News Rec. 1928, Heft 17 und 18.
- Flemming: Bauen in Ländern mit Erdbeben- und Tornadogefahr. Engg. 1926, S. 95.
- Hummel: Widerstandsfähigkeit von Bauwerken gegenüber Erdbeben. Bauing. 1924, S. 356.
- Kittel: Das Erdbeben vom Sept. 1923 und der Wiederaufbau von Yokohama. Bautechnik 1925, S. 189.
- Kriochi: Der Hafen von Yokohama. The Dock and Harbour Authority Juli 1926.
- Kühn: Der Spannungszustand der Erdoberfläche bei Bodensenkungen. Zentralbl. Bauverw. 1921, S. 393.
- Lerche: Grubensichere Gründung von Wasserbehälter. Beton Eisen 1925, S. 89.
- Mautner: Beitrag zur Frage der Gebäudesicherung im Bergbau. Bauing. 1920, S. 144.
- Unger: Schutz der Bauwerke an den Schifffahrtskanälen gegen Bodensenkungen in Bergbaugebieten. Zentralbl. Bauverw. 1913, S. 14.
- Viscardini: Erdbebensichere Gründungen. Beton Eisen 1925, S. 99.
- Zeller: Bahnbau im Rutschgebiet. Bautechnik 1924, S. 599.

11. Einrichtung von Gründungsbaustellen.

- Eggers: Die Betriebseinrichtungen bei der Schleuse in Flaesheim. Bauing. 1926, S. 542.
- Garbotz: Ersatz der Handarbeit durch Maschinenarbeit im Baugewerbe. Z. V. d. I. 1928, H. 8.
- Arbeitsvorbereitungen als Grundlage für einen wirtschaftlichen Baubetrieb. Schweiz. Bauz. 1928, S. 112.
- Kaumann: Die Baustelleneinrichtung der Zwillingschachtschleuse in Fürstenberg a. O. Bauing. 1926, S. 193.
- Schonk und Maaske: Die Betriebseinrichtungen für den Bau der Schleuse bei Anderten. Zentralbl. Bauverw. 1927, S. 331, 348, 374.

Zweiter Teil.

Die Maschinen für Gründungsbauten.

Einleitung.

Abweichend von der sonstigen Gepflogenheit im bautechnischen Schrifttum sind hier die maschinellen Hilfsmittel für Gründungsbauten losgelöst von der Betrachtung des Bauwerks, dem sie dienen, für sich zusammengefaßt und nach maschinentechnischen Gesichtspunkten behandelt worden. Das schloß nicht aus, daß auch in diesem Buchteil gelegentlich eine Baustelle erwähnt wird, wo die betreffende Maschine sich besonders bewährte, wie ja auch umgekehrt im ersten Teil mancher Hinweis auf die maschinelle Hilfseinrichtung vorweggenommen wurde. Wenn in den folgenden Abschnitten ausschließlich von Maschinen für den Gründungsbau die Rede ist, so ist es zweckmäßig, eine Erörterung vorzuschicken, was überhaupt in diesem Zusammenhang als Maschine angesehen werden kann oder soll und was davon insbesondere für die Zwecke des Grundbaues als dazugehörig gelten soll. Maschinen gebrauchen wir bekanntlich überall, so auch, und zwar in steigendem Maße, im Bauwesen, um die menschliche Handarbeit zu ersetzen, wenn ihre Anwendung zu unwirtschaftlich ausfallen würde oder es technisch unmöglich ist, den gewollten Zweck überhaupt oder gut durch Handarbeit zu erreichen. Auch die Verkürzung der Bauzeit und die damit verbundenen Vorteile spielen oft eine ausschlaggebende Rolle bei der Wahl des maschinellen Baubetriebes. Unstreitig ist daher der Trockenbagger, der Hunderte von Handschaufeln und Schubkarren ersetzt, ein ausgesprochenes Beispiel für eine Baumaschine, ebenso wie die Pumpenanlage für eine Grundwassersenkung. Daraus kann aber nun nicht geschlossen werden, daß jede Hilfseinrichtung für den Bau, sofern sie von Hand betrieben wird, nicht zu den Baumaschinen gerechnet werden dürfte. Die von Hand angetriebene Bauwinde mit umschaltbarem Vorgelege, mit Sicherheitsbremse und rückschlagfreier Kurbel ist zweifellos auch eine Maschine. Es sei hier gleich zugegeben, daß der Begriff „Maschine“ bis heute noch nicht eindeutig festgelegt ist, obwohl führende Geister der Technik sich daran versucht haben. Grundlegend ist aber das Merkmal, daß eine Maschine stets eine Verbindung starrer Körper mit gegenseitig bewegten Teilen ist, mit dem Zwecke, aus der Aufnahme einer Kraft eine gewünschte Nutzarbeit zu leisten. Der allgemeine Sprachgebrauch schließt allerdings hierbei die ganz einfachen Einrichtungen, obschon sie zwar noch den ebenerwähnten Begriffsbestimmungen genügen, aus; einen Flaschenzug oder eine Schubkarre wird man niemals Maschine nennen, vielmehr wird man hier die anspruchsloseren Benennungen Werkzeug oder Gerät u. ä. anwenden. Die Grenzen sind also fließend, was indes in dem vorliegenden Werk belanglos ist, denn was hier im maschinentechnischen Buchteil als Baumaschine nicht erwähnt ist, wird sicher im vorhergehenden bautechnischen Buchteil als Gerät oder Werkzeug behandelt sein. Die bei den Maschinen übliche Unterscheidung in Kraftmaschinen, also solche, welche Kraft erzeugen bzw. umformen, und Arbeitsmaschinen, welche die Kraft

zur Form- oder Ortsveränderung des Stoffes benutzen, werden wir auch bei den für Bauwerke benützten Maschinen nicht außer acht lassen dürfen. Die sonst in der Maschinenlehre noch unterschiedene Art der Triebwerke oder Zwischenmaschinen, also solcher, welche die Kraft- oder Betriebsmaschinen mit den Arbeitsmaschinen zur Übertragung der Kraft verbinden, spielen bei den Baumaschinen eine geringe Rolle; sie werden in den betreffenden Kapiteln über die Kraftmaschinen kurz mit besprochen werden.

Noch unbestimmter als die Grenzen für den Begriff „Maschine“ sind diese für den Begriff „Baumaschine“, zumal wenn man ihn noch auf den Grundbau beschränken will. Werden schon viele beim Bauwesen verwendete Maschinen auch auf anderen Gebieten der Technik gebraucht, so werden die meisten Maschinen des Grundbaues auch noch sonst überall in der Bautechnik angewendet, so daß nur wenige Baumaschinen Sonderausführungen des Grundbaues darstellen. Ein Versuch, die bunte Mannigfaltigkeit der Baumaschinen in eine Systematik zu zwingen, verspricht wenig Erfolg. Der zu behandelnde Stoff ist in diesem Buchteil zunächst in zwei große Hauptabschnitte der Bau-Kraftmaschinen und der Bau-Arbeitsmaschinen eingeteilt. Geschichtliche Betrachtungen und theoretische Abhandlungen sind nur so weit gestreift, als sie unbedingt zum Verständnis nötig sind. Im übrigen ist Wert auf eine eingehende Darstellung alles Grundsätzlichen für die Arbeitsweise der Baumaschinen gelegt, auch Wirtschaftlichkeitsfragen werden entsprechend betont, damit der Leser des Buches für Betriebs- und Wirtschaftsführung nützliche Winke erhält, wenn er sich an die Planung der maschinellen Hilfsmittel für einen Gründungsbau begibt. Im großen ganzen ist der Zustand doch der, daß die Baumaschinen weder dem Maschineningenieur noch dem Bauingenieur recht vertraut sind, weil sie für beide meist kurzlebige Erscheinungen auf einem Zwischengebiet sind, das ihre Fachrichtung nur wenig interessiert. Der häufige Wechsel der Örtlichkeit, die damit verbundene Schwierigkeit für sorgfältige Aufstellung und wirtschaftliche Ausnutzung, die wenig pflegliche Behandlung, die ebenso wie unfachgemäße Bedienung sich aus der mangelhaften Kenntnis der Baumaschinen ergibt, das alles sind die kennzeichnenden Umstände für ihr Dasein. Noch manches ist zu schaffen, um Baumaschinen zu anerkannten und wirtschaftlichsten Hilfsmitteln für das Bauwesen zu machen. Dazu gehört vor allem, was hier zur Aufgabe gemacht ist, eine bessere Kenntnis ihrer Arten und Arbeitsweisen, dann weiter eine engere Fühlung zwischen Hersteller und Benutzer, ferner Anpassung an vorliegende Sonderzwecke, was jedoch nicht ausschließen darf, daß ihre Maschinenteile weitgehend genormt und leicht auswechselbar gemacht werden, und schließlich Vereinfachung ihrer Bauart und Bedienung. Bei sehr kostspieligen Baumaschinen ist oft ein Zusammenschluß in Unternehmerrgruppen zur besseren wechselseitigen Ausnutzung des Maschinenparks (Gerätevereinigung) ratsam.

I. Kraftquellen und Antriebsmaschinen.

A. Grundsätzliches über Betrieb und Wirtschaftlichkeit.

Um die Baumaschinen für den Grundbau anzutreiben, kommen die verschiedenartigsten Kraftquellen und Antriebsmaschinen in Frage, bei deren Auswahl sich der verantwortliche Bauleiter von vornherein über ihre Betriebssicherheit, Zulänglichkeit und Betriebskosten ein klares Bild verschaffen muß. Als Antriebskräfte und -maschinen kommen in Betracht:

- a) Menschenkraft,
- b) Tierische Zugkraft,

- c) Dampfkraft in Dampfmaschinen und Lokomobilen,
- d) Treiböle, Benzol, Benzin u. ä. in Verbrennungsmotoren,
- e) Elektrizität in Elektromotoren,
- f) Wasserkraft in Turbinen und hydraulischen Antrieben,
- g) Windkraft in Windrädern.

Von diesen Möglichkeiten spielen nur die unter c, d und e genannten eine große Rolle, die übrigen Antriebsarten kommen nur in selteneren Fällen zur Anwendung.

Menschliche und tierische Antriebskräfte (a und b) sind zwar betriebsicher und nicht immer zu entbehren, aber in ihren Ausmaßen durchweg unzulänglich und durchaus nicht billig; Wasser- und Windkraft (f und g) stehen zwar an dafür günstig gelegenen Baugeländen kostenlos zur Verfügung, ihre Ausnützung verlangt immerhin kostspielige Maschinenanlagen, zudem sind sie, besonders Windanlagen, in der Gleichmäßigkeit ihrer Leistungsabgabe unzuverlässig. Wasserkraft aus dem unter einem gewissen Druck stehenden Wasserleitungsnetz der Städte zu entnehmen, um damit Kraft- und Arbeitsmaschinen zu betreiben (hydraulischer Betrieb), ist bis auf vereinzelte Ausnahmen nicht zu empfehlen. Es kann aber in Frage kommen, sich das Druckwasser an Ort und Stelle selbst zu erzeugen, um damit Kräfte zu übertragen, ebenso wie dasselbe schon öfter mittels der Druckluft auch im Grundbau durchgeführt wird, z. B. zum Antrieb von Druckluftwerkzeugen und bei Druckluftgründungen. Als primäre Antriebskraft kommt Druckluft und Druckwasser für den Grundbau nicht in Frage, stets wird man sich diese Hilfskräfte, die mehr den Charakter eines Kraftübertragungsmittels tragen, mit Hilfe der unter c, d und e angeführten Kraftquellen herstellen müssen. Unter den Verbrennungsmotoren sind die früher beliebten Gasmotoren (Leuchtgas- oder Sauggasmotoren) für den Baubetrieb so gut wie verschwunden, während Spiritus- und Petroleummotoren nur noch ganz vereinzelt unter besonderen Umständen Anwendung finden.

Für die richtige Auswahl der Kraftquelle oder Antriebsmaschine sind neben den obenerwähnten Gesichtspunkten der Betriebssicherheit, zu der besonders Einfachheit in der Bedienung und eine gewisse Unempfindlichkeit gegen rohe Behandlung gehören, ferner der Zulänglichkeit in der Leistung, wobei Überlastbarkeit und ausreichende Notreserve wohl zu beachten sind, drittens der Betriebskosten oder schlechthin der Wirtschaftlichkeit noch andere Gründe ausschlaggebend, so z. B. geringer Raumbedarf bei engen Baustellen, Vermeidung von Erschütterungen, Geräuschen, Rauch und Abgasen, Feuergefahr u. ä. bei Grundbauten inmitten dichtgedrängter menschlicher Siedelungen, stete Betriebsbereitschaft u. a. m. Die oben unter c, d und e genannten Antriebsarten genügen allen billigen Anforderungen, was Zuverlässigkeit, Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit betrifft. Die neuzeitlichen Lokomobilen, Verbrennungskraftmaschinen und Elektromotoren sind, besonders wenn man die Ausführungsformen für rauhere Betriebe wählt, durchaus betriebssicher. Was ihre Betriebskosten, nach denen meist zuerst bei der Auswahl der Antriebskraft gefragt wird, angeht, so sind diese von einer Reihe von Faktoren abhängig, die nicht immer in Baubetrieben gleichmäßig und richtig gewertet werden. In erster Linie sind dabei maßgebend die Bezugspreise für die Energieträger wie Kohlen, Treiböle u. ä., für elektrischen Strom, des weiteren für die sonstigen Betriebsstoffe wie Schmier- und Putzmaterial, Speise- und Kühlwasser, sodann der Wirkungsgrad dieser Antriebsmaschinen, ferner die Kosten für Unterhaltung und Bedienung, die man besonders durch Auswahl einfacher und dauerhafter Maschinen niedriger gestalten kann. Die hier genannten Faktoren bilden die sog. direkten oder beweglichen Betriebskosten der Krafterzeugung. Zu ihnen gesellen sich, wenn man zu den Gesamtkosten des Antriebes kommen will, noch die indirekten oder festen Betriebskosten, die hauptsächlich aus dem sog. Kapitaldienst der

Anschaffungskosten, der Tilgung bzw. Abschreibung und Verzinsung, entstehen. Sie bilden bei den Antriebsmaschinen im Bauwesen, die ja bei ihrem schnelleren Verschleiß erfahrungsgemäß in viel kürzerer Zeit als in sonstigen Betrieben abgeschrieben werden müssen, einen erheblichen Betrag, der in manchen Fällen für die ganze Betriebskostenberechnung ausschlaggebend ist. Die indirekten Betriebskosten sind um so größer, je höher der Anschaffungswert der Antriebsmaschine ist. Zu den sog. indirekten Kosten sind ferner zu rechnen die Ausgaben für Transport, Aufstellung und Versicherung der Antriebsmaschinen.

Wenn man bei freier Wahl der Antriebskraft und der Antriebsmaschinenart sich ein Bild von den entstehenden Betriebskosten machen will, so muß man alle obenerwähnten Faktoren der Kostengestaltung wohl berücksichtigen. Am besten bezieht man die Kosten dabei auf eine gemeinschaftliche Vergleichsbasis, nämlich auf die gleiche Benutzungsdauer. Unter Benutzungsdauer versteht man die Zeit, während der die Antriebsmaschine in Betrieb ist; sie ist sehr verschieden, je nach Art des Betriebes, von wenigen hundert Stunden, die ein Baukran im Jahre benutzt wird, bis zum ununterbrochenen Betrieb, z. B. eines Antriebsmotors bei Druckluftgründungen. Die Bezugseinheit für die Benutzungsdauer ist die Stunde. Bei diesem Vergleich stellt sich heraus, daß die Ausgaben an direkten (beweglichen) Betriebskosten mit der längeren Benutzungsdauer sich in die Höhe bewegen, während die indirekten (festen) Kosten unabhängig davon gleichbleiben. Auf die Benutzungsstunde als Einheit bezogen steigen dagegen bei geringerer Ausnutzung die indirekten Kosten, während die direkten sich praktisch gleichbleiben.

Im folgenden sei als Berechnungsbeispiel der Vergleich an Betriebskosten zwischen Dampfkraft und Elektrizität für 1000 und 2000 Benutzungsstunden im Jahr durchgeführt. Angenommen sei dabei, daß zum Antrieb einer Baumaschine eine Leistung von 50 Pferdestärken (PS) benötigt werde, die man aus einer Dampflokomobile oder aus einem Elektromotor zu beziehen die Wahl habe. Zunächst werden noch einmal die preisbildenden Faktoren der Betriebskosten im einzelnen besprochen und Einheitspreise entwickelt. Alle Preisangaben sind ohne Anspruch auf unbedingte Genauigkeit gemacht, dazu sind sie zu sehr der Veränderung durch Wirtschaftslage, örtliche Verhältnisse u. a. m. unterworfen. Es kommt hier auch nur darauf an, das Rechnungsverfahren zu zeigen, das der Bauherr oder Bauleiter von Fall zu Fall nach den gegebenen Verhältnissen mit den jeweils gültigen Ansätzen anwenden muß. Bei der weiter unten folgenden Einzelbesprechung von Kraftmaschinen zum Antrieb von Grundbaumaschinen sind eine Reihe von Zahlenangaben für die Betriebskostenberechnung gemacht worden. Im vorliegenden Beispiel sollen die Zahlen nur als Vergleichsgrößen gewertet werden.

Wir beginnen mit den direkten Betriebskosten. Als Energieträger kommen für die Lokomobile in diesem Falle Steinkohlen in Frage, die an der Verbrauchsstelle abgeliefert 22 M. für die Tonne kosten. Zur Erzeugung einer an der Riemenscheibe abgegebenen Pferdestunde wird ≈ 1 kg Steinkohle verbraucht. Die Energiezufuhr für den Elektromotor besorgt ein Drehstromanschluß, bei dem 15 Pf. für die Kilowattstunde (kWh) laut Zählerangabe bezahlt werden müssen. Der Motor besitzt einen Wirkungsgrad von 90%, so daß er für die an der Riemenscheibe abgegebene Pferdestunde $\frac{50 \cdot 736}{1000 \cdot 0,90} = \approx 41$ kWh verbraucht (1 PSh = 0,736 kWh). Damit sind die Kosten für den Verbrauch von Energieträgern (Kohle) bzw. Energie (elektrischer Strom), bezogen auf die Betriebsstunde der 50 PS-Antriebsmaschinen, bei der Lokomobile 1,10 M., bei Elektromotor 6,15 M. Als weitere Betriebsausgaben kommen hinzu die Kosten für Schmier- und Putzmaterial, von denen die 50 PS-Lokomobile mit ihren vielen beweglichen und reinzuhaltenden Teilen erheblich mehr verbraucht als

der 50 PS-Elektromotor, nämlich etwa für 25 Pf. gegenüber 2 Pf. Die Lokomobile, die mit Kondensation arbeitet, verbraucht an Speise- und Kühlwasser für die Betriebsstunde rund 10 cbm, das Wasser werde einem Leitungsnetz entnommen, nach Angabe des Wassermessers müssen 11 Pf. für den Kubikmeter bezahlt werden. Hierdurch wird die Betriebsstunde mit weiteren 1,10 M. an Unkosten belastet. Diese Kosten sind reichlich hoch, man wird in der Wirklichkeit versuchen, das Kondensationskühlwasser entweder durch Rückkühlung wiederzugewinnen oder aus einem offenen Wasserlauf zu entnehmen. Was billiger ausfällt, muß die Rechnung ergeben; in diesem Vergleichsbeispiel lassen wir es bei der Wasserentnahme aus dem Leitungsnetz bewenden. Die Unkosten für Bedienung und Unterhaltung der Antriebsmaschinen sind bei dem verwickelteren und umfangreichen Aufbau der Lokomobile sehr viel höher als beim einfachen Elektromotor, der fast keine Wartung verlangt. Die 50 PS-Lokomobile benötigt zu ihrer Bedienung die angestrengte Arbeit mindestens eines Mannes, der sich als Heizer, Maschinist und Schmierer während der ganzen Betriebszeit betätigen muß; dagegen beschäftigt der Elektromotor einen Mann kaum eine halbe Stunde am Tage für Anlassen und Abstellen. Auch die Instandhaltung der Lokomobile, die ja als eine Vereinigung von Dampfmaschine und Dampfkessel viel mehr verschleißbare Teile als der Elektromotor hat, ist kostspieliger als bei diesem. Wir greifen nicht sehr fehl, wenn wir die stündlichen Kosten für Bedienung und Unterhaltung bei der Lokomobile mit 1,35 M. und beim Elektromotor mit 8 Pf. ansetzen. Damit sind die direkten Betriebskosten ermittelt, ihre Zusammenstellung ergibt die Beträge von 3,70 M. für die Betriebsstunde der 50 PS-Lokomobile und von 6,25 M. für den 50 PS-Elektromotor:

50 PS-Lokomobile		50 PS-Elektromotor	
Brennstoffkosten	1,10 M.	Stromkosten	6,15 M.
Schmier- und Putzstoffe	0,25 M.	Schmier- und Putzstoffe	0,02 M.
Kühl- und Speisewasser	1,10 M.		
Bedienung und Unterhaltung	1,35 M.	Bedienung und Unterhaltung	0,08 M.
Insgesamt	3,80 M.		6,25 M.

Wir kommen nun zu den indirekten Betriebskosten, die nur von der Höhe des Anschaffungskapitals abhängig sind. Als solches wird für die Lokomobile von 50 PS Leistung mit Kondensationsanlage rund 11000 M. für den Drehstromelektromotor rund 2200 M. einschließlich betriebsfertiger Aufstellung anzunehmen sein. Die Ausgabe dieses Kapitals verursacht als laufende Belastung des Betriebes die Verzinsung, die Abschreibung bzw. Tilgung und die Versicherung des Wertes gegen Feuer- oder sonstigen Schaden. Als zeitgemäßen Zinsfuß wird man 8% ansetzen müssen. Die Abschreibung dient dazu, durch jährlich zurückzulegende Beträge die Summe in einem Erneuerungsfonds wieder anzusammeln, die nach endgültigem Verschleiß der Maschine zu ihrer Neubeschaffung nötig sein wird. Die Jahresbeträge für die Abschreibung richten sich daher nach der Lebensdauer der Maschine. Wir machen die vereinfachende Annahme, daß die Rücklagen sich jedes Jahr gleichbleiben und den Bruchteil des Anschaffungswertes bilden, der sich aus dem Reziproken der Lebensdauer in Jahren ergibt. Bei 20 Jahren Lebensdauer ist also mit $\frac{1}{20}$ des Anschaffungswertes jährlich abzuschreiben, bei 5 Jahren mit $\frac{1}{5}$. Bei genauer Feststellung der Abschreibungsquoten spielt der Erlös aus dem Altverkauf der Maschine und die Zinseszinsen der Rücklagen noch eine Rolle. Auch wird ein vorsichtiger Geschäftsmann in guten Jahren mehr als nötig und soviel als möglich abschreiben. Als Lebensdauer von Antriebsmaschinen, die schlecht geschützt und notdürftig gepflegt auf oft wechselnden Baustellen ihre Arbeit leisten müssen, wird man kaum die Hälfte derjenigen annehmen können, die sie sonst als ortsfeste Maschinen in geeigneten Räumen und gleichmäßigem Normalbetrieb erreichen. Die Lebens-

dauer von Baumaschinen wird im groben Durchschnitt eher 10 als 20 Jahre betragen, so daß eine Abschreibungsquote von jährlich rund 7% angemessen erscheint. Ist die Maschinenanlage mit angeliehenem Kapital erstellt, welches innerhalb einer gewissen Zeit zurückgezahlt werden muß, so muß auch jährlich ein Betrag für die Tilgung dieser Anleihe aufgebracht werden. Im Falle unserer Vergleichsrechnung sehen wir von einer Tilgung ab. Schließlich sind die Baumaschinen auch noch gegen Schaden durch Feuer, Wasser und Bruch u. ä. zu versichern; als Prämie für solche Versicherung wird man rund 1% aufzuwenden haben. Danach ergeben sich die jährlichen indirekten Betriebskosten wie folgt:

50 PS-Lokomobile		50 PS-Elektromotor	
Anschaffungswert	11 000 M.	2200 M.	
Zinsen 8%	880 „	176 „	
Abschreibung 7%	770 „	154 „	
Versicherung 1%	110 „	22 „	
Insgesamt	1760 M.	352 M.	

Diese Unkosten verteilen sich auf die Betriebsdauer der Kraftmaschinen, die im vorliegenden Falle einmal zu 1000, das andere Mal zu 2000 Benutzungstunden angenommen ist. Die Unkosten ergeben also einmal 1,76 M. bzw. 35 Pf., das andere Mal 88 bzw. 18 Pf. je Stunde. Die Summe der indirekten und direkten Stundenkosten bildet dann die gesamten Betriebskosten beider Antriebsarten:

50 PS-Lokomobile		50 PS-Elektromotor	
1000 Betriebstunden			
Direkte Kosten je Stunde	3,80 M.	6,25 M.	
Indirekte Kosten je Stunde	1,76 „	0,35 „	
Insgesamt je Stunde	5,46 „	6,60 „	
2000 Betriebstunden			
Direkte Kosten je Stunde	3,80 M.	6,25 M.	
Indirekte Kosten je Stunde	0,88 „	0,18 „	
Insgesamt jede Stunde	4,68 „	6,43 „	

Diese Gegenüberstellung läßt neben den gesamten Betriebskosten einer Kraftmaschine erkennen, wie hohe Anschaffungskosten zumal bei geringer Benutzungsdauer die Vorteile einer sonst billig arbeitenden Antriebsmaschine

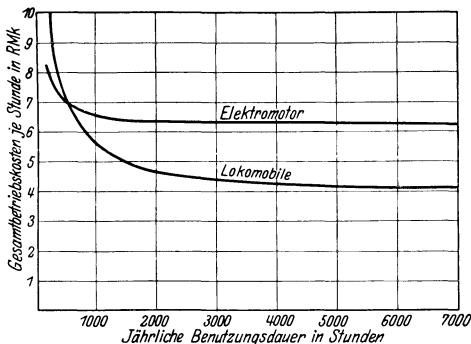


Abb. 1. Betriebskostenvergleich zwischen Elektromotor und Dampflokobile.

(übrigens gilt das gleiche auch von den Arbeitsmaschinen) erheblich schmälern, ja, sogar ganz zunichte machen können. Es läßt sich für jede Maschinenart errechnen, bei wieviel Benutzungstunden die eine teurer oder billiger als die andere arbeitet. Am besten geschieht diese Feststellung graphisch, indem man direkte und indirekte Betriebskosten abhängig von der Benutzungsdauer in ein Koordinatensystem einträgt. Ein Vergleichsbeispiel ergibt das nebenstehende Bild (Abb. 1). Bis rund 500 Benutzungstunden sind also die gesamten Betriebskosten des Elektromotors billiger als die der Lokobile. Dabei ist zu beachten, daß die meisten Baumaschinen auch im Grundbau durchaus keine hohe Benutzungsdauer erzielen, abgesehen von Wasserhaltungsmaschinen und

Bei einer Benutzungsdauer von über 500 Stunden sind die gesamten Betriebskosten des Elektromotors billiger als die der Lokobile. Dabei ist zu beachten, daß die meisten Baumaschinen auch im Grundbau durchaus keine hohe Benutzungsdauer erzielen, abgesehen von Wasserhaltungsmaschinen und

Kompressoren bei Luftdruckgründungen, so daß man sich die Rechenschaft über den Einfluß der Kapitalkosten bei geringerer Betriebsdauer wohl schuldig ist.

Es ist an dieser Stelle etwas länger bei der Frage der Ermittlung der wirtschaftlichen Betriebsart verweilt worden, weil Wirtschaftlichkeit ja mehr denn je in Deutschland beachtet werden muß. Ähnliche Berechnungen sollte man bei allen Baumaschinen, bei Kraft- sowohl wie bei Arbeitsmaschinen, durchführen, sofern ihre Betriebskosten überhaupt eine Rolle bei den gesamten Baukosten spielen. Es soll dabei nicht verkannt werden, daß gerade im Bauwesen einige der preisbildenden Faktoren sehr schwer einigermaßen genau zu fassen sind, so z. B. die Anzahl der voraussichtlichen Benutzungsstunden, die Bedienungs- und Unterhaltungs-, die Beförderungs- und Aufstellungskosten, weil sie alle von allerlei unvorherzusehenden Umständen abhängig sind.

Neben der Wirtschaftlichkeit ist der Betriebssicherheit größte Aufmerksamkeit zuzuwenden.

Man ziehe immer einfache, betriebssichere Maschinen vor, die auch bei Mangel an gut geschulten Bedienungsleuten nicht so leicht versagen, leicht aufzustellen und zu unterhalten sind. Die Aufstellung der Antriebsmaschinen wird man bei kürzeren Bauzeiten mehr behelfsmäßig und auf einfachen Holzbohlen, soweit das Fahrgestell der ortsveränderlichen Maschinen nicht schon als Fundament dient, vornehmen können; außer bei Verbrennungs- und Elektromotoren braucht auf Wetterschutz kein sonderliches Gewicht gelegt zu werden. Werden größere Antriebsmaschinen auf lange Bauzeiten hinaus benötigt, so wähle man die Aufstellung auf soliden Fundamenten in trockenen Betriebsräumen, die auch dem Betriebspersonal einige Annehmlichkeit bieten. Sind wichtige Bauvorgänge (Wasserhaltung, Druckluftversorgung u. ä.) unmittelbar von der Kraftlieferung durch die Antriebsmaschinen abhängig, so wird sich der vorsichtige Bauleiter nicht der Prüfung der Notwendigkeit entziehen können, Reservemaschinen für alle Notfälle aufzustellen. Ob er volle Maschinenreserve oder nur einen Bruchteil davon aufstellt, ob er die maschinelle Antriebskraft beim Versagen durch Handbetrieb oder tierischen Antrieb, wenn auch nur in kleinem Umfang, ersetzen will, hängt davon ab, inwieweit der Bauvorgang bei eingeschränktem Betrieb noch aufrechterhalten werden kann oder soll. Reservekraftanlagen verteuern auf jeden Fall die Betriebskosten der Baumaschinen, andererseits entstehen aber in unglücklichen Fällen beim Versagen der Antriebsmaschinen derartige Schwierigkeiten und Unkosten — man denke nur an das Versaufen von Baugruben, an bagelange Betriebsstilllegung der Baustelle, an Gefährdung der Arbeiter u. ä. —, daß diese die Anschaffungskosten von Reservemaschinen womöglich noch übersteigen. Für alle diese Fälle kann man natürlich keine Regeln aufstellen, doch sollte bei einigermaßen wichtigen Bauvorhaben die Frage der Antriebsreserve gründlich geprüft werden.

Vielfach bevorzugt der Bauunternehmer Antriebsmaschinen, die er überall auf seinen Baustellen verwenden kann. Zweifellos ist in dieser Hinsicht die Lokomobile und der Verbrennungsmotor, fahrbar bis zu Leistungen von 30 bis 50 PS, am allgemeinsten verwendbar, da der sonst bequemere Elektromotor leider an eine bestimmte Stromart und Spannung gebunden ist, die nicht überall gleichartig von den Stromversorgungsunternehmungen geliefert wird. Sind aber auf der Baustelle mehrere, örtlich verteilte Baumaschinen anzutreiben, so wird es unwirtschaftlicher und unsicherer, dies durch ebensoviele Lokomobilen oder Verbrennungsmotoren geschehen zu lassen, oder gar von einer gemeinsamen Antriebsmaschine durch mechanische Triebwerke (Transmissionen) die Kraft auf die verschiedenen Baumaschinen zu übertragen. In diesem Falle ist zu überlegen, ob nicht die Kraftübertragung besser durch elektrische Leitungen und Elektromotoren erfolgen kann, selbst wenn man beim Mangel der passenden Stromversorgung aus einem Leitungsnetz den Strom auf der Baustelle selbst

erzeugen müßte. Damit ist die Frage „Fremdbezug oder Selbsterzeugung von Strom für Baustellen?“ angeschnitten, die eingehend im Kapitel „Elektrischer Antrieb“ behandelt wird. Sollten in besonderen Fällen keine größeren Baumaschinen, sondern kleinere Geräte und Werkzeuge angetrieben werden, so kommt auch vorteilhaft eine gemeinschaftliche Preßluftversorgung in Betracht, für gewisse Geräte wie Hebeböcke, Nietpressen ist auch die hydraulische Kraftübertragung am Platze. Beide Antriebsarten eignen sich auf der Baustelle allerdings nur für kleine Entfernungen zwischen Kraftquelle und Verbraucher.

Für die Einrichtung und den Betrieb einiger Antriebsmaschinen und Kraftanlagen kommen gewisse behördliche Vorschriften in Betracht, die vor Baubeginn gekannt werden müssen; so z. B. für Dampfkessel, elektrische Anlagen, Druckluftanlagen, Hebezeuge, Aufzüge, Lagerung von feuergefährlichen Betriebsstoffen u. a. m. Welche Vorschriften von behördlichen Dienststellen, Berufsgenossenschaften, technischen Ausschüssen, Überwachungsvereinen u. ä. in Frage kommen, wird man im Zweifelsfalle am besten bei den ortszuständigen Baupolizei- oder Gewerbeaufsichtsamtern in Erfahrung bringen. Soweit es sich um die Genehmigungspflicht zur Aufstellung solcher Maschinen oder zur Einrichtung ganzer Anlagen handelt, wird der Bauunternehmer den Lieferer und Ersteller dieser Teile dafür verantwortlich machen können.

Meist wird beim Betrieb der Antriebs- und Baumaschinen, nicht nur im Grundbau, die oft unangebrachte Sparsamkeit geübt, auf fachmännische Bedienung zu verzichten und irgendeinem oder mehreren anstelligen Bauarbeitern die Maschinen zu überlassen. Wenn es sich nicht um ganz winzige Baustellen handelt, macht sich die Einstellung von Fachleuten (Schlossern, Maschinenbauern, Elektrikern usw.) immer bezahlt, unter anderem schon deshalb, weil Instandsetzungsarbeiten dann meist im Eigenbetriebe durchgeführt werden können. Dazu ist natürlich eine kleine oder größere Reparaturwerkstatt nötig, die mindestens ein Schmiedefeuer mit Zubehör, Bohrmaschine, Drehbank, Schleifstein, autogene Schweißeinrichtung und reichlich Schlosserwerkzeug enthalten sollte. Bei großen und langdauernden Baustellen mit umfangreichen Maschineneinrichtungen wird man sogar auf gut ausgestattete Maschinenausbesserungswerkstätten mit Sonderwerkzeugen nicht verzichten können. Es ist klar, daß bei solchem Umfange des Maschinenparks Techniker oder Ingenieure des Maschinenfaches nicht entbehrt werden können, zumal die Hauptbetriebsleiter im Grundbau als Bauingenieure nicht allen Fragen des Maschinenbetriebes und seiner wirtschaftlichen Organisation gewachsen sein können.

B. Belebte Motoren.

Unter belebten (animalischen) Motoren versteht man in mechanischer Betrachtungsweise die Kraftquellen, die durch die Muskeln der Lebewesen gebildet werden. Für das Bauwesen kommen praktisch nur der Mensch und das Pferd in Frage. Sie waren die ältesten Antriebe für die Baumaschinen und sind auch heute im Maschinenzeitalter nicht ganz zu entbehren, wenn auch die Mechanisierung selbst verwickelter Bauarbeit immer weiter fortschreitet. Die menschliche Muskelkraft kann natürlich nur dann als Antriebskraft bezeichnet werden, wo rein mechanische Arbeiten zu leisten sind, im Grundbau etwa Bodenaushub, Materialförderung, Pumpenarbeit u. ä. Menschenkraft wird an einfachsten Maschinenelementen der Baumaschine oder dem Gerät zugeführt, meist wirkt sie an der Kurbel (Bauwinde) oder am Hebelarm (Pumpenschwengel, Schaufelstiel); manchmal wirkt sie ohne Hilfsmittel nur von Hand (Auf- und Abladen von Bausteinen u. ä.). Man hat in den letzten Jahrzehnten viel daran gearbeitet, die menschliche Kraft- und Arbeitsleistung technisch genau zu bestimmen und sie wirtschaftlich auszunutzen; man hat sogar versucht, den Wirkungsgrad

der Maschine „Mensch“ zu bestimmen. Als Dauerleistung für die menschliche Kraft kann man bei 8stündigem Arbeitstag an der Handkurbel etwa $\frac{1}{10}$ PS ansetzen (1 PS = 1 Pferdestärke = 75 mkg i. d. Sek.). Dies ist nur ein Mittelwert in groben Grenzen und schließt nicht aus, daß auf sehr kurze Zeiten (5 Min.) das 10fache vom Menschen geleistet werden kann. Für die Arbeit des Bodenaushubes (Lösen und Verladen auf Kippkarren) rechnet man je Mann und 8stündige Arbeitszeit 8—0,8 cbm, je nachdem die Bodenart zwischen leichtem Sand und schwer lösbarem Felsgestein liegt. Für die Horizontalförderung des Bodens in Kippkarren kann 1 Mann in einer Schicht dauernd und ohne Überanstrengung damit beschäftigt werden, mit einer Geschwindigkeit von 1 m in der Sekunde auf Entfernungen bis etwa 400 m Karrenladungen von 100—150 kg zu schieben. Alle diese Werte sind aber außerordentlich schwankend in der Wirklichkeit, weil der Mensch eben keine gleichmäßig arbeitende Maschine ist, sondern von vielen Umständen innerhalb und außerhalb seiner Person abhängig ist. Ein guter Bauleiter wird daher versuchen, durch geeignete Vorrichtungen und geschicktes Verteilen der Arbeitspausen die mechanische Arbeitsleistung seiner Arbeiter, ohne sie zu überanstrengen, auf das Höchstmaß zu bringen. Bei dem Schwanken der menschlichen Arbeitsleistung ergeben auch die Versuche den Wirkungsgrad, d. h. das Verhältnis der abgegebenen zur aufgenommenen Arbeit, der menschlichen Maschine zu bestimmen, nur Werte in weiten Grenzen. Da jede mechanische Leistung einer Wärmemenge entspricht (mechanisches Wärmeäquivalent 1 kcal = 424 mkg), kann die vom Menschen geleistete Arbeit, ausgedrückt in Kilogrammkalorien (kcal), mit seiner Nahrungsaufnahme in Kilogrammkalorien verglichen werden. Messungen ergaben, daß 10—50% der Nährstoffmenge in Nutzarbeit umgesetzt werden können, je nach Güte der Ernährung und Arbeitsbedingungen. Wärmekraftmaschinen nutzen die in den Brennstoffen enthaltenen Kalorien bestenfalls mit 25—35% aus.

Die Kräfte der Pferde wendet man am Göpel oder Zugseil an. Man kann dabei von einem Pferde je nach Schwere des Schlages eine Leistung von 0,65 bis 1,3 PS bei Zugkräften von 45—90 kg in einer Arbeitsschicht von 6—8 Stunden verlangen, aber auch die Tiere können kurzzeitig erheblich höhere Leistungen entwickeln. Durchschnittliche Tagesleistungen für Pferde sind 1,4—2,8 Millionen mkg bei 1,25 m Geschwindigkeit in der Sekunde.

Die Menschenkraft wird man in den meisten Kulturländern für gewöhnlich wegen der Lohnhöhe durch Maschinen zu ersetzen suchen, auch wegen der Schwierigkeit, große Arbeitermengen gesundheitlich einwandfrei unterzubringen und wegen der Streikgefahr wird man mit möglichst wenig Arbeitern auf der Baustelle auszukommen suchen. Das schließt jedoch nicht aus, daß an entlegenen Baustellen weniger zivilisierter Länder (Kolonialgebiete u. ä.) die Menschenkraft doch noch billiger als Maschinenbetrieb zu stehen kommt.

C. Dampfantriebe.

Allgemeines.

Dampf ist die Antriebskraft, die am ehesten im Bauwesen Menschen oder Tieren die mechanische Arbeitsleistung abgenommen hat. Wenn auch heute auf dem Gebiete der Anwendungsfälle, die kleinere und mittlere Leistungen bald an dieser, bald an jener Stelle verlangen, der Dampfmaschine im Verbrennungsmotor und im Elektromotor schärfste Konkurrenten erwachsen sind, so behält der Dampfantrieb doch weiterhin seine große Bedeutung im Bauwesen. Die Unabhängigkeit der Krafterzeugung, sofern nur Brennstoffe und einigermaßen reines Wasser vorhanden sind, die Einfachheit der Dampfmaschine und ihrer Bedienung, die Anpassungsfähigkeit des Dampfantriebes an den Kraftbedarf, die Überlastbarkeit und der geringe Anspruch auf sorgfältige Wartung,

alles das sind Vorzüge, die auf der Baustelle besondere Wertschätzung verdienen. Abgesehen von einigen ganz seltenen Fällen, die es berechtigt erscheinen lassen, Dampfkraftanlagen mit getrennt und fest eingebauten Kesseln und Maschinen für den vorliegenden Bauzweck zu errichten, wird man in den meisten Fällen jene einfachen Dampftriebe vorziehen, die entweder Dampfkessel und Dampfmaschine konstruktiv vereinigen (Lokomobilen) oder aber Dampfmaschine und Arbeitsmaschine (Dampfwinde, Dampftramme), möglichst unter Verwendung von Fahrgestellen, um dem Erfordernis der leichten Ortsveränderlichkeit zu genügen. Bevor wir die einzelnen Dampftriebsmaschinen besprechen, wollen wir gewisse allgemeingültige Bemerkungen vorausschicken, die der Bauvorhabende wissen muß, um mit Vorteil Dampftrieb vorzuschlagen und durchzuführen.

Hinsichtlich der Ausnutzung der im Brennstoff steckenden Wärme bis zur Arbeit, die an der Welle der Dampfmaschine abgegeben werden kann, haben wir an jeder Dampfkraftanlage 3 Umwandlungsvorgänge zu unterscheiden: 1. die Verwandlung des Brennstoffs in Wärme, Vorgang in der Feuerung; 2. die Verwandlung der Wärme in Dampfkraft, Vorgang im Kessel; 3. Umwandlung der Dampfkraft in mechanische Triebkraft, Vorgang in der Dampfmaschine. Jeder dieser Vorgänge hat einen bestimmten Wirkungsgrad, der besagt, wieviel von der aufgewendeten Wärmemenge als Nutzarbeit oder -wärme erzielt wird. Die Wärmemenge wird bekanntlich nach „Kilogrammkalorien“, kcal (manchmal auch noch „Wärmeeinheit“, WE, genannt) gemessen; mit dieser Maßeinheit bezeichnet man die Wärme, welche nötig ist, 1 l Wasser um 1° C zu erwärmen, und zwar in der Temperaturlage von 14,5–15,5° C. Nach dem Gesetz von der Erhaltung der Energie entspricht jeder Arbeitsleistung bei Umformung derselben eine bestimmte andere Arbeitsmenge, sei sie mechanischer, elektrischer oder irgendwelcher Art. Nun ist 1 kcal = 424 mkg (mechanisches Wärmeäquivalent), und da ferner 75 mkg = 1 PS oder = 736 Watt sind, so ergibt sich die für die Arbeit einer Pferdestunde (PSh) benötigte Wärmemenge zu 636 kcal und für 1 Kilowattstunde (kWh) zu 864 kcal.

In der Praxis werden diese Zahlen gewaltig überschritten, da erhebliche Umwandlungsverluste auftreten, die bei Dampfkraftanlagen leider erschreckend hoch sind, so daß bei allermodernsten und größten Dampfkraftanlagen rund 4000 kcal für 1 kWh aufgewendet werden müssen, was einem Gesamtwirkungsgrad von 25% entspricht. Bei den Dampfmaschinen im Bauwesen, die kleinere, meist unregelmäßig ausgenutzte Leistungen bei oft mangelhafter Bedienung aufweisen, ist dieser Wirkungsgrad noch viel schlechter, 10–18% in rohen Grenzen. Dieser Mangel wird allerdings meist wett gemacht durch die schon vorher erwähnten Vorteile des Dampftriebes in der Bautechnik. In erster Linie sind für die Wirtschaftlichkeit die Brennstoffe maßgebend, über deren Heizwerte folgende Zusammenstellung Auskunft gibt:

Art	unterer Heizwert	Verdampfungsziffer
Steinkohle	6800— 7300 kcal/kg	7,5— 8,5
Braunkohle	2300— 4600 „	2,3— 5,5
Koks	6800 „	7,7
Torf	1800 „	1,8
Holz	1300 „	3,3
Heizöle	9600—10600 „	10 —12

Am meisten kommen für den Baumaschinenantrieb Steinkohlen und Koks in Frage, da sie wohl überall an Baustellen zu beschaffen sind, gute Heizwerte ergeben und die Kesselanlagen der üblichen Bau-Dampftriebe dafür eingerichtet sind. Wenn in Sonderfällen andere Brennstoffe in Frage kommen sollten, so muß auch die Feuerungsanlage entsprechend dafür eingerichtet sein.

Im Durchschnitt kann man damit rechnen, daß man auf dem Quadratmeter Rostfläche der Baudampfmaschinen etwa 50–80 kg Steinkohle stündlich verbrennen kann. Wieviel von der durch Verbrennen freigewordenen Wärme auf das im Kessel befindliche Wasser übergeht, hängt von dessen Konstruktion, besonders von der Anordnung und Ausdehnung der von Flammen und hochoverhitzten Heizgasen umspülten Flächen (Heizfläche) ab. Unter den vielen Kesselsystemen bewährt sich für Baudampfmaschinen nur der liegende Feuerröhren- bzw. Lokomotivkessel und der stehende Kessel mit Quersiedern.

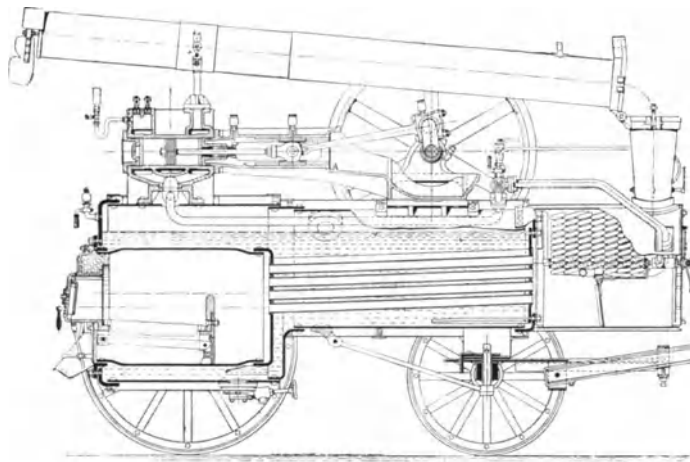


Abb. 2. Querschnitt einer fahrbaren Dampflokobile
(R. Wolf A.G. Magdeburg.)

Abb. 2 zeigt im Längsschnitt die Anordnung eines solchen Röhrenkessels für Lokomobile, bei Baulokomobilen haben sie etwa 3–30 qm Heizfläche. In Abb. 3 erblicken wir einen Quersiederkessel, wie er hauptsächlich für Dampfrahmen, fahrbare Dampfkräne, Löffelbagger usw. Verwendung findet, seine wärmetechnischen Hauptabmessungen erstrecken sich auf rund 2–15 qm Heizfläche.

Die wichtigsten wärmetechnischen Merkmale einer Dampfanlage sind Druck und Temperatur des Dampfes. Nach dem Naturgesetz wird bei der Dampferzeugung bei weitem die meiste Wärme verbraucht, um das Wasser zum Sieden zu bringen, während die Drucksteigerung des Dampfes unverhältnismäßig wenig Wärmeaufwand verlangt, so z. B. erfordert 1 kg Dampf von 0 auf 10 Atmosphären Überdruck (10 atü) gebracht nur 104 kcal mehr als die Wärmezufuhr zum kg Wasser, um diesen Dampf überhaupt erst entstehen zu lassen, die allein schon 739 kcal verschlingt. Da die Arbeitsleistung einer Dampfmaschine aber mit dem Dampfdruck wächst, so sucht man die Drücke möglichst zu steigern, bis andere Gesichtspunkte (Verteuerung der Kesselkonstruktion, Gefährlichkeit u. a. m.) diesem Bestreben ein Ziel setzen. Drücke werden bekanntlich mit dem Maß „Atmosphäre“ (at) = 1 kg je Quadratcentimeter gemessen; da der Dampf, um Arbeit leisten zu können, erst den gewöhnlichen Luftdruck überwinden muß, so rechnet man mit so und soviel Atmosphären Überdruck (atü). Der Dampf, der unmittelbar dem Kessel zum Gebrauch entnommen wird, ist mit Feuchtigkeit gesättigt, besonders bei stürmischer Dampfentwicklung, er heißt „Sattdampf“ oder „Naßdampf“. Die im Dampf enthaltene Feuchtigkeit leistet keine mechanische Arbeit, sie schadet im Gegenteil, indem sie zu gefährlichen Wasser-

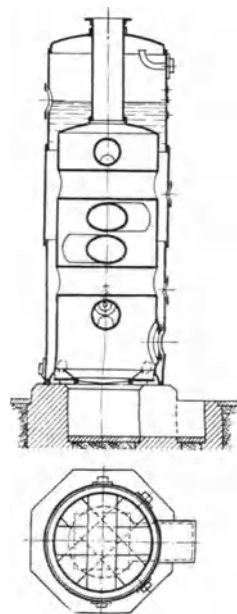


Abb. 3. Stehender Quersiederkessel. (Hütte, Bd. II.)

ansammlungen in Rohrleitung und Dampfmaschine führen kann. Man muß also den Dampf trocknen und ihn gar überhitzen, damit er selbst in längeren Dampfwegen bis zum Schluß keine schädlichen Wasserausscheidungen und damit Druckverluste erleidet. Den in besonderen Heizrohrsystemen (Überhitzer) mit verhältnismäßig geringerem Wärmearaufwand nachgeheizten Dampf nennt man „überhitzten“ Dampf. Gewöhnlicher Sattedampf von 10 atü entspricht einer Temperatur von 183° C, will man ihn zuverlässig mit Überschuß an Wärme trocken halten, so überhitzt man ihn beispielsweise auf 320° C. Bei den höchst entwickelten Dampflokomobilen sind die Drücke bereits bis auf 30 atü und die Überhitzungstemperaturen auf 450° C gebracht worden, meist kommen Dampfspannungen von 10—15 atü und Überhitzungen von 280—320° C vor. Die Höhe der Überhitzung ist durch technischwirtschaftliche Gesichtspunkte bestimmt. Die Größe der Kesselanlage wird durch die Angabe der Heizflächen-größe, ihre Leistungsfähigkeit durch die mögliche Dampferzeugung nach Druck und Menge in der Stunde bestimmt, letztere hängt wiederum von der sog. Verdampfungsziffer ab, die besagt, wieviel Kilogramm Dampf mit 1 kg Brennstoff erzeugt werden können (bei Steinkohle etwa 6—8 kg, unter Voraussetzung eines normal angestregten Betriebes).

Für die Dampfkessel zu Bauzwecken kommt nur eine Handbedienung der Feuerung in Frage, während die Speisung der Kessel mit Wasser meist mit der eigenen Dampfkraft (Dampfpeisepumpe und Injektor) besorgt wird. Aus wirtschaftlichen und betriebstechnischen Gründen wird bei einigermaßen leistungsfähigen Kesselarten das Speisewasser durch den Abdampf der Maschine vorgewärmt (Speisewasservorwärmer). Man soll möglichst reines Kesselspeisewasser verwenden, da schlamm-, säure- und salzhaltige Wässer den Kessel stark verunreinigen und angreifen (Kesselstein), seinen Wirkungsgrad herabsetzen und seinen Betrieb gefährden. Daß jeder Dampfkesselbetrieb scharfen polizeilichen Vorschriften und Aufsichten unterliegt, muß der Besitzer und Betreiber solcher Anlagen wissen und beachten.

Bevor wir von der allgemeinen Betrachtung der Dampfkraft zur Beschreibung einzelner Dampfkraftantriebe übergehen, müssen wir noch einer wichtigen Dampf- und wärmetechnischen Einrichtung gedenken, die, wenn auch nur bei größeren Baumaschinenantrieben, eine erheblich wirtschaftliche Rolle spielt, es ist die Kondensationsanlage. Wenn der Dampf aus der Maschine ins Freie austritt (auspufft), so muß er den Druck der Luft, der ja eine Atmosphäre beträgt, überwinden. Dieser Druck von 1 at geht ihm zur Kraftleistung verloren; könnte man den Dampf aber in ein druckloses Vakuum austreten lassen, so ist diese eine Atmosphäre noch nutzbringend zu verwerten. Dies Vakuum erzielt man, indem man den Dampf in ein luftabgeschlossenes Gefäß einströmen und ihn unter Abkühlung sich zu Wasser verdichten läßt (kondensieren). Bei großen Lokomobilen und Dampfmaschinen (Turbinen z. B.) ist der Kraftgewinn ein sehr erheblicher, zudem gewinnt man noch das Kesselspeisewasser in dem Kondenswasser wieder, sofern man nicht die billigere Art der Kondensationsanlagen anwenden will, bei der man das Kühlwasser unmittelbar mit dem Dampf in Berührung bringt und Kühl- und Kondenswasser wegfließen läßt. Kondensationsanlagen bringen natürlich höhere Anlagekosten mit sich, auch ist eine Vermehrung der Unterhaltungsausgaben damit verbunden, so daß man bei kleineren Leistungen (etwa bis 10 PS) und bei nur kurzzeitigem Betrieb davon absehen muß. Bei mittleren Leistungen von 10—50 PS ist durch Vergleichsrechnung zu ermitteln, ob die eben erwähnten Mehrkosten der Kondensationsanlagen, zu denen noch die Sorge um die Beschaffung ausreichenden Kühlwassers hinzukommt, die Ersparnis an Dampf- und Brennstoffverbrauch aufwiegen. Bei größeren Dampftrieben von etwa 50—100 PS an ist die Kondensationsanlage unerlässlich. Bei ortsfesten Dampfkesselanlagen wird man eher zur Kondensation

greifen als bei ortsbeweglichen, bei selbstfahrenden Dampfmaschinen (Lokomotiven, Dampfwalzen) ist sie praktisch unmöglich. Will man den Auspuffdampf nutzbringend zur Heizung verwenden, etwa für Arbeiterbaracken, so kann natürlich die Kondensation fortfallen.

Dampflokobilien.

Die wirtschaftlichste, bestentwickelte und daher sehr beliebte Dampfkraftanlage für Bauzwecke, auch für Gründungsbauten, ist die Dampflokobile. Sie wird in Größen von 10—1000 PS Leistung hergestellt, darunter auf Fahrgestellen bis zu etwa 100 PS, größere Maschinen werden auf Tragfüßen aufgestellt. Die Beförderung und Aufstellung selbst schwererer Lokobilien ist bei ihrem festen Zusammenhang zwischen Kessel und Dampfmaschine verhältnismäßig einfach. Ursprünglich für landwirtschaftliche Bedürfnisse entwickelt, hat die Lokobile bei der Ähnlichkeit der Verwendungsansprüche sich auch bald den Bauplatz erobert, wo sie meist in den Leistungen von 5—50 PS Verwendung findet. Der liegende Röhrenkessel (Abb. 4) ist durchweg zum Zwecke der Reinigung und Überholung ausziehbar angeordnet. Manchmal wird mit Vorteil

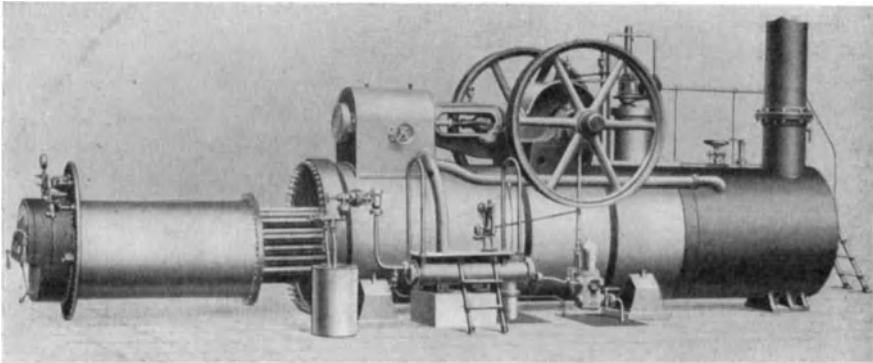


Abb. 4. Ortsfeste Dampflokobile mit ausgezogenem Röhrenkessel. (R. Wolf, Magdeburg-Buckau.)

auch ein Lokomotivkessel verwendet, der eine größere Feuerbüchse als der Röhrenkessel besitzt, infolgedessen schneller Dampf erzeugt und nicht so empfindlich gegen Erschütterungen und gegen Wechsel des Feuerungsmaterials ist. Für andere Brennstoffe als gute Steinkohlen, Braunkohlen und Koks sind besondere Feuerungseinrichtungen (Roste usw.) zu beschaffen. Im vorderen Ende des Kessels, der sog. Rauchkammer, sind bei den mit Heißdampf arbeitenden Maschinen die Rohrsysteme zur Überhitzung des Dampfes eingebaut (Abb. 2 rechts). Bei kleineren fahrbaren, nicht dauernd betriebenen Lokobilien hat sich allerdings die Überhitzung nicht sonderlich bewährt, sie kommt also auf Bauplätze nur für größere Dampfanlagen, die für längere Zeit dauernd in Betrieb sind (größere Druckluftgründungen u. ä.), in Betracht. Lokobilien werden mit und ohne Kondensationsanlage geliefert; die Kondensation kann mittelst Einspritzung von Wasser in das dampferfüllte Niederschlagsgefäß geschehen (Einspritzkondensation) oder aber der Auspuffdampf wird durch ein Röhrenbündel geleitet, das von kaltem Wasser umspült wird (Oberflächenkondensation). Das auf diese Weise gewonnene Niederschlagswasser ist als destilliertes Wasser rein und kann unmittelbar zur Kesselspeisung wieder verwendet werden. An Kühlwasser braucht man etwa 300 l für die Pferdestunde bei Oberflächen- und rund 200 l bei Einspritzkondensation. Vorteilhafterweise wird das Speisewasser durch einen sog. Vorwärmer möglichst hoch vor der Einführung in den Kessel erwärmt. Der auf 10—15 atü gespannte Dampf wird in ein oder zwei Zylindern

(Verbund- oder Zwillingsanordnung), die mitsamt dem Triebwerk auf dem Lokomobilkessel befestigt sind (Abb. 5), in mechanische Kraft umgewandelt. Die kleineren Maschinen von 6–30 PS werden meist nur mit einem Zylinder ausgeführt. Selbstverständlich benutzen die Lokomobile auch die Expansion (Dampfdehne) des Dampfes zur Erzielung niedriger Dampfverbrauchszahlen. Neu-

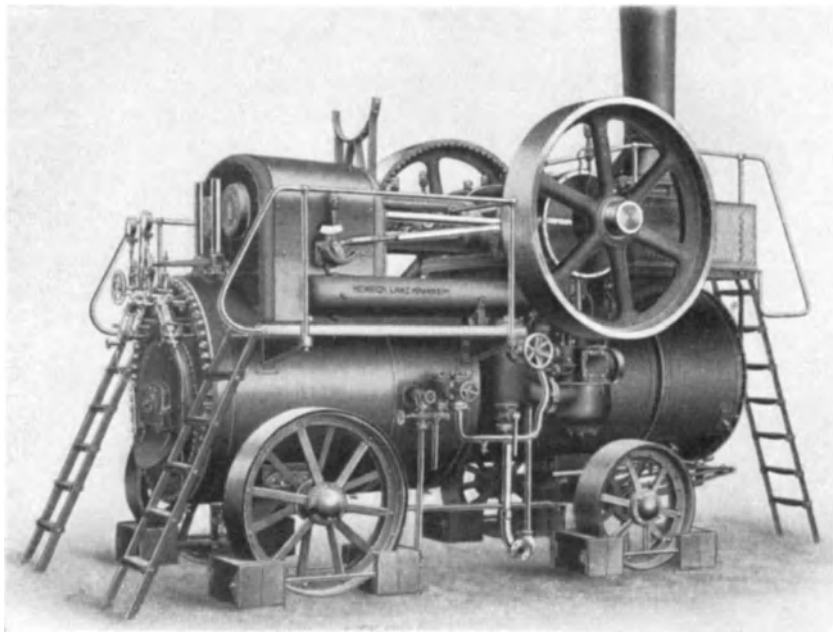


Abb. 5. Fahrbare Heißdampf-Verbund-Lokomobile. (Heinrich Lanz, Mannheim.)

zeitliche Maschinen mit Heißdampfverwendung in zwei Zylindern (Verbundsystem), Speisewasservorwärmung und Kondensationsanlage werden bei Leistungen von 150 PS an mit Kleinstverbräuchen von rund 4–5 kg Dampf und 0,4–0,5 kg Steinkohle je effektive Pferdestunde angepriesen. Solche unter günstigen Umständen erreichbare Kohlenverbräuche, die mit großen feststehenden

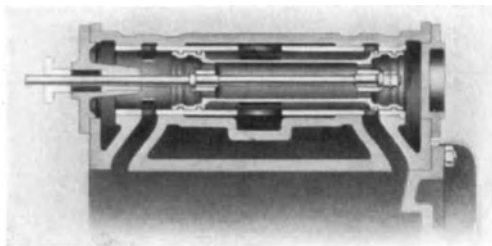


Abb. 6. Kolbenschieber, Bauart Wolf.

Dampfkraftwerken wetteifern können, werden auf der Baustelle allerdings nicht erzielt, man wird sicherheitshalber den Kohlenverbrauch auf das Doppelte und Dreifache schätzen müssen. Bei kleineren Lokomobilen unter 20PS liegen die Versuchsergebnisse der Verbrauchsmessungen bei 8–12 kg Dampf und 1–1,5 kg Kohle, auch hier wird man den Baustellenverbrauch gut doppelt so hoch

annehmen müssen. Die Steuerung der Dampfzylinder erfolgt entweder durch Schieber (Kolbenschieber Bauart R. Wolf, Abb. 6) oder durch Ventile (Ventilsteuerung, System Lentz, Abb. 7). Die Drehzahlen der Schwungräder, die bald einseitig, bald doppelseitig angebracht sind, liegen zwischen 170 und 230 Umdrehungen in der Minute. Rechts- und Linkslauf der Räder, die als Riemenscheibe benutzt werden können, ist nach Belieben einzustellen. Größere Lokomobile sind mit automatischer, zentraler Schmierung eingerichtet. An

Maschinen- und Zylinder-(Heißdampf-)öl wird man je nach Größe 5–10 g je Pferdestunde aufwenden müssen.

Da die großen neuzeitlichen Lokomobilen mit Kondensation (Abb. 6), was Betriebssicherheit und sparsamen Brennstoff- und Schmiermittelverbrauch angeht, mit fest eingebauten Kolbendampfmaschinen und kleineren Dampfturbinen wetteifern können, ihnen aber an Billigkeit der Anschaffung und Aufstellung, an Anpassungsmöglichkeit an örtliche Verhältnisse überlegen sind, so gibt es in heutigen Zeiten kaum Fälle selbst allergrößten Kraftbedarfs für Baustellen, wo nicht die Dampflokomobile am Platze wäre, zumal für Gründungen, die bei der Tiefenentwicklung nie jene weiten Bauplätze aufweisen, die für getrennte Dampfkessel und Maschinenanlagen nötig wären.

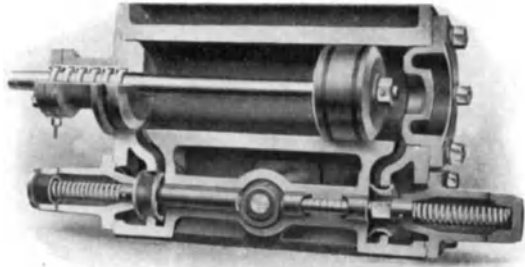


Abb. 7. Ventilsteuerung, Bauart Lentz.

Bestimmte Betriebskosten lassen sich für Lokomobilbetrieb nicht angeben, dafür sind Beschaffungskosten je nach Größe, Brennstoffpreise u. ä., Benutzungsdauer je nach Betriebserfordernis, Abschreibungsquoten je nach Abnutzung und vieles andere mehr von Fall zu Fall zu verschieden. Nach dem eingangs gegebenen Beispiel (S. 238 ff.) wird man sich für den vorliegenden Fall eine Rechnung aufmachen müssen. Günstige Verhältnisse ergeben 5–10 Pf. für die Pferdestunde, ungünstige auch leicht 50–100 Pf. an Gesamtkosten.

Für eine Reihe von Baumaschinen kommt die Lokomobile trotz aller Vorteile nicht in Betracht, das ist in den Fällen, wo die Dampfmaschine (Zylinder und Triebwerk) eine nähere konstruktive Verwandtschaft zur Arbeitsmaschine als zum Kessel zeigt, so z. B. bei fahrbaren Baukränen, Löffelbaggern, Dampfrahmen u. ä. Dort ist der Aufbau der Dampfmaschine auf dem Kessel auch schon deshalb nicht möglich, weil bei der geringen zur Verfügung stehenden Grundfläche keine liegenden, sondern stehenden Kessel angewendet werden müssen (Abb. 8). Diese Kessel nehmen durchschnittlich nicht mehr als eine Kreisfläche von 0,8–1,5 m Durchmesser in Anspruch und sind etwa 2–4 m hoch. Sie werden für Dampfdrücke von 8–10 atü geliefert in Größen von 6–10 qm Heizfläche. Zur Erhöhung der feuerumspülten Heizfläche ist der senkrechte Feuerungsraum von weiten Querrohren (Quersiedern) durchzogen. Bei den stehenden Baumaschinenkesseln, ist ebenso wie bei den liegenden Lokomobilkesseln wegen der ungeschützten Lage auf beste Wärmeisolierung großer Wert zu legen. Die von den stehenden Dampfkesseln gespeisten Dampfmaschinen (gewöhnlich Dampfwinden) besitzen meist ein oder zwei Zylinder ohne Kondensationsanlage. Bei den direkt wirkenden Dampfrahmen speist der Kessel, der in diesem Fall am besten mit Dampfüberhitzer versehen wird, durch einen Druckschlauch unmittelbar den Dampf ab. Da die von stehenden Dampfkesseln versorgten Baumaschinen durchweg für unterbrochenen, aussetzenden



Abb. 8. Fahrbare Dampf-Rammwinde. (Menck & Hambrock, G. m. b. H. Altona.)

Betrieb benützt werden, so ist die Wirtschaftlichkeit der Wärmeausnützung sehr viel geringer als bei den Lokomobilen.

D. Verbrennungskraftmaschinen.

Allgemeines.

Als Verbrennungskraftmaschinen bezeichnet man eine Reihe von Antriebsmotoren, bei denen die Verbrennung des die Kraft hergebenden Brennstoffes im Zylinder unmittelbar auf den Kolben wirkend erfolgt. Es bedarf also im Gegensatz zur Dampfkraftanlage keiner Feuerungseinrichtung und eines Kessels. Das ist hinsichtlich der Anlagekosten und des Platzbedarfes, der Transport- und Aufstellungskosten ein großer Vorteil. Da auch der Heizer fortfällt, bei kleineren Anlagen sogar der Maschinist, indem solche Maschinen von angelernten Leuten bedient werden können, so haben wir in den Verbrennungsmotoren Antriebsmaschinen vor uns, die für Bauzwecke große Vorteile bieten und es immer verdienen, bei Einrichtung einer Baustelle als Antriebsmaschine mit Dampfkraft und Elektrizität in Vergleich gezogen zu werden. Als Nachteil muß erstens erwähnt werden, daß sie nicht so unempfindlich gegen Überlastung und nachlässige Behandlung sind wie die Dampfmaschine und allenfalls der Elektromotor und daß ihre Brennstoffe durchweg feuergefährlich (Flammpunkte zwischen 200 und 450° C) sind und Vorsicht in der Lagerung wie auch im Verbrauch erheischen. Als Brennstoffe kommen für die Baustelle nur flüssige in Betracht; Leuchtgas, Sauggas und Gichtgas, Azetylen und Naphthalin haben keinerlei Bedeutung für Baumaschinenantriebe erlangt. Unter den flüssigen Brennstoffen, für die heutzutage Verbrennungsmotoren gebaut werden, nämlich Benzin, Benzol, Spiritus, Petroleum, Gasöl, Teeröl, Paraffinöl, sind die beiden erstgenannten die beliebtesten und auch für kleinere Motoren die vorteilhaftesten auf der Baustelle. In nachfolgender Zusammenstellung sind die Heizwerte der erwähnten Brennstoffe angegeben:

Art	Unterer Heizwert
1. Spiritus (Alkohol) nach Reinheit	4800—6400 kcal/kg
2. Benzol	9600 „
3. Benzin	10600 „
4. Petroleum	10200 „
5. Gasöl	10000 „
6. Teeröl	9800 „
7. Paraffinöl	9700 „

Die Umsetzung der durch diese Heizwerte bestimmten Wärmeenergie in mechanische Energie ist wie bei allen Kraftmaschinen, so auch in den Verbrennungsmotoren erheblichen Verlusten unterworfen, immerhin sind die darauf bezüglichen Wirkungsgrade besser als bei Dampfmaschinen und liegen etwa zwischen 25 und 35%.

Die Brennstoffe werden entweder gasförmig in den Zylinder gesaugt und dort durch den elektrischen Funken zur Verpuffung gebracht (Explosionsmotoren) oder aber sie werden flüssig in den Zylinderraum, der mit infolge der Verdichtung glühender Luft angefüllt ist, eingespritzt, worauf sofort die Verbrennung erfolgt (Dieselmotoren). Beim System der Glühkopfmotoren entzündet sich der flüssig eingespritzte Brennstoff an einer glühend gehaltenen Zylinderhaube.

Man unterscheidet bei den Verbrennungsmotoren Viertaktmaschinen, wenn bei jedem 4. Kolbenhub eine Triebkraft entwickelnde Verbrennung erfolgt, und Zweitaktmaschinen, wenn sich der Kraftstoß bei jedem 2. Hub wiederholt. Die Arbeitsvorgänge beim Viertaktmotor sind folgende (Abb. 9):

1. Ansaugen des vergasteten Brennstoffes mit der nötigen Verbrennungsluft, der Kolben geht vor, das Einlaßventil E ist geöffnet.

2. Durch Zurückgehen des Kolbens wird das Gasgemisch verdichtet, die Ventile sind geschlossen, im letzten Augenblick tritt die Zündung ein.

3. Von den verbrennenden und sich ausdehnenden Gasen wird der Kolben nach vorn gestoßen und gibt Kraft an die Kurbelwelle ab, die Ventile sind geschlossen.

4. Der Kolben geht wieder zurück und räumt die verbrannten und expandierten Gase durch das geöffnete Auspuffventil A aus.

Die Bewegung der drei nicht kraftleistenden Kolbenhübe muß vom Schwungrad mit übernommen werden, das beim Kraftstoß die Arbeit hierzu und zur gleichmäßigen Kraftabgabe aufspeichern muß. Die Ausnutzung des Zylinders ist also gering, man hat sie dadurch verbessert, indem man Arbeitshub und Auspuff in einem Takt, Auf-

nehmen und Verdichten des Gasgemisches bzw. der Verbrennungsluft in einem zweiten Takt mittels besonderer Steuereinrichtungen vereinte. Diese sog. Zweitaktmaschinen haben sich für mittlere und große Verbrennungsmotoren gut eingeführt. Ein weiterer Schritt zur Ausnutzung des Zylinderraumes wurde damit gemacht, daß man die Kraftentwicklung nicht nur auf der einen Kolbenseite sich abspielen ließ (einfach wirkende Maschine), sondern auf beiden Seiten (doppelwirkend, Abb. 10). Doppeltwirkende Zweitaktmaschinen bieten danach die beste Zylinderausnutzung, sind aber bereits sehr entwickelte Antriebsmaschinen, die für den Baustellenbetrieb nicht in Frage kommen. Hierfür ist die einfache Viertaktmaschine das Gegebene, allenfalls bei größeren Dieselmotorantrieben die einfach wirkende Zweitaktmaschine. Vermehrung der Leistung bei Vergleichmäßigung des Ganges erzielt man bei den Verbrennungskraftmaschinen durch Vermehrung der Zylinderzahl, die bei Bauantriebsmotoren am besten auf 1 bis 2, höchstens 3 beschränkt bleibt.

Die Regelung des Brennstoffverbrauches geschieht bei den neuzeitlichen Verbrennungsmotoren fast nur durch die von der Drehzahl abhängige Veränderung der Brennstoffzufuhr bzw. des Gasgemisches. Der Verlauf des Druckes im Zylinder während des Arbeitshubes gleicht im wesentlichen dem bei Dampfzylindern. Da bei der Verbrennung im Zylinder erhebliche Wärmemengen auch in seine Wandungen übergehen und dort schließlich die Temperatur bis zur Zerstörung der Metallteile steigern würden, so muß derselbe künstlich durch Wasser gekühlt werden. Ist reichlich Wasser auf der Baustelle vorhanden, so kann man eine Durchfluß-

kühlung anwenden, bei der das warme Wasser weglaufen kann, muß man mit Wasser sparen, so kommt eine Verdampfungskühlung oder eine Rückkühlung des Kühlwassers in Frage, wozu besondere Kühler mitzubeschaffen sind. Selbstverständlich muß bei allen mit Wasser gefüllten Maschinen, die nicht dauernd in Betrieb sind, wintertags Schutz gegen Einfrieren ge-

währleistet sein. Das Anlassen der Verbrennungsmotoren geschieht dadurch, daß man durch „Anwerfen“ der Maschine (Drehung während einiger Kolbenhübe durch fremde Kraft: Handkurbel, elektrische Anlaßmaschine oder Preßluft) erst in einigen Gängen richtige Verdichtung und Brennstoffzufuhr herstellen muß, bevor die Zündung regelmäßig erfolgt. Bei kleineren, schlecht gehaltenen Maschinen kann diese von Hand ausgeübte Anlaßart mitunter recht mühsam sein. Bei Vollast springen die Verbrennungsmotoren nicht an, es muß also für eine Leerlaufkupplung gesorgt werden, um erst bei Erreichung der

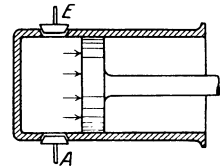


Abb. 9. Einfach wirkender Zylinder eines Verbrennungsmotors.

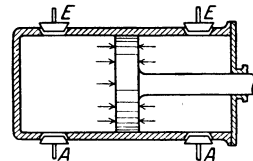


Abb. 10. Doppelt wirkender Zylinder eines Verbrennungsmotors.

vollen Kraftentwicklung die Arbeitsmaschine ankuppeln zu können. Bei direkt gekuppelten Dieseldynamos darf die elektrische Maschine erst bei voller Drehzahl langsam belastet werden. Die Drehzahlen der Explosionsmotoren in den Größen, wie sie für Gründungsbauten meistens in Frage kommen, nämlich 2—200 PS, liegen zwischen 1500 und 200 Umdrehungen in der Minute.

Vergaser, Regler, Ventile und elektrische Zündung sind Einrichtungen beim Verbrennungsmotor, die sorgfältigst instand gehalten werden müssen, um ein befriedigendes Arbeiten mit diesen Kraftmaschinen zu erzielen. Ein genaueres Eingehen auf ihre Bau- und Arbeitsweise würde hier zu weit führen. Der Betriebsleiter der Baustelle achte darauf, daß sein Bedienungspersonal an solchen Motoren vom Verkäufer eingehend unterrichtet wird.

Nach diesen einleitenden Bemerkungen über Verbrennungskraftmaschinen sollen einige Typen, die besonders für den Baustellenbetrieb in Betracht kommen, etwas genauer beschrieben werden, wir wählen dazu

1. einen Benzolmotor kleinerer Leistung (2—14 PS),
2. einen Petroleumglühkopfmotor mittlerer Leistung (15—30 PS),
3. einen Dieselmotor größerer Leistung (50—100 PS).

Benzin-Benzol-Motor.

Der zu beschreibende Kleinmotor (Abb. 11) ist ein Erzeugnis der Motorenfabrik Deutz A.-G., Köln. Wie schon seine äußere Gestaltung in glattwandiger

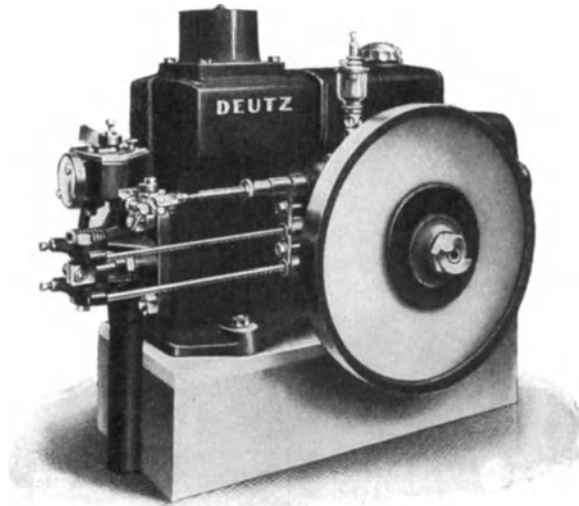


Abb. 11. Ortsfester Kleinmotor für Benzinbetrieb.

Gußform zeigt, ist auf Fernhalten von Schmutz und Fremdstoffen, auf Schutz der bewegten Teile, auf solide Lagerung größter Wert gelegt, so daß er als ortsfester wie beweglicher Antriebsmotor ausgesprochen für Baumaschinen hervorragend geeignet ist. Als einzylindriger Viertaktmotor mit zwangläufiger Ventilsteuerung ist er gleich gut mit Brennstoffen wie Benzol, Benzin, Spiritus und Petroleum in Leistungen für $1\frac{1}{2}$ —14 PS zu betreiben. Seine Verbrauchsregelung geschieht durch Veränderung der Gesamtmenge des Gasluft-

gemisches, nicht aber der Zusammensetzung, was wirtschaftlich die beste Beanspruchung solcher Maschinen darstellt. Die Kühlung ist für den Betrieb auf Baustellen am vorteilhaftesten als Verdampfungskühlung zu wählen, weil erfahrungsgemäß Kühlgefäße (Wabenkühler) oder Durchflußkühlleitungen im Baubetriebe nicht mit der nötigen Sorgfalt behandelt werden. Die Zündung des Gasgemisches erfolgt durch den elektrischen Funken, dessen Strom in einem Magnetinduktor erzeugt wird. Der Motor besitzt 2 Schwungräder, die für die Gleichmäßigkeit des Ganges sorgen. Die Drehzahl bewegt sich bei den 5 Typen, die für die Leistung von $1\frac{1}{2}$ —14 PS in Frage kommen, zwischen 1200 und 500 Umdrehungen in der Minute. Die Gewichte dieser Motoren, die ortsfest und auf Schlittenkufen oder Fahrgestell beweglich (Abb. 12) geliefert werden, liegen zwischen 200 und

550 kg, so daß neben den geringen Bedienungskosten sich auch die Unkosten für seine Beförderung in niedrigsten Grenzen bewegen. Benzol und Benzin kommen praktisch allein für seinen Betrieb in Frage, während Spiritus und Petroleum in den letzten Jahren stark in den Hintergrund getreten sind. Alle diese Betriebsstoffe sind leicht entzündlich und daher sorgfältig vor Feuer und offenem Licht zu hüten.

Glühkopfmotor.

Eine der einfachsten und betriebssichersten Art der Verbrennungskraftmaschinen stellt der Glühkopfmotor dar. Er arbeitet im Zweitakt, die Zündung seines Brennstoffes geschieht dadurch, daß er gegen eine glühende Haube, die den Abschluß des oberen Zylinderraumes bildet, bei jedem zweiten Hub gespritzt wird (Abb. 13). Der Kolben, der kurz vorher unter Verdichtung der angesaugten Luft nach oben stieg, wird jetzt durch die Verbrennung des Brennstoffluftgemisches kräftig nach unten gestoßen. Kurz vor der untersten Kolbenlage werden im Zylinder Auspuffschlitze freigegeben, wodurch die verbrannten Gase ins Freie entweichen. Danach wird ein Luftfeinströmkanal geöffnet, durch den die in der Kurbelwanne vorverdichtete Frischluft in den Zylinder eintritt, ihn reinspült und dann durch

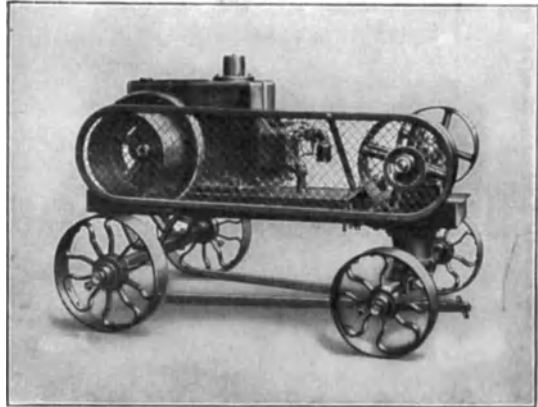


Abb. 12. Fahrbarer Kleinmotor.

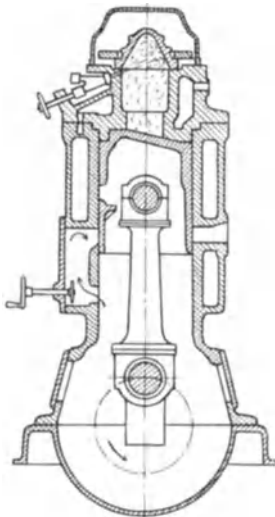


Abb. 13. Wirkungsweise des Zweitakt-Glühkopfmotors.

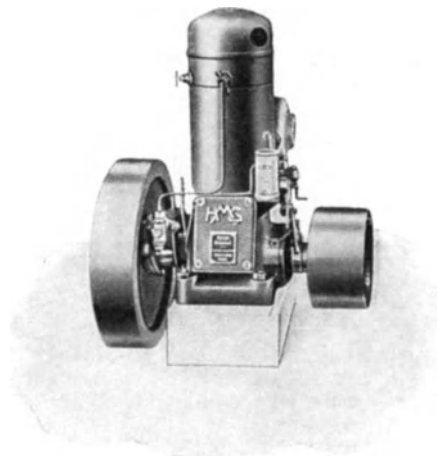


Abb. 14. Ortsfester Glühkopfmotor.

den aufsteigenden Kolben verdichtet wird, bis wieder die Verbrennung des eingespritzten Brennstoffes einsetzt. Zum Anlassen des Motors wird der Glühkopf mittels Lötlampe etwa 5–10 Minuten angewärmt, worauf der Motor (durch Handkurbel oder Preßluft) angeworfen wird. Sobald der Motor läuft, wird die Lötlampe nicht mehr gebraucht. Solche Glühkopfmotoren werden 1–4zylindrig für Leistungen von 3–250 PS hergestellt. Für Bauzwecke eignet sich gut eine Größe von etwa 15–30 PS bei 400–500 Umdrehungen in der Minute, wie sie Abb. 14

zeigt. Statt der Riemenscheibe kann der Glühkopfmotor eine Kupplung erhalten zur starren Verbindung mit Pumpen, Kompressoren, Winden u. ä. Gegenüber den Benzin- und Benzolmotoren zeichnet sich der Motor durch das Fehlen mancher Störungsquelle, wie Ventile, Vergaser, Zündkerzen u. ä. aus. Auch die Möglichkeit, billige Schweröle im Glühkopfmotor zu verbrennen (z. B. Masut, Naphtha u. ä.), macht ihn zu einer Kraftmaschine, die für die wenig pflegliche Behandlung und den sparsamen Betrieb einer Baustelle sehr geeignet ist, weswegen sie dort auch immer mehr Eingang findet. Herstellerin des beschriebenen Glühkopfmotors ist die Hanseatische Motoren-Gesellschaft m. b. H., Hamburg-Bergedorf.

Dieselmotor.

Hinsichtlich des Brennstoffverbrauchs arbeitet der Dieselmotor am wirtschaftlichsten, da er für die PS-Stunde nur etwa 170—230 g gegenüber 220—350 g (auf ein Treiböl von 10000 kcal/kg bezogen) bei anderen Verbrennungsmotoren

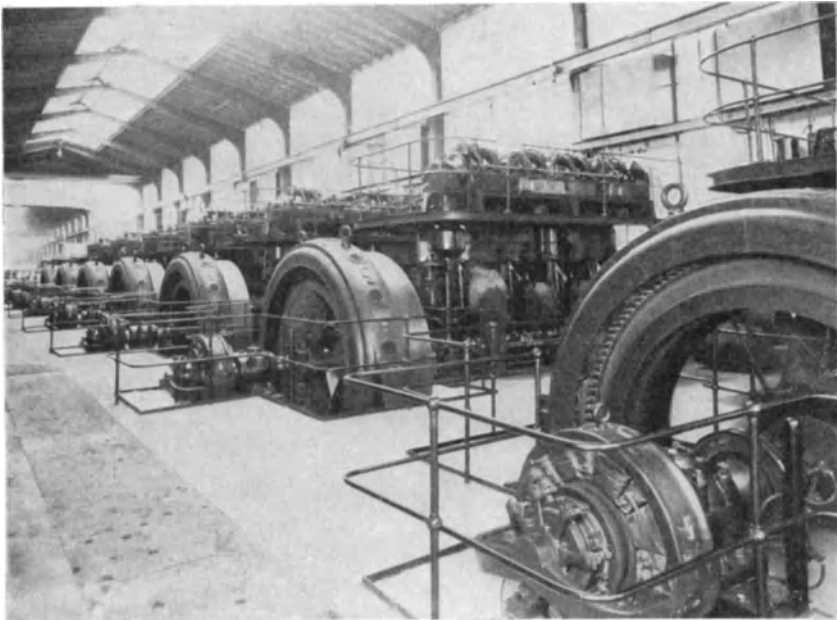


Abb. 15. Baukraftwerk mit Diesलगeneratoren. (Siemens-Bauunion, Berlin.)

verbraucht. Allerdings ist er in der Anschaffung durchaus nicht billig, ebenfalls verlangt er eine sorgfältige Bedienung, so daß er für Bauzwecke nur dann am Platze ist, wenn er bei sorgfältiger Unterbringung und Behandlung ausdauernd benutzt wird. Das ist z. B. der Fall im Grundbau, wenn für mittlere und größere Aufgaben Kraftstrom oder Druckluft erzeugt werden soll oder dauernd große Wassermengen gefördert werden müssen. Dabei wird man selten über Leistungseinheiten von 200 PS gehen. Beim Ausbau der Wasserkraftanlagen am Shannon (Irland), wo riesige Grundbauarbeiten zu leisten waren, mußte zur gemeinschaftlichen Kraftversorgung ein großes Baukraftwerk errichtet werden, das mit neun Dieselmotoren und unmittelbar gekuppelten Drehstromgeneratoren insgesamt 4200 PS erzeugte (Abb. 15). Die neueren Bestrebungen, den Dieselmotor — zunächst bei kleineren und mittleren Leistungen — durch Erhöhung der bislang üblichen Drehzahlen, leichter und billiger zu machen, werden auch dem Bauwesen sehr zustatten kommen. Von den mannigfaltigen Bauarten und

Firmenmarken sind für Bauzwecke am besten geeignet die einfach wirkenden Vier- oder Zweitaktmotoren, die zur Einspritzung des Brennstoffes keiner in Kompressoren zu erzeugenden Preßluft bedürfen, die sog. kompressorlosen Dieselmotoren, die neuerdings schon in ganz kleinen Leistungen befriedigend auf den Markt gebracht werden. Zum Verständnis der Arbeitsweise des hier zu beschreibenden Viertakt-Dieselmotors von 100 PS Leistung sei noch einmal an Hand der Abb. 16 a—d der Vorgang im Zylinder erklärt. Im ersten Takt (a) saugt der Kolben atmosphärische Luft an, das Lufteinlaßventil (rechts) ist geöffnet, im zweiten Takt (b) wird vom zurückgehenden Kolben die Luft bis etwa 35 atü verdichtet und auf rund 400°C erhitzt. Zu Beginn des dritten Taktes wird der flüssige Brennstoff unter hohem Druck (2—300 atü) in die hochehitzte Luft feinst verstäubt eingespritzt unter Anheben des Brennstoffventiles (c, Mitte). Die bei der Zündung entstehenden hochgespannten Verbrennungsgase dehnen sich aus und treiben den Kolben nach unten, wobei die Kraft durch Kolbenstange, Pleuellager und Pleuellager an das Schwungrad abgegeben wird. Im vierten Takt (d) räumt

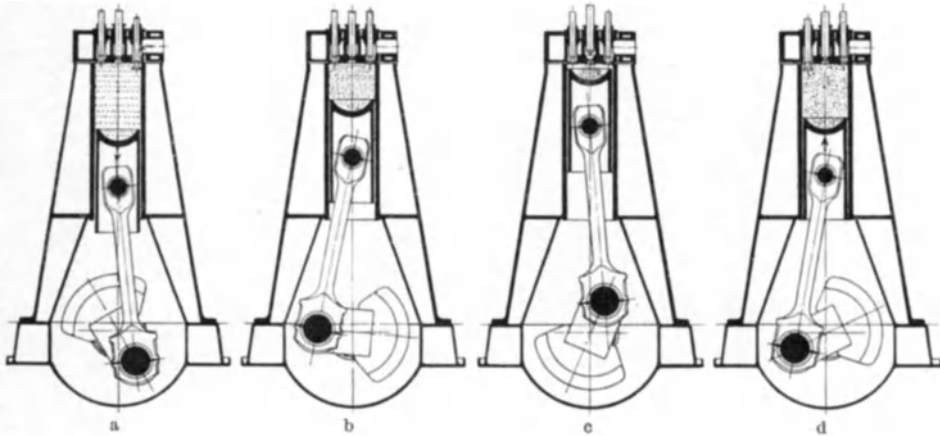


Abb. 16. Wirkungsweise des Viertakt-Dieselmotors.

der zurückweichende Kolben, die verbrannten und ausgedehnten Gase durch das Auslaßventil (links) aus dem Zylinder aus. Hierauf beginnt das Spiel von neuem. Die äußere Ansicht einer solchen Maschine zeigt Abb. 17. Auf dem geschlossenen gußeisernen Kurbelgehäuse sind die beiden Zylinder aufgebaut; die drei genannten Ventile werden mittels Steuerstangen von einer Nockenwelle zwangsläufig bewegt. Die Brennstoffzufuhr besorgt eine kleine Druckpumpe, Druckluft zur Einspritzung wird nicht benötigt, es fällt daher der Kompressor für diese Zwecke fort (kompressorlos). Immerhin wird Druckluft zum Anlassen der Maschine benötigt, die vom Motor selbst erzeugt und in Stahlflaschen vorrätig gehalten werden muß. Dieselmotoren müssen, wie alle Verbrennungsmotoren, für die Zylinder Wasserkühlung besitzen, sie ist als Durchflußkühlung ausgebildet. Ist kein Wasserleitungsanschluß vorhanden, so wird eine besondere Kühlwasserpumpe mitgeliefert. Als Kühlwasser werden etwa 20—30 l für die Pferdestunde verbraucht, an Schmieröl etwa 5—10 g. Die Schmierung wird selbsttätig von einer Schmierölpumpe besorgt. Zum Anlassen wird ein besonderes Ventil benutzt, hat der Motor durch die vorhandene Druckluft einige Umdrehungen gemacht, so setzt die Zündung von selbst ein, worauf das Anlaßventil abgestellt werden kann. Der Dieselmotor kann vorübergehend um etwa 20% überlastet werden. Seine normale Drehzahl beträgt bei 100 PS minutlich 300. Die Kraftregelung geschieht durch Veränderung des Brennstoffzuflusses, die durch einen Fliehkraftregler bewirkt wird. Der Regler ist auf dem Bild rechts

von den Zylindern, die Brennstoffpumpe vor den Zylindern, Kühl- und Auspuffleitung links davon zu erkennen. Das Auspuffrohr soll vor dem Austritt ins Freie durch einen Schalldämpfer geführt werden. Die beschriebene Dieselmachine ist ein Erzeugnis der Linke-Hofmannwerke, Breslau.

Hat man sich, nachdem bei der Auswahl von Bauantriebsmaschinen die Entscheidung allgemein zugunsten der Verbrennungsmotoren ausgefallen ist, noch im einzelnen darüber klar zu werden, welche Art von ihnen vorzuziehen ist, so ist die benötigte Leistungsgröße und die voraussichtliche Benutzungsdauer zunächst in Rücksicht zu ziehen. Für kleinere Leistungen unter 10–15 PS ist der Explosionsmotor (Benzin, Benzol) vorzuziehen, er ist leicht, seine Kühlung bequem, Anschaffungspreis und Betriebskosten sind mäßig; beliebt ist er im unmittelbaren Zusammenbau mit Baumaschinen, wie Betonmischern, Pumpen u. ä. Bei größeren Leistungen bis 100 und 200 PS sind Glühkopf- und Dieselmotor in Vergleich zu ziehen.

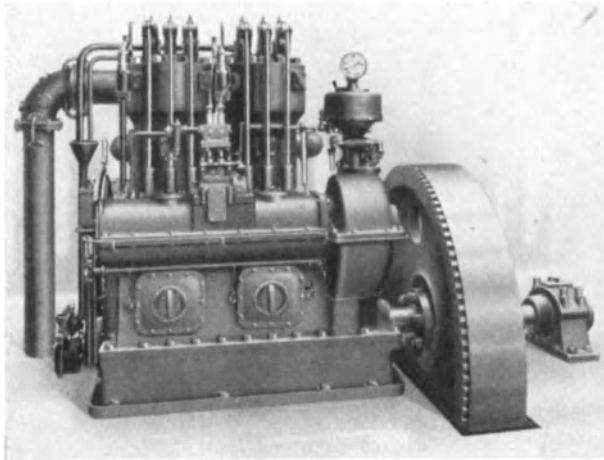


Abb. 17. Stehender Zweizylinder-Dieselmotor (Viertakt).

Dieser ist teurer in der Anschaffung und empfindlicher als jener, aber auch im Brennstoffverbrauch — etwa 25–30% — wirtschaftlicher. Er ist daher bei hoher Benutzungsdauer dem Glühkopfmotor vorzuziehen, der wiederum am Platze ist, wenn er ohne Anspruch auf pflegliche Behandlung oft die Baustelle wechseln muß. Bei ganz großen, für lange Bauzeiten dienenden Kraftanlagen kommt unter

den Verbrennungsmotoren nur der Dieselmotor in Betracht, seine Wirtschaftlichkeit gibt hier den Ausschlag, wo fachkundige Bedienung auf jeden Fall gesichert ist. Die Betriebskosten für je eine PS-Stunde der zu vergleichenden Verbrennungsmotoren können aus dem Kapitaldienst der Anlagekosten, aus Unterhaltungskosten und den unmittelbaren Betriebskosten für Löhne, Treiböl, Schmieröl, Kühlwasser, Putzmittel u. ä. ermittelt werden. Die Ausgaben für das Kühlwasser können in gewisser Weise verringert werden, wenn die in ihnen steckende Abwärme des Dieselmotors wieder nutzbar gemacht werden kann. Dazu bietet eine große Baustelle insofern Möglichkeit, als das etwa 60–80°C warme Kühlwasser zu Bädern oder Barackenheizung für die Arbeiter verwendet werden kann. Wenn auch einzelne Hinweise für die Betriebskosten von Verbrennungsmotoren hier gegeben sind, so lasse man sich doch im Berechnungsfall die Unterlagen dafür vom Lieferwerk verbindlich zur Verfügung stellen.

E. Elektrischer Antrieb.

Allgemeines, Stromerzeugung und Fortleitung.

Die Vorteile des elektrischen Kraftantriebes sind so groß, daß in den letzten beiden Jahrzehnten der Elektromotor sich auch das Feld der Baumaschinen erobert hat. Geringer Platzbedarf, geringer Anspruch auf Wartung, stete Betriebsbereitschaft, sauberer, einfacher, fast gefahrloser Betrieb, spar-

same Anpassung des Stromverbrauches an den Kraftverbrauch der Arbeitsmaschine sind seine Hauptvorzüge, zu denen noch die Vorteile der elektrischen Kraftübertragung hinzukommen, die darin bestehen, daß man Kraft auf elektrischem Wege viel bequemer, sicherer und weiter übertragen kann, als mit mechanischen Transmissionen, Druckluft oder Druckwasser. Eine Reihe kleinerer Annehmlichkeiten macht den Schluß in der Aufzählung aller dieser Vorzüge, so daß heutzutage die Verwendung des elektrischen Kraftantriebes für Bauzwecke wohl die Regel bildet, von der man nur bei Vorhandensein besonderer Umstände eine Ausnahme macht. Solche besonderen Umstände können sein, daß kein elektrischer Strom vorhanden ist, oder aber der vorhandene für den Bedarf nicht ausreicht oder für die zur Verfügung stehenden Motoren nicht passend ist, oder letzten Endes, daß die Selbsterzeugung von Strom für die Bauzwecke zu teuer ausfällt und im Kostenvergleich den Wärmekraftmaschinen (Lokomobile oder Verbrennungsmotor) unterliegt. Es sei hierbei eingeschaltet, daß der Elektromotor nicht in dem Sinne wie eine Dampfmaschine, ein Verbrennungsmotor, eine Wind- oder Wasserturbine als eine Kraftmaschine anzusehen ist, weil das Kennzeichen für diese, daß sie aus stofflichen in der Natur vorkommenden Energieträgern (Brennstoffe, Wind, Wasser) mechanische Antriebskraft primär erzeugt, auf ihn nicht zutrifft. Der Elektromotor formt vielmehr eine schon künstlich durch primäre Kraftmaschinen erzeugte Energie (Elektrizität) in mechanische Kraft um, er gehört damit zu den Kraftmaschinen zweiter Klasse, was allerdings für seine Einreihung unter die Antriebsmaschinen für Baumaschinen kein Bedenken bildet. Die für den Elektromotorenantrieb stets benötigte primäre Kraftquelle kann entweder das Leitungsnetz eines öffentlichen oder privaten Stromversorgungsunternehmens oder die eigene auf dem Bauplatz aufgestellte Stromerzeugungsanlage sein. Das Wesen der modernen Kraftübertragung besteht darin, daß in großen Kraftwerken auf dem wirtschaftlichsten Wege Kraftmaschinen (Dampf- bzw. Wasserturbinen) von reichlich vorkommenden Energieträgern, wie Steinkohle, Braunkohle und Wasserkraft, getrieben werden, um in fester Kupplung mit entsprechend großen Stromerzeugern (Generatoren, Dynamos) elektrische Energie herzustellen, die in geeigneter Spannung und Stromart durch Kupferleitungen auf beliebige Entfernungen übertragen werden kann. Am Verbrauchspunkt kann diese elektrische Energie, in gebrauchsfähige Form gebracht, Elektromotoren antreiben und somit die primäre mechanische Antriebskraft fast ganz oder teilweise wieder hergeben, oder aber damit Licht, Wärme, chemische Energie u. dgl. erzeugen. Es soll hier nicht versucht werden, eine Erklärung für das Wesen des elektrischen Stromes zu geben, doch sollen die Grundlagen der elektrischen Kraftübertragung im einzelnen soweit besprochen werden, daß auch der Bauingenieur die Vorgänge in seinen elektrischen Maschinen und Leitungen übersehen kann, gibt es doch fast keine Baustelle mehr, die nicht in irgendeiner Form elektrischen Strom verwendete. Der elektrische Strom, den wir uns von einem positiven zu einem negativen Pol in gewisser Stärke (Maß der Stromstärke ist das Ampere) mit einem gewissen Spannunggefälle (Maß der Spannung ist das Volt) fließend vorstellen wollen, wird, soweit nennenswerte Stärken in Frage kommen, nur mit Hilfe der elektromagnetischen Induktion hergestellt. Dieser physikalische Vorgang besteht darin, daß Magneten an Drahtwindungen vorbeibewegt in diesen Windungen elektrische Spannung erzeugen. Die Erscheinung ist umkehrbar, wie alle Energieumformungen mit hohem Wirkungsgrad, d. h. wenn ich Drahtwindungen in der Nähe von Magneten von Strom durchfließen lasse, so geraten sie mit Bezug auf den Magneten in Bewegung. Die Magneten werden nach der grundlegenden Erfindung von Werner v. Siemens durch elektrischen Strom erregt (Elektromagneten). Mit diesen Grundlagen lassen sich die elektrischen Maschinen, Generator und Motor, verhältnismäßig einfach erklären

(Abb. 18). Ein Eisengestell E (Ständer, Stator, Magnetgehäuse) trägt Elektromagnete (N , S), die kreisförmig angeordnet in ihrer Mitte einen walzenförmigen Eisenkörper A mit elektrischen Drahtwindungen (Anker, Läufer, Rotor) sich zu drehen gestatten. Dreht man diesen Anker unter Aufbietung mechanischer Kraft an den Magneten vorbei, wobei seine Drahtwindungen von den magnetischen Kraftlinien geschnitten werden, so entsteht im Anker ein elektrischer Strom, der an geeigneten Stromabnehmern (B) der Maschine entnommen werden kann. Stromabnehmereinrichtung und Wicklungsart sind bei verschiedenen Stromsystemen (Drehstrom, Gleichstrom usw.) an den Maschinen unterschiedlich ausgebildet. In vorliegendem Falle wirkt die elektrische Maschine als Generator oder Dynamomaschine für Gleichstrom. Sendet man umgekehrt in den Anker einen passenden Strom hinein, so beginnt er sich zu drehen und ist in der Lage, an der etwa an seiner Welle sitzenden Riemenscheibe mechanische Kraft abzugeben. In diesem Verwendungsfalle heißt die elektrische Maschine Elektromotor. Die elektrischen Maschinen gestatten also, elektrische in mechanische Energie und umgekehrt umzuformen, wobei der me-

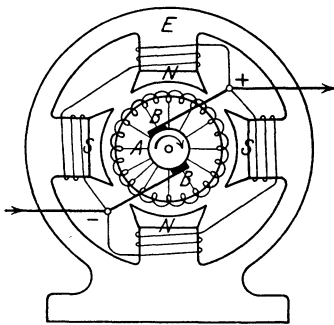


Abb. 18. Wirkungsweise der Dynamomaschine für Gleichstrom.

chanischen Leistung einer Pferdestärke (PS) die elektrische von 0,736 Kilowatt (kW) theoretisch gleichzusetzen ist. Sie sind zur Zeit zu riesigen Größen entwickelt, Generatoren bis zu 50000 kW und Elektromotoren bis zu 20000 PS, bei hervorragend hohem Wirkungsgrade (bis zu 98%). Am meisten ist der Elektromotor in Gebrauch. Für Bauzwecke wird er in Größen bis zu etwa 300 PS verwendet, während die Verwendung eines Generators bei der immer weiter fortschreitenden Stromversorgung auch entlegener Gegenden nur wenig Gelegenheit findet.

Es wurde schon eingangs erwähnt, daß eine ganz universelle Benutzung derselben Motorenart auf allen Baustellen daran scheiterte, daß die Stromversorgungsunternehmungen nicht immer die gleiche Stromart und Spannung verwenden. An Stromarten unterscheiden wir praktisch nur zwei, nämlich den Gleichstrom und den Drehstrom, der allerdings in großer Übermacht gegenüber dem Gleichstrom vorhanden ist. Für Gleichstrom sind übliche Spannungen, 110 Volt, $2 \cdot 110$ Volt, 220 Volt, $2 \cdot 220$ Volt und 550 Volt, für Drehstrom 110/190 Volt, 220/380 Volt und 500 Volt. Da bei der Planung elektrischer Baumaschinenantriebe sofort und immer wieder die Frage nach Stromart und Spannung aufsteigt, ohne deren gewissenhafte Beantwortung die Ausführung nicht weiterkommen kann, so sei auch hierauf etwas genauer eingegangen. Zunächst, worin unterscheidet sich Gleichstrom vom Drehstrom? Wir machen uns den Unterschied wieder am besten in der Sprache des Ingenieurs, in der Zeichnung, also graphisch, klar. In einem Koordinatensystem ist wagerecht der Verlauf der Zeit, senkrecht der Verlauf von Richtung und Stärke des Stromes und der Spannung eingetragen. Wir nennen Gleichstrom einen Strom, der zu jeder Zeit in der positiven und negativen Leitung seine Richtung beibehält und bei dem jedem positiven Strom- oder Spannungswert ein gleich großer negativer entspricht (Abb. 19). Ein Wechselstrom ist vorhanden, wenn der in einer Leitung fließende Strom dauernd Stärke und Richtung verändert, von einem positiven Maximum durch Null hindurch zum negativen Höchstwert. Die Erscheinung, die sich von einem Maximum bis zum nächsten gleichliegenden abspielt, nennt man eine Periode (1 Hertz). In Deutschland sind für Wechselströme meist 50 Perioden in der Sekunde üblich. Der Verlauf von Strom und Spannung soll möglichst einer Sinuslinie entsprechen. Läßt man nun in einem Generator

Wechselströme so entstehen, daß in drei abgehenden Leitungen immer ein Strom (eine Phase) dem andern um $\frac{1}{3}$ Periode vor- oder nachsteht, so haben wir den Fall des dreiphasigen Wechselstromes oder des Drehstromes. Wir sehen in Abb. 20 auch, daß eine Phase u , v oder w in jedem Augenblick soviel Strom führt, wie die Summe der anderen beiden Phasen ausmacht, nur mit umgekehrtem Vorzeichen. Das heißt mit anderen Worten, wenn die Ströme zusammengeleitet werden, dann heben sie sich zu Null auf. Man braucht daher nicht für die drei Hinleitungen auch drei Rückleitungen, sondern man kann die Zuleitungen im Verbrauchsapparat, z. B. im Elektromotor, nach Abgabe ihrer Leistung zum sog. Sternpunkt zusammenschließen und kann damit jede

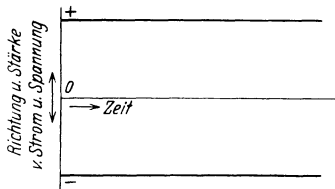


Abb. 19. Schaulinien des Gleichstromes.

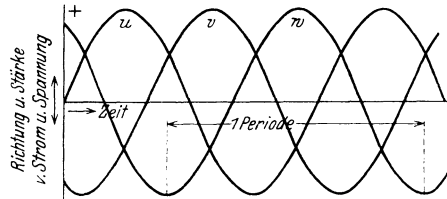


Abb. 20. Schaulinien des Drehstromes.

Rückleitung entbehren. Wenn in größeren, weitverzweigten Drehstromnetzen nicht dafür gesorgt werden kann, daß alle drei Phasen gleichmäßig belastet sind, so gibt die Summe der Ströme nicht restlos Null, sondern es bleibt ein geringer Ausgleichstrom über, den man dann allerdings durch eine dünnere vierte Leitung, den sog. Null-Leiter, zum Generator zurückführen muß. Man hat also Dreileiter- und Vierleiter-Drehstromnetze, in deren Schaltung Abb. 21 a und b einen Einblick gibt. Die Vierleiternetze haben den Vorteil, daß sie zweierlei Spannungen zu entnehmen gestatten, eine höhere verkettete und eine niedrigere Phasen-(Stern)-Spannung, wie ihr technischer Ausdruck lautet. Die verkettete Spannung ist das Produkt aus der Phasenspannung und dem Faktor $\sqrt{3}$, der üblichen Phasenspannung 220 oder 110 Volt entspricht damit eine verkettete Spannung von 380 oder 190 Volt, die niedrigere Spannung wird mit Vorteil für den Anschluß von Lampen oder elektrischen Handapparaten, die höhere für Kraft-

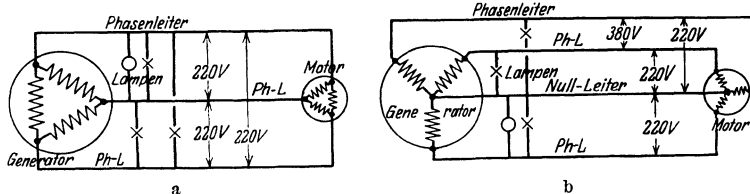


Abb. 21. Schaltbild
a des Drehstrom-Dreileiternetzes, b des Drehstrom-Vierleiternetzes.

anschlüsse verwendet. Zur Kennzeichnung einer derartigen Stromversorgung sind also z. B. folgende Angaben nötig: Drehstrom 50 Hertz (Perioden in der Sekunde) 220/380 Volt (Vierleiternetz), oder Drehstrom 50 Hertz 500 Volt (Dreileiternetz). Bei Gleichstrom liegen die Verhältnisse meist einfacher. Oft hat das Netz nur zwei Leitungen, eine für den positiven, eine zweite für den negativen Pol (Abb. 22a) und führt daher auch nur eine Spannung. Um aber auch in Gleichstromnetzen die Annehmlichkeit zu erzielen, für Lichtanschlüsse eine niedrigere und für Kraftanschlüsse eine höhere Spannung anbieten zu können, sind sie meistens in Form der Dreileiternetze geschaltet (Abb. 22b). Verteilt man die Belastung möglichst gleichmäßig auf die beiden Netzhälften, so wird auch hier der Strom im Mittelleiter ziemlich auf Null verringert werden,

da die positiven und negativen Stromwerte sich annähernd aufheben. Der Mittel- oder Nulleiter kann daher auch hier, ähnlich wie im Drehstromnetz, verhältnismäßig dünn gehalten werden. Da die Nulleiter nur geringen Strom und damit auch unwesentliche Spannungen führen, können sie unbedenklich mit der Erde leitend verbunden (geerdet) werden, was für das Kraftwerk gewisse betriebliche Vorteile gewährt. Immerhin ist die Kenntnis von der Erdung der Nulleiter für den Einrichter und Betriebsführer der elektrischen Licht- und Kraftanlagen durchaus nötig, um Unfälle zu vermeiden, die besonders drohen, wenn auf Baustellen die elektrische Anlage im Bau und Betrieb nicht pfleglich behandelt wird. Die Gefahren der Elektrizitätsverwendung für Bauzwecke sind im übrigen nicht größer als bei anderen Kräften und Kraftübertragungsmitteln, sie dürften bei sorgfältigster Beachtung der vom Verband Deutscher Elektrotechniker herausgegebenen Vorschriften für Errichtung und Betrieb solcher Anlagen eher geringer sein.

Die Gefahren wachsen allerdings mit der Höhe der verwendeten Spannung und sind bei Drehstrom größer als bei Gleichstrom. Man ziehe daher Spannungen vor, die gegen Erde gemessen 220 Volt nicht überschreiten, und kommt damit zu Gleichstromanschlüssen von 220 und $2 \cdot 220$ Volt oder zu Drehstromanschlüssen von 220/380 Volt, wenn nicht gar niedrigere Spannungen zu erreichen sind. Die Kraftübertragung aus elektrischen Großkraftwerken geschieht heutzutage

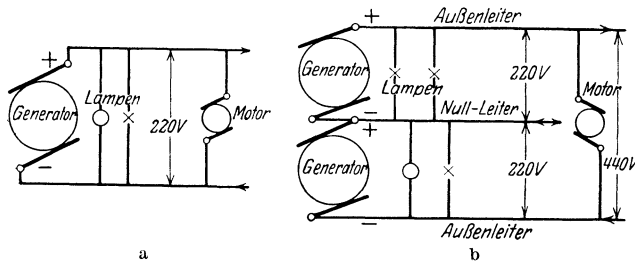


Abb. 22. Schaltbild.

a des Gleichstrom-Zweileiternetzes, b des Gleichstrom-Dreileiternetzes.

mit Drehstrom sehr hoher Spannungen (20, 30, 50 bis zu 110 und 220000 Volt), die unmittelbar nicht verwendet werden können, sondern in größeren oder kleineren Umspannwerken, Transformatorstationen, Wandlerstellen auf Gebrauchmaß herabgespannt werden müssen. Liegt eine Baustelle für Grundbauten weitab von Niederspannungsverteilungsnetzen nur in der Nähe einer Hochspannungsüberlandleitung und will man auf den Fremdbezug von Strom nicht verzichten, so kommt ein Hochspannungsanschluß und eine Einrichtung zum Umwandeln in Gebrauchsspannung (Wandlerstelle) in Frage. Nur ganz ausnahmsweise wird es möglich sein, größere Elektromotoren für Bauzwecke (über 100 PS) unmittelbar mit einer Hochspannung, allerdings nur etwa von 3 bis 6000 Volt, zu betreiben. Da Hochspannungsverwendung nur äußerst selten für Bauzwecke in Frage kommt, so soll von einer näheren Behandlung im Rahmen dieses Buches abgesehen werden.

Ist man bei der Einrichtung der Baustelle unbedingt auf die Verwendung elektrischen Stromes angewiesen und muß diesen mangels jeder anderen Bezugsmöglichkeit selbst erzeugen, so hat man zunächst den Vorteil, daß man die geeignete Stromart und Spannung sich selbst wählen kann (am besten Gleichstrom 220 oder $2 \cdot 220$ Volt), muß andererseits aber die unbequemere Entscheidung über die passende Größe des Stromerzeugers und seine Antriebsart mit übernehmen. Vorausgesetzt, daß man die Größe und Belastungshöhe der benötigten Elektromotoren und den Bedarf an elektrischem Licht richtig festgestellt hat, wird man nicht einfach die Summe dieser Belastungen für die Größe des Stromerzeugers (Dynamo) maßgebend sein lassen dürfen, da nicht alle Motoren gleichzeitig und nicht immer mit Vollast arbeiten. Am leichtesten führt auch hier ein graphisches Verfahren zur genügend genauen Ermittlung

mit Drehstrom sehr hoher Spannungen (20, 30, 50 bis zu 110 und 220000 Volt), die unmittelbar nicht verwendet werden können, sondern in größeren oder kleineren Umspannwerken, Transformatorstationen, Wandlerstellen auf Gebrauchmaß herabge-

der nötigen Stromerzeugergröße. In ein Koordinatensystem mit den Tagesstunden und den Kilowattangaben trage man die Betriebszeiten und Belastungen der Elektromotoren ein, die man möglichst genau berechne oder einschätze. Aus der Summe der Belastungen ergibt sich der Gesamtstromverbrauch, der in den verschiedenen Tageszeiten verschieden ausfallen wird. Kann man einzelne Betriebszeiten der Elektromotoren gegeneinander verschieben, so läßt sich oft eine verhältnismäßig gleichbleibende Belastung des Stromerzeugers während der Arbeitszeit erreichen. In Abb. 23 sehen wir, wie bei einem mittelgroßen Grundbau sich die Gesamtbelastung zusammensetzt. Die Summe des Vollast-Stromverbrauches für Kraft und Licht ist 65 kW, nämlich für Pumpen 20 kW, zur Preblufferzeugung 15 kW, zum Betonmischen 7 kW, für Kräne und Rammen 15 kW, zum Bauholzschnelden 5 kW und für Licht 3 kW. Durch die betriebsmäßige oder willkürliche Verschiebung der Arbeitszeiten läßt sich aber einschließlich der Beleuchtung mit 45 kW Stromverbrauch auskommen. Als Zuschlag für Überlastungsmöglichkeit und Leitungsverluste gebe man noch 20% hinzu, so erhält man die benötigte Leistung der Dynamomaschine zu 54 kW. Für Wirkungsgrad- und Antriebsverluste kommen weitere 10% hinzu, so daß schließlich zum Hauptantrieb der gesamten eigenen Stromerzeugungs- und Übertragungsanlage rund 60 kW oder in Pferdestärken ausgedrückt, rund 80 PS benötigt werden, die man etwa durch eine Lokomobile oder einen Dieselmotor aufbringen kann.

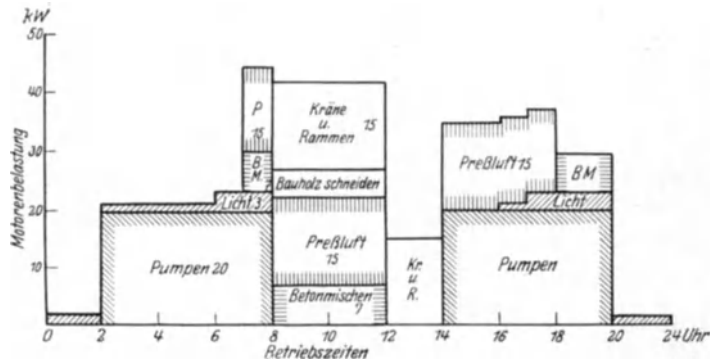


Abb. 23. Belastungsdiagramm elektrischer Bauantriebe.

Die Kosten für diese selbsterzeugte Energie kann man sich nach dem S. 238 ff. gegebenen Beispiel einer Betriebskostenrechnung aufmachen; Anlagekosten und Benutzungsdauer spielen dabei bekanntlich eine große Rolle. Hat man sich zu entscheiden für Selbsterzeugung oder für Fremdbezug der elektrischen Energie, so wird man die bei Eigenbetrieb zu erwartenden Kosten für die Kilowattstunde sehr sorgfältig errechnen müssen, um hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit einen stichhaltigen Vergleich zu erhalten. Bei Fremdbezug niedergespannten Stromes wird man mit Strompreisen rechnen können, die für Kraft etwa zwischen 10 und 25 Pf., bei Licht zwischen 30 und 60 Pf./kWh liegen. Bei Bezug hochgespannten Stromes ist es möglich, noch billigere Strombezugspreise zu erzielen, die aber dadurch unter Umständen wieder wett gemacht werden, daß man für die Umwandlung (Transformierung) des Stromes besondere Aufwendungen zu machen hat. Ist bei der Wahl zwischen Fremdbezug und Selbsterzeugung des Stromes die Art der vorhandenen Elektromotoren nicht ausschlaggebend, so wird, rein wirtschaftlich verglichen, die Selbsterzeugung nur selten mit dem Strombezug aus vorhandenen Versorgungsnetzen erfolgreich in Wettbewerb treten können.

Elektromotoren.

Dem Elektromotor wird die im Anker erzeugte mechanische Kraft an seiner Welle durch eine Riemenscheibe oder einen Kupplungsflansch entnommen. In Abb. 24a und 24b sind im Baubetrieb übliche Arten je eines Elektromotors für Gleichstrom und für Drehstrom dargestellt. Der größte Vorteil der elektrischen

Motoren besteht in ihrer Einfachheit; außer den Stromzuführungsorganen (Kollektor oder Schleifringen mit den dazugehörigen Bürsten) und den Wellenlagern braucht am Motor praktisch nichts gewartet zu werden. Infolge ihrer gedungenen Bauart sind die Motoren gegen mechanische Beschädigungen gut geschützt, in elektrischer Hinsicht sind sie allerdings gegen Überspannung, Überstrom, Staub, Feuchtigkeit u. ä. empfindlicher, soweit sie in der offenen



Abb. 24 a. Offener Elektromotor. (Bergmann Elektr. Werke, Berlin.)

Ausführungsform zur Verwendung kommen, in der Leitungen und Stromzuführungsteile unverdeckt liegen (Abb. 24a). Will man die Motoren besser schützen, so verwendet man die geschlossenen Typen, die entweder Luftdurchfluß zwecks Kühlung gestatten (ventiliert gekapselt) (Abb. 24b), oder aber gänzlich abgeschlos-

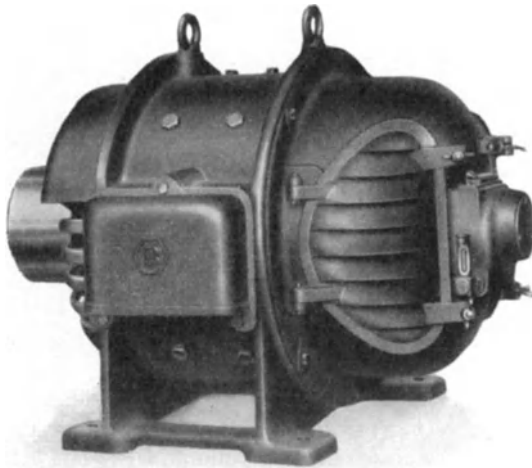


Abb. 24 b. Gekapselter Elektromotor. (Bergmann Elektr. Werke, Berlin.)

senen sind, so daß weder Tropf- und Spritzwasser noch Luft mit chemisch angreifenden Dämpfen oder Staubteilchen eindringen können. Unter Umständen müssen die vollkommen geschlossenen Motoren, die ja wegen verringerter Wärmeableitungsfähigkeit nicht dieselbe Leistung abgeben können wie gleichgroße offene Motoren, noch mit künstlicher Kühlung ausgeführt werden. Werden Motoren an besonders nassen Stellen beim Grundbau verwendet (Brunnenschächte, Tiefbrunnen u. ä.), so wähle man die geschlossene Ausführung, wenn möglich noch mit verstärkter Isolation der Wicklungen, da nichts betriebsstörender ist als ein durchgeschlagener Motor, der für Neuwicklungen der Drahtspulen längere Zeit für den Betrieb ausfällt. In vielen Fällen wird man mit den offenen, erheblich billigeren Motoren auskommen, sofern man ihnen durch Holzverschlüsse einen gewissen Wetterschutz bietet. Ein weiterer erheblicher Vorteil der Elektromotoren ist ihr verhältnismäßig geringes Gewicht und ihr erschütterungsfreier Lauf, man kann daher besonders auf Baustellen mit einfachen, leichten Fundamenten auskommen.

Die Drehzahlen der Elektromotoren liegen für Bauzwecke praktischerweise in den Grenzen von 500—1500 Umdrehungen in der Minute, die Drehrichtung läßt sich in einfachster Weise verändern. Auch Drehzahl und Drehmoment kann bei den Motoren bequem und in verschiedener Weise geregelt werden. Man unterscheidet die Elektromotoren nach ihrer elektrischen Schaltung, es gibt eine ganze Anzahl verschiedener Arten; wir beschränken uns hier auf die für Bauzwecke üblichen. Zunächst hat man zwischen Gleichstrom- und

Drehstrommotoren zu unterscheiden, von den ersteren kommen für uns in Frage der Hauptstrom- und der Nebenschlußmotor, von den letzteren der Asynchronmotor. Schaltung und Verhalten dieser Arten sei im folgenden kurz erläutert:

Der Nebenschlußmotor hat seinen Namen davon erhalten, daß die Erregerwicklung seines Magnetfeldes (Abb. 25 a) im Nebenschluß zum Anker liegt. Bei normaler Erregung bleibt die Drehzahl des Gleichstrom-Nebenschlußmotors für alle Belastungen praktisch gleich; er ist daher am Platze, wo es sich um gleichbleibende Geschwindigkeiten handelt. Will man dagegen Baumaschinen antreiben, die in Geschwindigkeit und Zugkraft oft verändert werden sollen (Kräne, Aufzüge, Zugmaschinen), so kommt der Hauptstrom- oder Reihenschlußmotor in Frage, so genannt, weil seine Erregerwicklung in Reihe mit dem Anker liegt (Abb. 25 b). Bei gänzlicher Entlastung nimmt er unzulässig hohe Drehzahlen an; „der Motor geht durch“, wie es heißt, wobei er sich selbst und seine Umgebung gefährdet. Deswegen verwerde man ihn auf Baustellen niemals mit Riemenantrieb, sondern stets fest gekuppelt.

Bei Drehstromversorgung kommt praktischerweise nur der Asynchronmotor in Frage. Anlassen und Drehzahlregelung geschieht wie bei den Gleichstrommotoren durch

Widerstände, die hier meistens in den Läuferstromkreis eingeschaltet werden (Abb. 25 c). Bei voller Einschaltung erhält der Asynchronmotor seine Drehzahlen bei allen Lasten so gut wie gleichbleibend. Zwar läßt sich seine Umlaufgeschwindigkeit unabhängig von

der Periodenzahl des Drehstromnetzes ändern — daher die Bezeichnung „Asynchron“ (nicht gleichzeitig) —, aber diese Regelung bleibt unwirtschaftlich und unbefriedigend. Man bevorzugt ihn daher zum Antriebe für gleichmäßigere Dauerbelastung. Die Drehrichtung wird durch Vertauschen zweier Zuleitungsdrähte zum Ständer geändert. Für kleine Leistungen (etwa bis 3 PS) ist der Drehstrommotor mit in sich kurz geschlossenem Läufer (sog. Kurzschlußläufer) eine billige, einfache Antriebsmaschine.

Andere Motorenarten als die hier genannten kommen für Bauzwecke nur ausnahmsweise in Betracht. Außer den schon erwähnten Anlaß- und Regelwiderständen kommen als Zubehör für Elektromotoren noch Schalter, Sicherungen gegen Stromüberlastung (wenn nötig auch gegen Überspannung), Meßgeräte für Stromverbrauch (Zähler), Stromstärke und Spannung in Frage. Sehr empfehlenswert sind die sog. Spannschienen, auf denen der Motor aufgestellt und zum Einstellen des richtigen Riemenzuges verschoben werden kann. Wie weit man Zubehörteile verwendet, ist abhängig von der Wichtigkeit, die man im Einzelfalle dem elektrischen Antrieb zumißt. Ist man sich über die richtige Wahl der Elektromotorenausrüstung klar geworden, so achte man auf die richtige Bestellung, wozu mindestens folgende Angaben nötig sind: Stromart, Spannung, Leistung, Drehzahl, Schaltungsart, Zubehör, offene oder geschlossene Bauart, Riemenscheibe, Kupplung oder Ritzel.

Einrichtung und Betrieb elektrischer Anlagen übertrage man stets Fachleuten, die mit der Elektrotechnik ganz vertraut sind und zum wenigsten

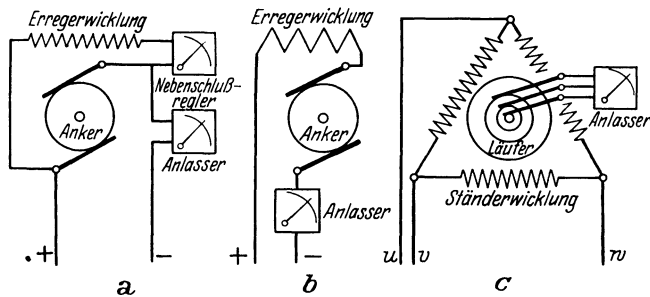


Abb. 25. Schaltbild
a des Gleichstrom-Nebenschlußmotors, b des Gleichstrom-Hauptstrommotors,
c des Asynchronmotors.

die wichtigsten Errichtungs- und Betriebsvorschriften für Starkstromanlagen (herausgegeben vom Verbands Deutscher Elektrotechniker) kennen. Gerade auf Baustellen für Gründungen, die ohnehin schon genügend gefährlich sind, dürfen elektrische Anlagen nicht nachlässig installiert und gehandhabt werden, damit die unvergleichlichen Vorteile des elektrischen Betriebes nicht abgeschwächt werden. Schlecht verlegte Leitungen mit unzulänglicher oder zerstörter Isolation, stromführende blanke Teile von Leitungen, Maschinen, Lampen und Apparaten, die der Berührung nicht durch Schutzabdeckungen entzogen sind, bilden eine dauernde Gefährdung der Bauarbeiter, die ja auf den bei Gründungen meist sehr feuchten Baustellen den Wirkungen des Stromübertritts in den Körper in unheilvollem Maße ausgesetzt sind. Viel gesündigt wird auch auf dem Gebiet der Schmelzsicherungen und Höchststromselbstschalter; wenn diese nämlich infolge schlechten Isolationszustandes der Anlage zu oft ansprechen, ist für einen unverantwortlichen Betriebsmann die Verlockung groß, sie durch fahrlässige Eingriffe außer Wirksamkeit zu setzen. Die Folge davon ist Überlastung von Motoren und Leitungen mit Herbeiführung von Brandgefahr, Überbeanspruchung von Baumaschinen, ja selbst Gefährdung der Standsicherheit von Baukränen.

F. Wasserkraftanlagen.

Die Ausnutzung der natürlichen Wasserkräfte spielt zwar in unserem Wirtschaftsleben eine ständig größere Rolle, indem immer mehr Wasserkräfte, an deren Ausnutzung man früher nicht dachte, erschlossen werden. Doch ist ihre Wirtschaftlichkeit in hohem Maße von ihrer Größe abhängig. Da die Anlagekosten von Wasserkraftwerken höher sind, auf die Leistungseinheit bezogen, als bei anderen Kraftwerken, so werden kleine Wasserkräfte unwirtschaftlich, zumal wenn man sie nicht dauernd ausnutzen kann. ründet man hin und wieder noch Wasserkraftanlagen ganz kleinen Umfanges (Mühlen, Sägewerke, Pochhämmer u. ä.), so machen sie sich deswegen nur bezahlt, weil ihre Anlagekosten durch allerlei einfachste, fast primitive Ausführung sehr niedrig gehalten sind, und ihr allermeist sehr schlechter Wirkungsgrad bei der Kostenlosigkeit des Kraftwassers keine Rolle spielt. Für die Benutzung von Wasserkraftanlagen für Bauzwecke kommen ähnliche Gesichtspunkte in Frage. Vorausgesetzt, daß für die benötigte Leistung ein ausbaufähiges Kraftwasser in der Nähe zu fassen ist, darf die Leitung des Ober- und Unterwassers, die Einrichtung der Turbine oder des Wasserrades einschließlich der Baulichkeiten und der wohl meist nur möglichen elektrischen Kraftübertragung nur sehr einfach und billig ausfallen. Für kleine Wassermengen und Gefälle (bis 3 cbm/sec und 8 m) kommt das Wasserrad, für mittlere Verhältnisse (Gefälle bis zu 250 m) die Francisturbine, für große Wassermengen bei kleinem Gefälle (bis höchstens 20 m) die Kaplan-turbine, für sehr große Gefälle (über 250 m) die Hochdruck-Freistrahlturbine, auch Peltonrad genannt, in Betracht.

Wenn schon sonst für Bauarbeiten größten Ausmaßes, wie Talsperren, Tunnel- und Kanalbauten, Wasserkräfte zum Antrieb von Bauhilfsmaschinen selten verwendet wurden, so dürfte die Möglichkeit einer praktischen Benutzung derselben für Grundbauten mehr einem Zufall gleichen, denn kaum je wird man eine treffende Veranlassung dafür ins Feld führen können. Tritt der Gedanke dem Bauleitenden jedoch nahe, so prüfe er zunächst, ob auch für sein Vorhaben ständig die benötigte Leistung (Wassermenge und Gefälle) zur Verfügung stehen und ob nicht die Kostenrechnung bei selbst behelfsmäßigem Ausbau dieser Wasserkraft es geratener erscheinen läßt, Dampf, Elektrizität oder Treiböl dem „kostenlosen“ Kraftwasser vorzuziehen. Sollte aber trotzdem noch Anreiz bestehen, ein Wasserrad oder eine Turbine aufzustellen, so muß

eine Fachfirma ein genaues Projekt ausarbeiten, da bei den stets verschiedenen Verhältnissen, wie sie eine Wasserkraft einer entlegenen Baustelle bietet, weitere allgemeingültige Angaben an dieser Stelle nicht gemacht werden können. Übrigens bedarf es zur Ausnutzung von Wasserkraften der behördlichen Genehmigung.

G. Windkraftanlagen.

Neuerdings sind in der Ausführung der Windkraftanlagen erhebliche Fortschritte gemacht worden, die darauf beruhen, daß man die Strömungs- und Druckverhältnisse bewegter Luft besser kennen und beherrschen gelernt hat. Ebenfalls sind die Möglichkeiten des modernen Maschinenbaues in Anwendung gebracht worden, so daß eine neuzeitliche Windkraftanlage fast nichts mehr mit einer Windmühle gemein hat. Durch die bessere Ausnutzung der Windkraft und die Regelbarkeit der Kraftentnahme, verbunden mit der durch die Elektrotechnik gebotenen Möglichkeit, die mit verschiedenen Windstärken gewonnene Kraft in Elektrizität umzuformen und in einer Akkumulatorenbatterie aufzuspeichern, von der sie unabhängig vom Wind entnommen werden kann, ist heutzutage die Windkraftverwertung wieder zu einer höheren Wertschätzung gelangt, besonders als kleingewerbliche und landwirtschaftliche Antriebsmaschine. An geeigneten Stellen kann sie auch für Bauzwecke wirtschaftlich in Frage kommen, sofern keine Ansprüche an große und gleichmäßige Kraftabgabe gestellt werden, wir denken dabei vornehmlich an die Zwecke der Wasserförderung; die Umsetzung der Windkraft in elektrische kommt wegen der Verwickeltheit der Anlagen für Bauplätze jedenfalls nicht in Betracht. Als Kraftaufnahmeorgan kommt ein eisernes Windrad, auch Windturbine genannt, in Frage, die in Durchmesser von 5—15 m aus mehr oder weniger, schräg gestellten und gewölbten Flügeln besteht (Abb. 26). Das Windrad soll auf einem eisernen oder hölzernen Turm so hoch angebracht sein, daß mindestens in jeder



Abb. 26. Windkraftanlage. (Fr. Köster, Heide i. H.)

Richtung alle windschützenden Gegenstände etwa 2—3 m überragt werden. Da in Deutschland außer an der Wasserkante nur selten stetig wehende Winde auftreten, so setze man sich, wenn man der Anschaffung einer Windkraftanlage für Bauzwecke nähertreten will, mit einer meteorologischen Auskunftsstelle in Verbindung, um die zu erwartende Leistung übersehen zu können. Die Leistungen wachsen mit dem Quadrat des Windraddurchmessers und etwa in 3. Potenz mit der Windgeschwindigkeit; große Windturbinen können bei starken Winden 60—100 PS leisten. Windraddurchmesser von 5—15 m leisten bei 6 m sekundlicher Windgeschwindigkeit 2—18 PS. Die Anlagekosten von Windkraftanlagen sind erheblich teurer als von Verbrennungs- oder Elektromotoren, aber da die Windräder, praktisch genommen, keine direkten Betriebsausgaben verlangen — die

geringe Wartung und Unterhaltung spielt keine Rolle —, so können sie bei starker Benutzungsdauer (etwa 2000 Stunden im Jahre) und längeren Bauzeiten trotz ihrer höheren Kapitalkosten in einzelnen Fällen mit anderen Kraftantrieben für Wasserförderung auf Baustellen in Wettbewerb treten. Allerdings dürften nur Gegenden mit einigermaßen zuverlässigen Winden und Baustellen, die ein 10–15 m hohes Turmgerüst aufzubauen gestatten, die Anwendung von Windrädern schmackhaft machen. Gut brauchbare Windstärken, d. h. solche mit einer Sekundengeschwindigkeit von rund 4–8 m herrschen im mittleren Deutschland zusammengenommen etwa 3–4000 Stunden im Jahre vor.

H. Druckwasser- und Preßluftherzeugung.

Nachdem wir in den beiden vorhergehenden Abschnitten sahen, daß die in der freien Natur vorkommenden Energieträger Wind und Wasser als Kraftquellen für die Zwecke des Grundbaues praktisch kaum in Frage kommen, dürfen wir doch nicht vergessen, daß sie als Kraftübertragungsmittel in der Form von Preßluft und Druckwasser für Bauzwecke eine größere Bedeutung haben. Zu diesem Zwecke muß Luft und Wasser durch besondere Pumpenanlagen unter erhöhten Druck gesetzt werden; solche Anlagen müssen durch Kraftmaschinen angetrieben werden, gehören also streng genommen nicht zu den Kraftmaschinen selbst. Im Rahmen dieses Buches sei es aber gestattet, sie mit unter dem ersten Hauptabschnitt zu behandeln.

Druckwasser.

Das Hilfsmittel, Druckwasser für kleinere Kraftleistungen aus einem vorhandenen Wasserleitungsnetz bei Drücken von rund 4–6 Atmosphären zu entnehmen, ist manchmal für Hebezwecke auf Baustellen bequem und emp-

fehlenswert, wenn man sich nicht an den meist hohen Wasserpreisen (10–20 Pf. für 1 cbm) stoßen will. Hat man allerdings sehr hohe Drücke zum Anheben schwerster Bauteile, zum Pressen oder Vortreiben u. ä. notwendig, dann ist es immer ratsam, sich das Druckwasser als Antriebsmittel selbst in einer hydraulischen oder Druckwasseranlage auf dem Bauplatz herzustellen. Zu einer solchen Anlage gehört die Druckwasserpumpe, die von einer Kraftmaschine angetrieben wird und deren mechanische Energie in Wasserdruck umwandelt und die Übertragungsanlage (Röhrenleitung), an welche die hydraulischen Arbeitsmaschinen angeschlossen werden können. Das einfachste Beispiel einer

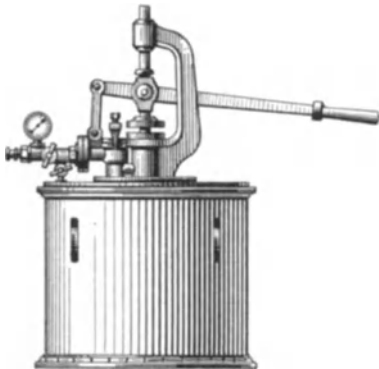


Abb. 27. Hand-Druckwasserpumpe.

Druckwasserpumpe zeigt Abb. 27. Eine einstiefelige Druckpumpe mit Handhebel zur Aufnahme der menschlichen Kraft ist auf einem Wasserbehälter aufgebaut. Von der Pumpe führt die Druckrohrleitung zu einem Ventilkasten, an den die einzelnen Kraftverbraucher (Pressen oder Hebeböcke) angeschlossen sind. Für größere Leitungen kommen allerdings maschinenbetriebene Pumpen in Frage; sie sind zur Erzeugung des Druckwassers, das mit Pressungen von 30–150 atü in den Arbeitsmaschinen verwendet wird, diesen hohen Drücken entsprechend sehr kräftig ausgebildet unter Verwendung von hochwertigen Baustoffen (Stahl und Bronze). Es sind durchweg einfach wirkende Kolbenpumpen, meist aus 3 Zylindern bestehend, deren Tauchkolben um 120° Kurbelwinkel gegen-

einander versetzt sind. Der Antrieb solcher Druckwasserpumpen geschieht am besten durch Elektromotoren, die mittelst fester Kupplung oder Zahnradgetriebe ihre Kraft übertragen (Abb. 28). Da in den seltensten Fällen die Menge des geförderten Druckwassers gleichzeitig von den hydraulischen Arbeitsmaschinen auch verbraucht wird, so muß zur Verhinderung eines gefährlichen Druckanstieges die Möglichkeit einer Druckregelung geschaffen werden. Das geschieht entweder durch Aussetzerregelung, indem bei Überschreitung des zulässigen Höchstdruckes durch einen Reglerkolben das Saugventil am Pumpenzylinder gelüftet wird, womit das angesaugte Wasser ohne Druck wieder zurückströmt. Ist der Druck im Rohrnetz wieder auf das zulässige Maß gesunken, so wird das Saugventil seiner bestimmten Wirkung wieder freigegeben; die Pumpe drückt wieder. Man kann auch durch den Reglerkolben die Anlaßvorrichtung des Antriebsmotors unmittelbar beeinflussen so daß der Motor bei Überdruck abgestellt wird, bei Unterschreitung

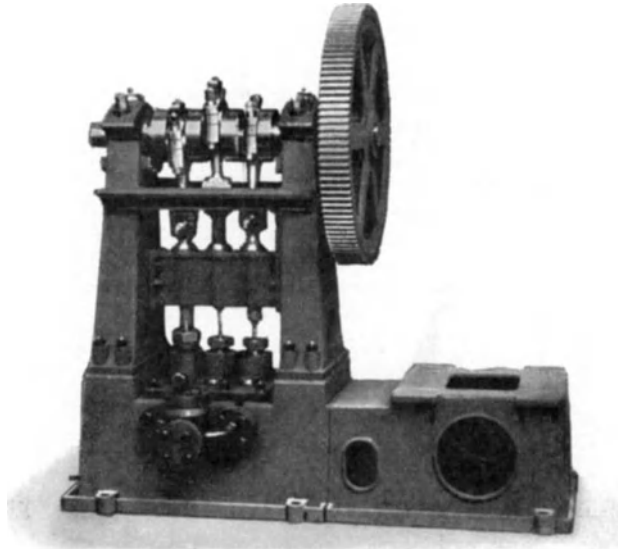


Abb. 28. Kraftgetriebene Dreikolben-Druckpumpe.
(Weise & Monski, Halle.)

eines gewissen Grenzdruckes aber wieder angelassen wird. Indessen wird diese Druckregelung dann erst technisch einwandfrei, wenn zum Druckausgleich ein sog. hydraulischer Akkumulator in das Rohrnetz eingeschaltet ist. Dieser besteht aus einem geräumigen, stehenden Zylinder (Abb. 29 Z), dessen Kolben durch eine entsprechend schwere Masse M belastet ist. Steigt der Druck im Rohrnetz zu hoch an, dann drückt das Wasser den beschwerten Kolben hoch, so lange bis der Zylinder das Überschußwasser aufgenommen hat, um es mit dem durch die Kolbenlast erzeugten Druck wieder abzugeben, wenn die Arbeitsmaschinen vorübergehend mehr Wasser verlangen als die Pumpe P schafft. Sollte der Akkumulator zu hoch getrieben werden, so schaltet er durch einen Endkontakt A den Elektromotor K der Druckwasserpumpe ab, ist er dagegen bei Wasserentnahme und stillstehender Pumpe in seine tiefste Stellung gesunken, so schaltet der Endkontakt E den Antriebsmotor K wieder ein. Bei Verwendung eines Akkumulators, dessen Größe auf die schwankende Druckwasserentnahme eingestellt sein muß, ergibt sich ein stoßfreies Arbeiten der Druckwasserpumpe, die außerdem kleiner ausfallen kann, weil sie nicht mehr allein bei stärkerer Inanspruchnahme das Druckwasser herzugeben hat. Der Druckausgleich und die Speicherung der Kraft ist natürlich mit erheblichen Mehrkosten verknüpft, so daß man von Fall zu Fall die Berechtigung der Mehrkosten für den Akkumulator nachprüfen muß.

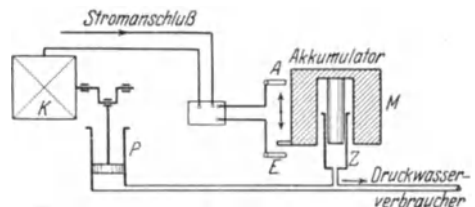


Abb. 29. Wirkungsweise der Druckwasseranlage.

Derartige maschinelle Druckwasseranlagen machen sich nur für größere Baustellen und Benutzung längerer Dauer bezahlt. Auch ist die Frostgefahr für ein verzweigtes, ungeschütztes Rohrnetz nicht zu unterschätzen.

Preßluft.

Soweit Preßluft als Antriebsmittel benutzt wird, kann man mit gutem Gewissen ihre Erzeugungsanlagen in diesem Hauptabschnitt unter Kraftmaschinen behandeln. Wo aber die Druckluft keine Baumaschinen oder -geräte anzutreiben hat, sondern direkt und letzten Endes durch ihr Vorhandensein allein dem Bauzweck dient, wie bei allen Druckluftgründungen, da sollen ihre Anlagen unter dem betreffenden Abschnitt als Baumaschinen behandelt werden.

Die Verwendung von Preßluft zur Kraftübertragung setzt zunächst eine Einrichtung voraus, in der die vorhandene mechanische Energie irgendeiner Antriebsmaschine in diejenige der gepreßten Luft vermittelt einer entsprechenden Luftpumpe (Kompressor) umgeformt wird, und eine weitere Einrichtung zur Fortleitung des neugewonnenen Energieträgers in Rohr- oder Schlauchleitungen.

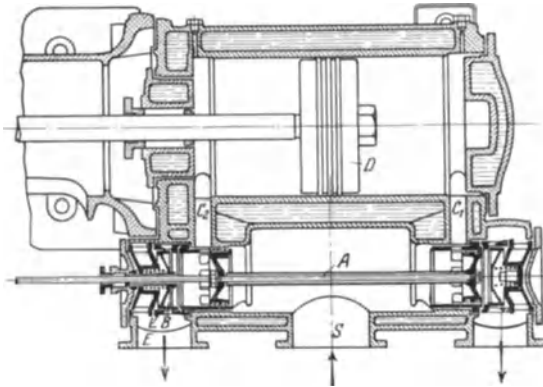


Abb. 30. Wassergekühlter Zylinder einer Preßluftpumpe. (Frankfurter Maschinen A. G. vorm. Pokorny & Wittekind.)

Die Zusammenpressung der Luft, die zum Antrieb von Geräten für Bauzwecke am besten einen Überdruck von 5—7 atü erhält, geschieht in Zylindern (Abb. 30), in welchen durch den hin- und hergehenden Kolben *D* die Luft einmal angesaugt und sodann verdichtet wird. Die Eintritts- und Austrittsöffnungen *C*₁ und *C*₂ des Zylinders enthalten zum richtigen Verlauf des Verdichtungs Vorganges Ventile oder Schieber (*A*, *L*, *B*). Die angesaugte Luft tritt bei *S* in das Schiebergehäuse und

verläßt es in gespanntem Zustand an den Druckstutzen *E*. Da die Luft sich beim Zusammenpressen stark erwärmt (über 250°), muß der Verdichtungszyylinder künstlich durch Wasserumlauf gekühlt werden. Praktischerweise wird der Verdichtungs Vorgang auch schon bei kleineren Maschinen (über 4 atü) in zwei Stufen, also auch in zwei Zylindern, vorgenommen, die in der üblichen Anordnung zusammenhängend mit einer Kolbenstange betrieben werden. Stufenluftpumpen mit Zwischenkühlung haben außer dem Vorteil der geringeren Wärmeerzeugung einen erheblich kleineren Kraftverbrauch als einstufige Kompressoren, er ist bei dem üblichen Überdruck von 5—7 atü etwa um 15% geringer. Als Kraftbedarf zum Antrieb der Preßluftpumpen kann man für jedes Kubikmeter angesaugter Luft bei 6—7 atü Enddruck 7—8 PS rechnen, als Kühlwasser werden dabei 3—4 l in der Minute je Kubikmeter benötigt. Den Luftverbrauch auf der Baustelle muß man sich aus der Anzahl der gleichzeitig arbeitenden Preßluftgeräte, für die das Lieferwerk die Verbrauchsmenge angibt, errechnen. Es kommen dabei ähnliche Überlegungen wie bei Feststellung des Stromverbrauchs auf der Baustelle in Betracht (vgl. S. 261). Für Leitungsverluste und Überlastungsmöglichkeit wird man zu dieser Verbrauchszahl einen Sicherheitszuschlag von 20—25% machen, um die Antriebsleistung an der Kompressorwelle zu ermitteln. Als Antriebsmaschinen kommen entweder unter Verwendung von Riemenantrieben oder in starrer Kupplung Elektromotoren, Verbrennungsmotoren und Dampfmaschinen in Frage. Sehr praktisch für die Verwendung auf Baustellen sind die fahrbaren Kompressoren, die auf einem

Fahrgestell vereint Preßluftpumpe, Antriebsmotor, Windkessel, Luftfilter und sonstigen Zubehör tragen (Abb. 31). Die Regelung der Luftdruckerzeugung je nach Verbrauch geschieht meistens durch sog. Aussetzer, d. h. es wird bei Nichtverbrauch von Luft und dementsprechendem Druckanstieg im Leitungsnetz automatisch Lufteinlaß und Austrittsventil am Luftzylinder so umgeschaltet, daß weder Luft angesaugt noch verdichtet wird; Luftpumpe und Antriebsmotor laufen solange leer, bis nach Absinken des Luftdruckes unter ein bestimmtes Maß (etwa um 0,5 atü) die Ventile wieder auf Saug- und Druckleistung umgestellt werden.

Zur Verteilung der Preßluft ist ein solides, dichtes Leitungsnetz aus schmiedeeisernen Rohren zu verwenden, das mit Gefälle und Wasserablässe zu versehen ist; die Entnahme für bewegliche Preßluftgeräte geschieht an Abzweighähnen mit Kupplungsmundstück durch besonders starke Gummischläuche.

Um bei ungleichmäßiger Luftentnahme im Netz doch möglichst gleichen Druck zu halten, bringt man entsprechend große Windkessel an, die als Luftpuffer dienen, wegen der Platzersparnis wird man sie am besten als stehende Kessel aufstellen (Abb. 32).

Montage und Betrieb der Preßluftanlagen erfordern einige Aufmerksamkeit, besonders ist auf gute Schmierung und Kühlung der Kompressoren großes Gewicht zu legen, auch die angesaugte Luft soll möglichst rein und trocken sein. Der Hauptvorteil der Preßluftverwendung liegt in der außerordentlichen Leistungsfähigkeit der damit betriebenen Geräte, hinzu kommt die leichte Betriebsbereitschaft und die bequeme Verteilung dieser Antriebskraft. Aus den direkten Betriebskosten und den Kapitalkosten einer Preßluftanlage wird man sich leicht die Kosten für 1 cbm Preßluft ermitteln können und damit die Ersparnisse bei Verwendung von Preßluftgeräten gegenüber reiner Handarbeit feststellen. Die Mehrleistung gegenüber Handbetrieb ist erheblich, z. B. beim Preßlufthammer ($\frac{1}{4}$ – $\frac{1}{2}$ cbm Luftverbrauch in der Minute) das 3- bis 6fache, bei der Preßluftbohrmaschine (etwa 1 cbm in der Minute) bis zum 20fachen, beim Preßluftstamper (etwa $\frac{1}{3}$ cbm in der Minute) das 5- bis 8fache. Alles in allem gerechnet bewegt sich die Kostenersparnis bei Preßluftbetrieb gegenüber reinem Handbetrieb bei kürzeren Benutzungszeiten



Abb. 31. Fahrbare kraftgetriebene Preßluftpumpenanlage.
(Demag, Duisburg.)

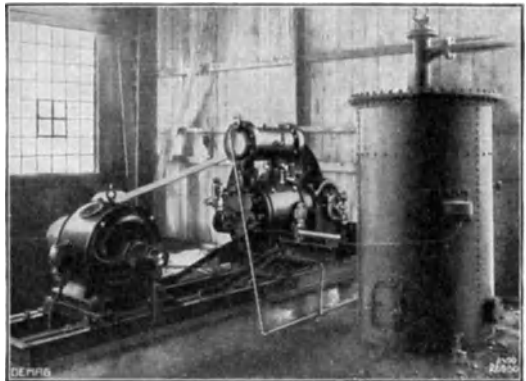


Abb. 32. Ortsfeste Preßluftpumpenanlage mit stehendem Druckwindkessel.

(etwa bis 6 Monate) zwischen 10 und 30%, bei längeren bis zu 50% und mehr. Auch hier ist wie bei allen Maschinenanlagen die höhere Benutzungsdauer von maßgebenden Einfluß auf die Verringerung der gesamten Betriebskosten. Sind Gründungsbaustellen sehr groß und die Verwendungsstellen für Preßluftgeräte nicht sehr zahlreich, so ist zu überlegen, ob man nicht billiger zurechtkommt, wenn man anstatt der zentralen Preßluftzeugung und des ausgedehnten Rohrnetzes, mehrere fahrbare kleine Kompressoren verwendet, die bis zu 3 Werkzeugen antreiben können. Ist der Wirkungsgrad solcher Kleinkompressoren (Abb. 33) auch schlechter als bei einer großen Sammelanlage, so können doch Leistungs- und Leerlaufverluste bei den motorisch angetriebenen Einzelanlagen geringer als bei jener gehalten werden, wozu sehr oft auch eine Ersparnis an Anlagekapital trifft. Die in der

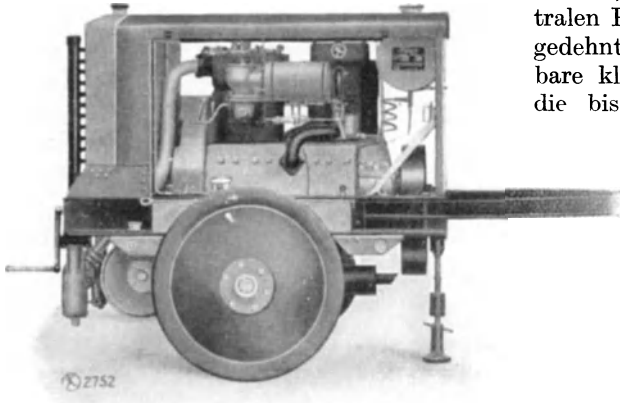


Abb. 33. Fahrbarer Kleinkompressor.

Abbildung gezeigte Anlage der Flottmannwerke besteht aus einem zweizylindrigen Benzolmotor von 25 PS. der starr gekuppelt ist mit einem zweizylindrigen Kompressor. Die Aussetzerreglung des auf 5—6 atü verdichtenden Kompressors beeinflusst gleichzeitig das Gasgemisch, so daß sparsamer Verbrauch der Antriebskraft gewährleistet ist. Das leicht fahrbare Aggregat als Anhänger an einen Kraftwagen gedacht, kann aber auch bequem von Hand bewegt werden.

I. Schlußbetrachtung.

Betrachten wir noch einmal rückblickend das in den vorigen Kapiteln Gesagte, so finden wir zur Kraftversorgung einer Grundbaustelle praktisch empfehlenswert nur die Dampflokomobile, den Verbrennungsmotor und den Elektromotor. Handelt es sich um die Neubeschaffung von Maschinen, so wird man prüfen müssen, ob die kürzere oder längere Benutzungszeit ausschlaggebend ist für die Beschaffung im Kaufpreis billigerer Maschinen, die meist im Betriebe unwirtschaftlicher sind als teurere Maschinen, oder ob man besser mehr Geld in eine dann auch vollkommene Anlage hineinsteckt. Kann man die Anlagekosten während des einen Bauvorganges wieder herauswirtschaften, so ist man in der Wahl der Maschinenart und Größe unabhängiger, als wenn man darauf bedacht sein muß, die Kraftmaschinen auf anderen Baustellen mit Nutzen weiter zu verwenden. Muß man schon vorhandene Maschinen von anderen Baustellen übernehmen oder gar aus Gründen unzureichender Baumittel schon benutzte Maschinen im Altverkauf erwerben, so wird man sich oft mit einer weniger guten Anpassung an den vorliegenden Kraftbedarf zufriedengeben müssen. Im großen ganzen ist natürlich der Gedanke zu verfolgen, sich nicht zu viele Größen und Sorten von Kraftmaschinen zuzulegen, die Benutzung für die einzelne Type wird dadurch geringer, die Lagerhaltung von Ersatzteilen zu groß und damit schließlich der Betrieb unwirtschaftlich. Hiermit hängt auch zusammen, ob man Kraftmaschinen in starrer Kupplung und konstruktiver Einheit mit der Arbeitsmaschine bevorzugen soll oder solche mit Riemenscheibe und getrennter Aufstellung, die zwar etwas teurer im Betrieb, aber

doch viel allgemeiner verwendbar sind. Für größere Bauunternehmungen ist die Gefahr groß, durch zu weitgehende Berücksichtigung der Wünsche hinsichtlich Leistungsgröße, Drehzahl und Art ihrer Kraftmaschinen (Heißdampf- oder Sattdampflokomobilen, Glühkopf- oder Dieselmotoren, Drehstrom- oder Gleichstrommotoren u. a. m.) und auch der Arbeitsmaschinen, für die naturgemäß dieselben Überlegungen gelten, schließlich einen so vielseitigen und unübersichtlichen Gerätepark und Maschinenbestand zu erhalten, daß eine Rentabilität nicht mehr möglich ist. Wenn in den vorhergehenden Einzelbesprechungen von Kraftantrieben der Weg gezeigt wurde, von Fall zu Fall die niedrigsten Betriebskosten zu ermitteln, so darf dies doch von weitschauenden Benutzern nicht ohne Rücksicht auf die Allgemeinverwendbarkeit geschehen. Die Frage der Allgemeinausnutzung von Baumaschinen und Geräten ist heutzutage bei der immer größeren Verbreitung und Spezialisierung dieser Hilfsmittel schon so brennend geworden, daß sich bei großen Bauarbeiten mehrere Baufirmen neben finanziellen Gründen auch deswegen zusammenschließen, um eine bessere Ausnutzung ihrer verschiedenen Maschinen und Geräte zu ermöglichen. Ist schon einmal eine solche Gerätegemeinschaft erzielt, so ist nur noch die Einrichtung einer fachkundigen Dienststelle nötig, um die höchste Gesamtwirtschaftlichkeit zu ermöglichen, durch planmäßige Beschaffung von Maschinen, Ersatzteilen, Betriebsmitteln u. ä., durch geschickte Verteilung der Geräte auf die Baustellen und ihre rechtzeitige Bereitstellung, durch Überwachung des Maschinenbetriebes, der nötigen Instandsetzungen usw., durch gerechte Verteilung der Abschreibungen und vieles andere mehr. Gerade im Gründungsbau liegen öfter derartig große Aufgaben vor (Schleusen, Sperrmauern, Kaimauern u. ä.), daß ihre wirtschaftliche, zeitsparende, betriebssichere Bewältigung nur durch beste Organisation ihrer maschinellen Hilfsmittel erzielt wird. Die maschinentechnischen Fachabteilungen der großen Bauunternehmungen entsprechen daher nicht nur der Notwendigkeit, das Baumaschinengebiet technisch zu beherrschen, sondern sie ermöglichen auch erst eine planmäßige Bewirtschaftung des Geräteparks.

II. Baumaschinen.

A. Allgemeines.

Es ist schon eingangs auf die Schwierigkeit hingewiesen, die sog. Baumaschinen in ein System zu bringen. Letzten Endes können alle bei einem Bau benötigten Maschinen darunter verstanden werden. Immerhin schien es gut, in diesem maschinentechnischen Buchteil den Hauptabschnitt „Kraftquellen und Antriebsmaschinen“ zu unterscheiden von dem der „Baumaschinen“, um die übliche Gegenüberstellung von Kraftmaschinen und Arbeitsmaschinen auch hier gelten zu lassen. Danach sind Baumaschinen solche Arbeitsmaschinen, die ihre Arbeit unmittelbar auf den Baustoff, das Bauwerk oder den Baugrund einwirken lassen. Wenn man versucht, eine weitere Unterteilung für diese Maschinen zu finden, so ist allenfalls noch eine einigermaßen klare Grenze zwischen Bauhilfsmaschinen und eigentlichen Baumaschinen zu verfolgen. Maschinen, die wie Pumpen, Hebezeuge, Taucherglocke, Holzbearbeitungsmaschinen u. ä., auch bei anderen Gelegenheiten als bei Bauten verwendet werden, sind natürlich nicht so auf Bauzwecke beschränkt wie die eigentlichen Baumaschinen, so z. B. Betonmischmaschinen und Rammgeräte. Alle übrigen Bestrebungen einer übersichtlichen Anordnung haben zu keinem Erfolg geführt. Insbesondere läßt sich eine Einreihung in die sonst in der Maschinentechnik üblichen Gruppen der Form und der Ort verändernden Arbeitsmaschinen

nicht ungezwungen durchführen, ebenfalls auch nicht eine Gruppierung nach der klassischen Dreiteilung eines jeden Bauvorganges in Abtrag — Förderung — Auftrag. Die Erscheinung, daß manche Baumaschine eine konstruktive Einheit mit einer Kraftmaschine (z. B. Dampftramme) oder einem Kraftumformer (z. B. Pumpe direkt gekuppelt mit Elektromotor) bildet, während andere der Zufuhr der Kraft von außen bedürfen, sei es durch eine mechanische Transmission (z. B. Riemenantrieb) oder durch ein fließendes Druckmittel (z. B. Preßluftbohrmaschine), kann ebenfalls eine praktisch brauchbare Einteilung nicht bringen. Ein typisches Beispiel für die Unzulänglichkeit solcher Bemühungen ist der bei Bauten viel benutzte hydraulische von Hand bediente Hebebock (Abb. 36). Der Mensch als primäre Kraftquelle sendet seine Arbeitsleistung durch eine mechanische Transmission (Handhebel) in eine kleine hydraulische Druckpumpe, die als Kraftumformer die Leistung durch die Druckflüssigkeit auf die Arbeitsmaschine, den Hubkolben, überträgt. Kraftumformer, zweierlei Kraftübertragungssysteme und Arbeitsmaschine sind zusammen in einem Gehäuse untergebracht, obwohl das Ganze mehr den Namen eines Gerätes als den einer Maschine verdient.

In den folgenden Kapiteln ist die Anordnung so gewählt, daß auf die Besprechung der mehr allgemeinen Bauhilfsmaschinen die der eigentlichen Baumaschinen insbesondere des Grundbaues folgt, möglichst in Anlehnung an die Reihenfolge der Abschnitte des bautechnischen Buchteiles. Zuerst werden die Maschinen besprochen, welche der Förderung (Zubringen und Beseitigen) der Baustoffe, des Baugrundes und des Wassers dienen: Hebezeuge, Horizontalförderer, Pumpen, Baggereimaschinen. Es folgen die Maschinen, welche der Bearbeitung des Baustoffes und der Instandhaltung des Baumaschinenparkes dienen: Preßluftgeräte, Werkzeugmaschinen u. ä. Schließlich werden die besonderen Baumaschinen für den Grundbau wie Rammgeräte, Druckluftanlagen, Anlagen für Grundwassersenkung und Gefrierverfahren behandelt.

B. Hebezeuge.

Bauten, die sich wie die Grundbauten in senkrechter Richtung vorwiegend entwickeln, haben natürlich zur Überwindung der Höhenunterschiede in der Beförderung von Baustoffen, Werkzeugen, Bodenaushub u. ä. Hebevorrichtungen nötig. Auch hier ist wie bei den Wasserhebemaschinen die Auswahl der richtigen Hebezeuge zunächst von der zu bewältigenden Leistung je nach Hubhöhe und Gewicht der zu hebenden Lasten abhängig, sodann natürlich auch von Erwägungen der Wirtschaftlichkeit und Betriebssicherheit. Auf diese ist ganz besonders beim Grundbau zu achten, da erfahrungsgemäß sehr viele Bauunfälle auf unzulängliche Hebezeuge durch Umkippen derselben, Versagen der Senkbremsen, Reißen von Ketten und Seilen usw. zurückzuführen sind und bei der meist vorliegenden Enge eines Gründungsbauplatzes die Folgen oft verheerend sind. Man achte daher bei der Einrichtung von solchen Bauhebezeugen besonders auf die Vorschriften der Gewerbeaufsichtsämter, der Berufsgenossenschaften und auf die sonstigen Unfallverhütungsvorschriften; jedenfalls Sorge man für regelmäßige Überholung solcher Einrichtungen, insbesondere der Seile und Ketten.

Bei der Besprechung der einzelnen im Grundbau zur Verwendung kommenden Hebezeuge haben wir zu unterscheiden zwischen solchen von Hand- und solchen von Kraftmaschinen angetriebenen. Zu der ersten Art gehören die Hebebäume, Flaschenzüge, mechanische und hydraulische Hebeböcke, Bauhaspel und kleinere Bauwinden; zu der anderen Art die maschinell angetriebenen Bauwinden, Kräne und Aufzüge, sowie einige Sondereinrichtungen zum Heben ganz schwerer Gegenstände. Es gibt noch eine Reihe von Baumaschinen, die auch die

Hubbewegung verwenden, wie Betongießtürme, Löffelbagger, Pfahlzieher, Rammen u. ä., die aber, weil bei ihnen die Vertikalförderung nicht der Hauptzweck ist, füglich hier nicht eingereiht werden können.

Grundsätzliche Angaben über die Wirtschaftlichkeit von Bauhebezeugen zu machen, ist eine mißliche Sache. Abgesehen von sehr seltenen Fällen, wo Dauerförderer mit gleichbleibender Last (Becherwerke u. ä.) arbeiten, ist der Hebezeugbetrieb im Bauwesen ein stark unterbrochener und das Gewicht der Lasten stark schwankend, weswegen selten gut vergleichbare Stundenleistungen angegeben werden können. Die Anpreisungen der Lieferwerke beziehen sich durchweg auf unter günstigen Umständen erreichbare Höchstleistungen. Die reinen Betriebskosten spielen bei den handbetriebenen Hebezeugen die größte Rolle, während sie bei den kraftangetriebenen nicht wesentlich sind, besonders bei Verwendung von Verbrennungs- und Elektromotoren. Umgekehrt sind die Kapitalkosten bei handbetriebenen Hebezeugen sehr gering und bei den kraftgetriebenen Anlagen größer, je mehr und je allgemeiner das Hebezeug verwendbar sein soll. Durchschnittsleistungen für kraftgetriebene Bauwinden liegen zwischen 10 und 50 t in der Stunde, für Aufzüge und Kräne zwischen 20 und 100 t in der Stunde. Bestellt man Hebezeuge und die dazu nötigen Antriebsmaschinen getrennt, so gibt die Formel: $\text{Antriebskraft} = \frac{Q \cdot v}{75 \cdot \eta}$, in der v die sekundliche Hubgeschwindigkeit ist, einen Anhalt. Der Wirkungsgrad η liegt bei Hebezeugen zwischen 0,5 und 0,8, je mehr Übersetzungen das Windwerk hat und je mehr Umlenkrollen für das Hubseil vorkommen, je schlechter ist der Wirkungsgrad. Für die Bemessung des Antriebsmotors beachte man noch, daß er imstande sein muß, die Last aus der Ruhe schnell genug zu beschleunigen, wozu ein $1\frac{1}{2}$ – $2\frac{1}{2}$ faches Anzugmoment gehört. Besonders Verbrennungs- und Elektromotoren sind danach zu bemessen. Werden die Hebezeuge mit fest eingebauter Antriebsmaschine geliefert, so genügt die Angabe der verlangten Last und Arbeitsgeschwindigkeit.

Flaschenzug und Hebebock.

Sofern es auf Geschwindigkeit der Hubleistung nicht ankommt, ist das von Hand betriebene Hebezeug in vielen Fällen am Platze, denn es können mit ihm Hubleistungen bis zu 10 und mehr Tonnen zuverlässig erreicht werden. Als Angriffspunkt für die menschliche Kraft kommen Kurbel, Hebel und Zugseil(kette) in Frage. Die Beschreibung der allereinfachsten Hebezeuge, wie Hebebaum, Seilflasenzug, Zahnstangenwinde und Hubschraube kann hier wohl unterbleiben, da sie als fast alltägliche Bauwerkzeuge überall bekannt sind. Indessen verdient der sog. Schraubenflasenzug als bestentwickeltes Handhebezeug für Bauarbeiten, insbesondere zum Aufstellen schwerer Baumaschinen u. ä. eine kurze Beschreibung. Meist sind diese Hebezeuge mit einem Fahrgestell zusammengebaut, das sie befähigt, auf einem Doppel-T-Träger zu laufen (Abb. 34); der Fahrantrieb geschieht durch einen Kettentrieb von unten. Durch einen ähnlichen Kettentrieb wird eine Schnecke (Schraube) mit Schneckenrad angetrieben, die mit entsprechender Geschwindigkeitsübersetzung die Handkraft an die Hubwelle abgibt; diese bewegt mit einem Kettenflasenzug den Lasthaken. Solche Schraubenflasenzüge, mit Sicherheitssenkvorrichtung versehen, können bis

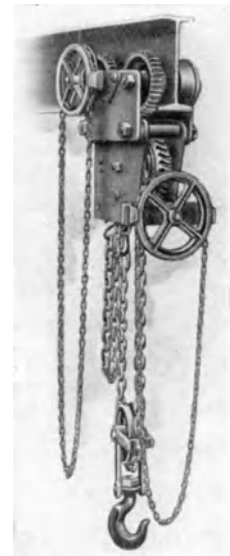


Abb. 34. Schraubenflasenzug. (Defrieswerke A.-G. Düsseldorf.)

15000 kg Tragkraft entwickeln. Starke Doppel-T-Träger, auf Stützen oder Böcken befestigt, ergeben mit diesem Flaschenzug einen einfachen, leistungsfähigen Laufkran.

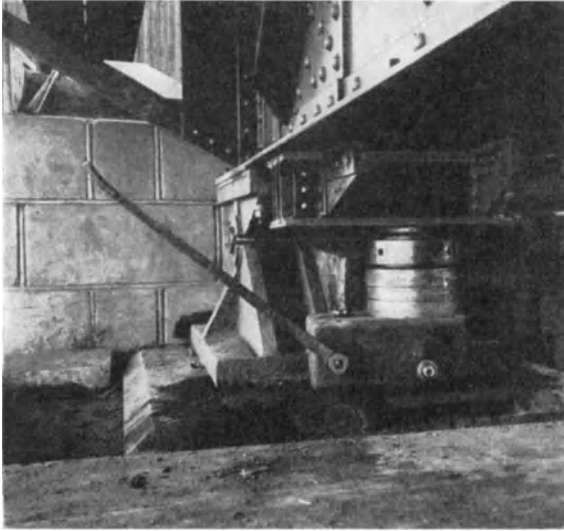


Abb. 35. Hydraulischer Hebebock beim Absenken einer Brücke.

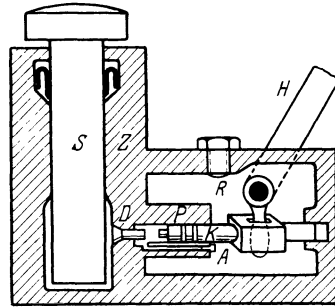


Abb. 36. Wirkungsweise des hydraulischen Hebebockes.

ihn beim Absenken einer Brücke auf ihr Fundament, seine Wirkungsweise geht aus der Schnittzeichnung (Abb. 36) hervor. Mit dem Handhebel *H* wird der Kolben *K* einer kleinen Druckpumpe *P* betrieben, die Preßflüssigkeit (meist Öl) wird aus dem Vorratsraum *R* durch das Ansaugventil *A* gesogen und durch

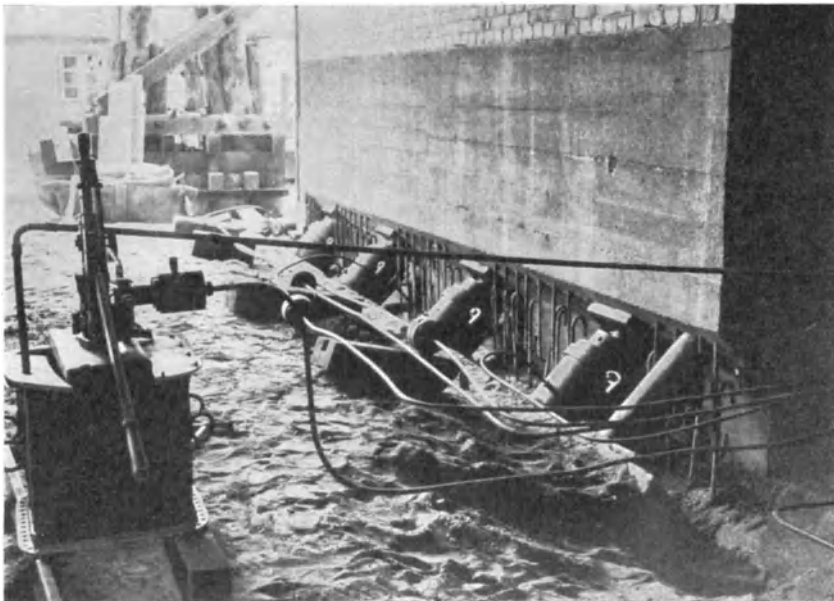


Abb. 37. Hydraulische Hebeböcke mit zentraler Druckwasserversorgung.

das Druckventil *D* in den Zylinder *Z* gedrückt, wo es mit hohem Druck den Stempel *S* mit großem Querschnitt langsam nach oben drückt. Das Absenken

der Last geschieht dadurch, daß man mit besonders weit vorgeschobenem Kolben *K* das Druckventil anlüftet, so daß das Öl aus dem Zylinder zurückströmen kann. Nicht immer ist Druckpumpe und Hubstempel in einem gußeisernen Block vereint, manchmal ist es vorteilhafter, mehrere hydraulische Hebeböcke getrennt voneinander wirken zu lassen (Abb. 37); die Verteilung des von der Druckpumpe geförderten Preßwassers geschieht dann durch einen besonderen Ventilkasten. Abb. 38 zeigt einen solchen Hebebock, der von einer getrennten Druckpumpe gespeist wird. Um den Hubstempel schnell unter den zu hebenden Gegenstand zur Anlage zu bringen, kann er durch ein starkes Gewinde in der Höhenlage eingestellt werden, auch kann hierdurch das Zurücksinken auf ein bestimmtes Maß beschränkt werden.

Bauwinden.

Als Winden bezeichnet man die einfachen Hebezeuge, die mittelst eines um eine Trommel durch Drehbewegung auf- oder abgewickelten Seiles (Kette) Hub- und Senkbewegungen hervorbringen. Der Einbau solcher Trommeln geschieht zwischen zwei Lagerböcken, entweder greift die durch ein oder zwei Kurbeln angetriebene Welle unmittelbar auf die Seiltrommel an (Haspel) oder unter Zwischenschaltung eines oder zweier Vorgelege. Bei der unmittelbar angetriebenen Haspel können an zwei Kurbeln Hubkräfte bis zu 100 kg entwickelt werden, wobei die toten Gewichte der Fördergefäße am auf- und abgehenden Seilstrang sich ausgleichen. Die mit Zahnradvorgelege ausgerüstete Bockwinde (Abb. 39) kann mit 2 Mann an der Doppelkurbel Hubkräfte von 300 bis 600 kg bei 2—1 m minütl. Geschwindigkeit ausüben. Für stark wechselnde Lasten werden diese Bockwinden mit zwei umschaltbaren Zahnradvorgelegen gebaut, die mit ihnen sicher zu bewältigenden Lasten dürften bei 2—4 t erreicht sein. Auf jeden Fall bedürfen diese Winden zum sicheren Senken einer zuverlässigen Handbandbremse und zum Festhalten der Lasten einer kräftigen Sperrklinke. Während die Bauhaspel meistens direkt senkrecht über dem Schacht oder der Baugrube angeordnet ist, verwendet man die Bockwinde fast nur im Zusammenhang mit einer Seilrolle, die an einem Dreibock, einem Ausleger oder sonst einem Gerüstteil angebracht ist. Diese Bockwinden, vielfach auch Kabelwinden genannt, werden in mannigfaltigen Ausführungen auf den Markt gebracht und finden im Bauwesen ausgiebige Verwendung. Abb. 40 zeigt uns die Anwendung einer solchen Winde mit Bedienungsbühne für ein



Abb. 38. Hydraulischer Hebebock.

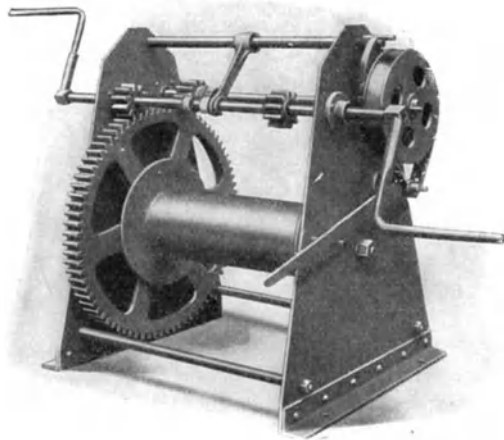


Abb. 39. Bockwinde. (Schieß-Defries A.-G. Düsseldorf).

hölzernes Laufgerüst, das über einer gewünschten Stelle der Baugrube aufgestellt, bequem und sicher die Hebung schwerer Bauteile ermöglicht.

Will man mit Bauwinden größere Förderleistungen (d. h. meistens größere Hubgeschwindigkeiten) erzielen, so muß man Kraftmaschinenantrieb verwenden,

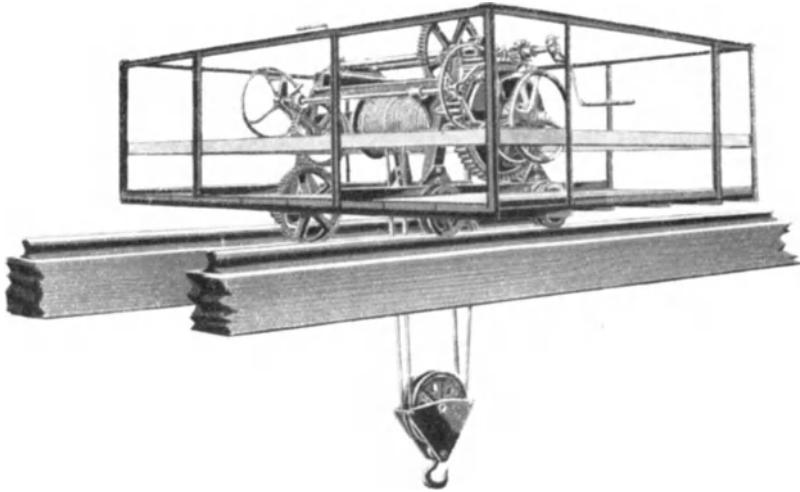


Abb. 40. Baulaufwinde für Handbetrieb.

wozu sich am besten Elektromotoren, Verbrennungsmotoren und Dampfmaschinen eignen. Die Kupplung der Antriebsmaschinen mit den Bauwinden kann dabei durch Zahnradgetriebe oder durch Riemenübertragung erfolgen. Diese gestattet zwar eine unabhängige Verwendung des Antriebes für andere Zwecke, wenn die Winde nicht mehr benutzt wird, hat allerdings die geringere

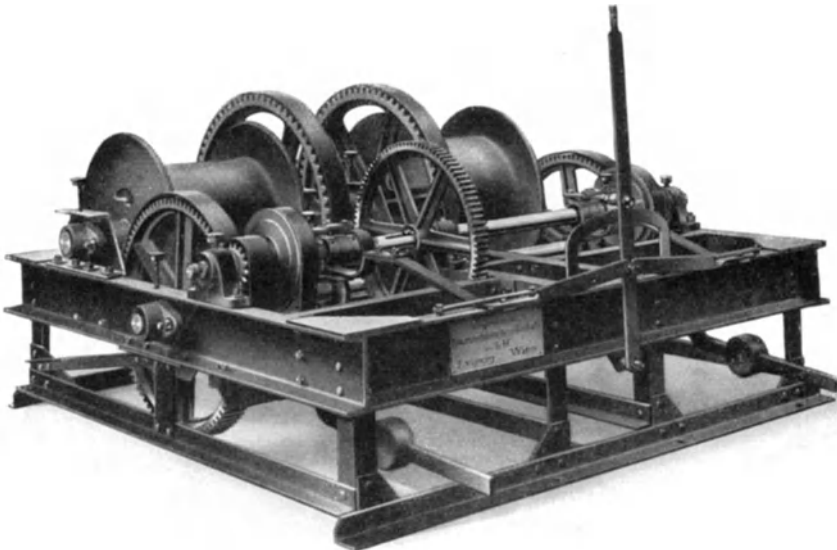


Abb. 41. Doppelwinde für Kraftantrieb. (Allgemeine Baumaschinen G. m. b. H. Leipzig-Wien.)

Betriebssicherheit, die dem Riemenantrieb anhaftet (Abfliegen des Riemens), an sich. Die Steuerung der Trommelbewegung für Vorwärts-, Rückwärtslauf und Stillstand kann dabei auf verschiedene Weise erfolgen. Z. B. zeigt Abb. 41 eine Bauwinde für Doppelförderung. Ein elektromotorisch angetriebenes Räder-

vorgelege treibt unter Zwischenschaltung je einer Kupplung zwei Seiltrommeln. deren Hubbewegung einzeln oder gleichzeitig wechselweise eingeschaltet werden kann; Sicherheitsbremsen verhindern das unbeabsichtigte Absenken der Last. Der solide Zusammenbau dieser Winde macht sie als Huborgan für Baubezeuge (Derrick- und Bockkräne) geeignet, außerdem werden solche Winden mit Vorteil zum Bodenaushub bei Gründungen verwendet, indem sie auf Schrägbahnen Loren oder Kippwagen aus den Baugruben herausziehen und zwar in wechselseitigem Doppelbetrieb.

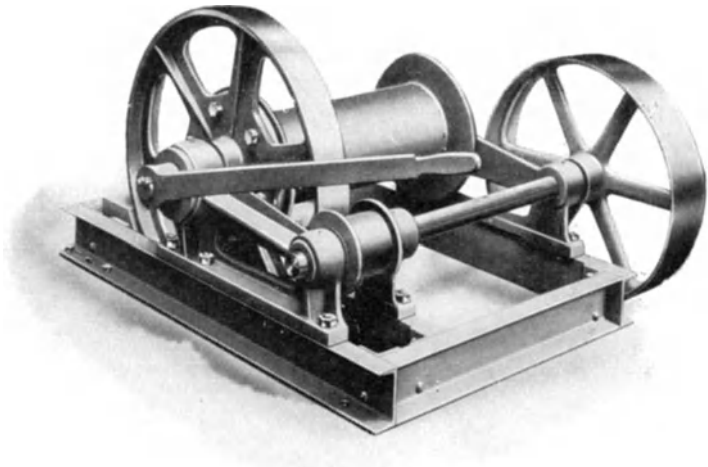


Abb. 42. Reibungswinde für Riemenantrieb. (Schieß-Defries A.-G. Düsseldorf.)

Die andere Art, die Seiltrommel zahnrad- oder

riemenantriebener Bauwinden zu steuern, beruht auf der Verwendung sog. Reibradkupplungen. Die Antriebswelle trägt dabei ein kleines Reibrad mit glatter oder mit Reibrillen umgebenem Umfang, gegen den das größere an der Windentrommel befestigte mit gleicher Umfangsbildung versehene Rad durch einen Handhebel mittelst exzentrischer Lagerung angeedrückt werden kann. Das Absenken der Last geschieht durch Lockern der kuppelnden Reibung (Abb. 42). Kraftangetriebene Bauwinden mit Reibradübertragung kann man bis zu 1500 kg Zugkraft erhalten. Vielfach werden sie als bequem zu beförderndes Hebe- und Zugerät zusammen mit ihrer Antriebsmaschine auf einem soliden, eisernen Fahrgestell untergebracht. Der Antrieb fahrbarer Motorbauwinden macht sich dann besonders lohnend, wenn man bei Nichtbenutzung der Winde den Motor mit Riemenantrieb auf andere Baumaschinen umschalten kann. Bei höheren Ansprüchen an die Steuerung, wenn man z. B. auch mit Kraft senken will, benötigt man ein durch Kupplung umschaltbares Wendegetriebe (Abb. 43). Die Hauptantriebswelle *A* treibt mittels Kegelrad zwei lose auf der Windenwelle *W* sitzende Kegel-

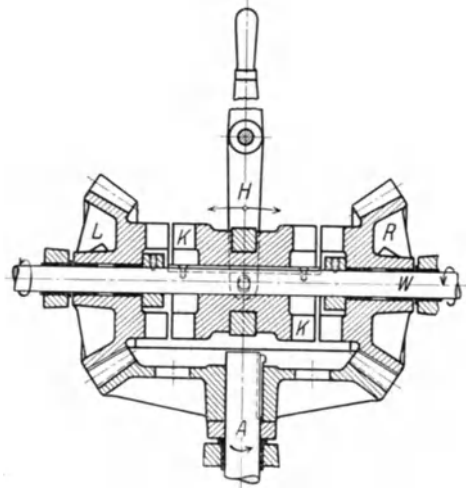


Abb. 43. Wendegetriebe.

räder an, natürlich in entgegengesetztem Drehsinn. Durch die Kupplung *K* kann die Welle *W* entweder mit dem linkslaufenden Kegelrad *L* oder dem rechtslaufenden *R* verbunden werden, wodurch sie ihre Drehrichtung ändert. Die Umstellung der Kupplung nach links oder rechts geschieht durch den Hebel *H*.

Auch zur Umsteuerung anderer Bewegungen, wie Drehen und Fahren bei Baukränen mit Dampf- oder Verbrennungsmotorenantrieb, wird dieses Wendegetriebe benötigt.

Unübertrefflich an Betriebssicherheit und Unempfindlichkeit sind die Dampfbauwinden, die auf einem mit niedrigeren Rollen versehenen Fahrgestell Zahnradvorgelege starr gekuppelt ein oder zwei Hubtrommeln vereinigen. Manchmal sind auf einer Welle noch ein oder zwei Spillköpfe angebracht, mit denen durch einfaches Umschlingen des Seiles Hub- und Zugleistungen bequem ausgeführt werden können. Dampfkessel- und Maschinenbedienung,

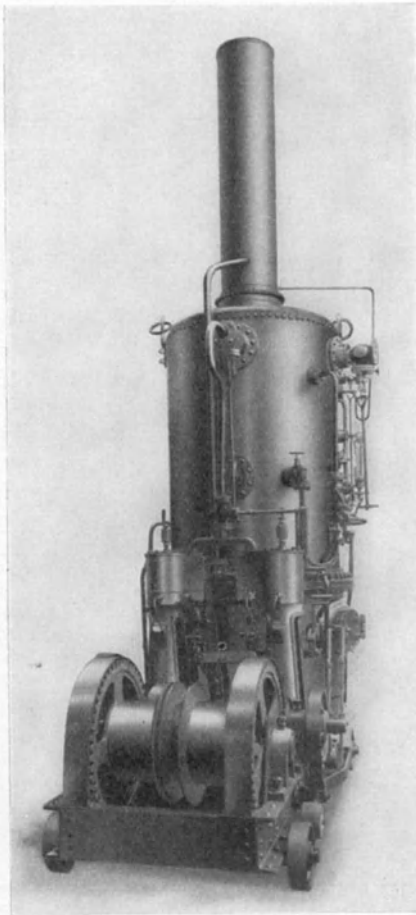


Abb. 44. Fehrbare Zwillings-Dampfwinde. (Maschinen- und Kranbau-Aktiengesellschaft Düsseldorf.)



Abb. 45. Elektroflaschenzug.

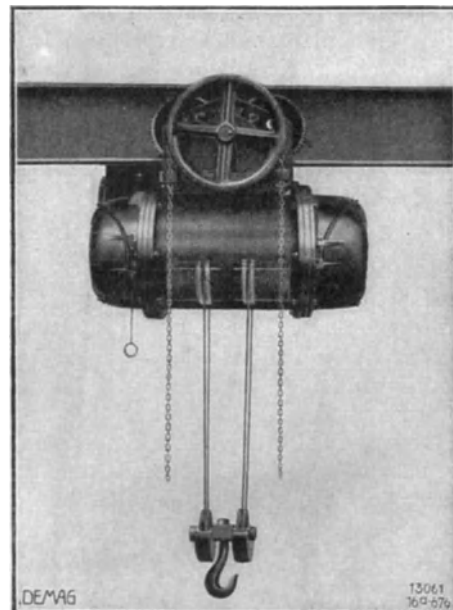


Abb. 46. Elektroflaschenzug mit Handfahrantrieb.

Windensteuerung und Bremse können leicht von einem Führer gehandhabt werden (Abb. 44). Fehrbare Dampfwinden dieser Art können Maschinenleistungen von 5–20 PS und Hubkräfte von 1–4 t erzeugen; sie bilden den

üblichen Antrieb der Dampfrahmen mit Freifallbären, finden aber gelegentlich für allgemeine Bauzwecke gute Verwendung.

In den letzten Jahren hat sich eine besondere Art von kraftangetriebenen Winden Eingang zur Baustelle verschafft, es ist der sog. Elektroflaschenzug, ein Mittelglied zwischen Winde und Flaschenzug. In ein walzenförmiges Gehäuse sind zusammengesachtelt Elektromotor, Zahnradübertragung, Windentrommel und Anlaßvorrichtung (Abb. 45). Durch den gedrängten Zusammenbau nehmen diese eigenartigen Hebezeuge, die für Hubleistungen von 250—5000 kg bei 0,3—0,1 m/sec Geschwindigkeit geliefert werden, so wenig Platz in Anspruch, daß man sehr oft dort, wo man mit Kränen und Bauwinden nicht ankommt, sich mit Elektroflaschenzügen sehr gut helfen kann, sofern nur ein geeigneter Punkt zum Anbringen des Flaschenzuges vorhanden ist. Elektroflaschenzüge werden auch auf Schienenträgern fahrbar eingerichtet, und zwar entweder durch Kettenantrieb von Hand (Abb. 46) oder elektrisch betrieben, wozu natürlich bei längeren Strecken Schleifleitungen nötig werden. Abb. 47 zeigt einen solchen selbstfahrenden Elektroflaschenzug mit Führersitz für Baustoffförderung.

Die kraftangetriebenen Bauwinden kann man, wie es bei den Handwinden schon gezeigt war, am besten in Verbindung mit Gerüsten verwenden, die es ermöglichen, zur besseren Hubausnutzung eine Seilrolle hoch anzubringen, wie es z. B. bei den später noch zu besprechenden Rammgerüsten der Fall ist. Um einen größeren Arbeitsbereich für die

Hubzwecke auszunutzen, ist es noch vorteilhafter, einen mehr oder minder steil gestellten Ausleger schwenkbar an einem festen Gerüst anzubringen (Derrickkran). Auch der Einbau einer festen oder auf Schienen verfahrbaren Winde auf einem Bockgerüst, das seinerseits entweder fest oder auch verschiebbar eingerichtet werden kann, ergibt einen großen Arbeitsbereich für solche Hebezeuge. Derartige Ausleger- oder Bockgerüste können aus Eisen oder Holz für Tragkräfte bis zu etwa 15 t konstruiert sein. Abb. 48 zeigt ein laufkranartiges Bauhebezeug für 5 t Tragkraft bei 20 m Spannweite, das auch elektrisch verfahrbar ist. Die Benutzung kraftangetriebener Bauwinden mit getrennt aufgestellten Auslegergerüsten hat den Vorteil, für verschiedene Bauzwecke jeweils passende Anordnungen treffen zu können, besonders wenn man schwere, sperrige Stücke zu heben hat, wobei es auf Geschwindigkeit keineswegs ankommt; will man dagegen ein stets fertiges Hebegerät

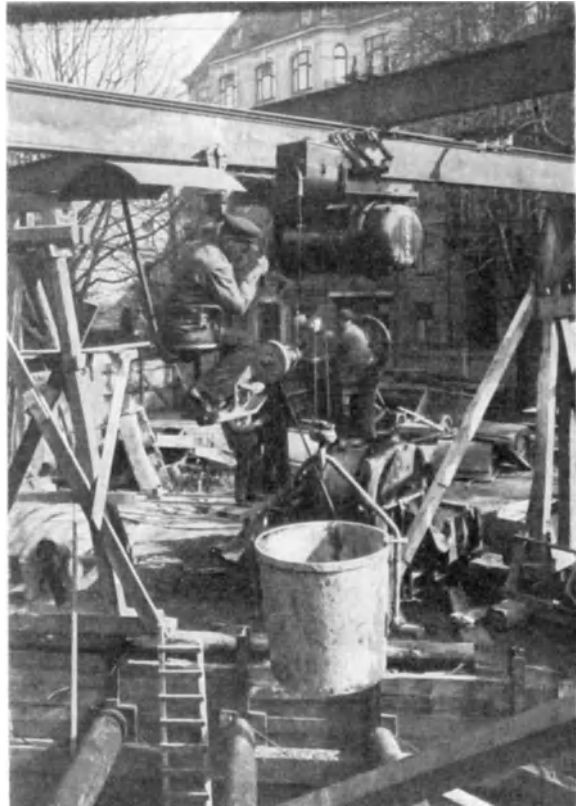


Abb. 47. Elektroflaschenzug mit Führersitz für Baustoffförderung.

mit guter Förderleistung haben, so muß man jene Vereinigung wählen, die den Kraftantrieb mit der Winde und dem Ausleger, auf einer drehbaren Plattform, fest verbindet, und die man gemeinlich mit dem Namen „Drehkran“ bezeichnet. Der Sprachgebrauch des Wortes „Kran“ ist im Bauwesen



Abb. 48. Fahrbarer Laufkran für Bauzwecke.

sehr schwankend, da oft schon jede beliebige jederzeit anders zu benutzende Zusammenstellung von Flaschenzügen oder Bauwinden mit Ausleger- oder Bockgerüsten als Kran bezeichnet wird. Wir folgen hier der Übung, nur organisch zusammengehörige in ihren Teilen nicht einzeln verwendbare Hebeanlagen als Kräne zu bezeichnen.

Baukräne.

Die Drehkräne, ursprünglich für die Zwecke des Güterumschlages entwickelt, haben sich in den letzten Jahrzehnten in steigendem Maße das Gebiet des Tiefbaues und damit auch der Gründungsbauten erobert. Ihre Hauptvorteile sind einfache Montage und Bedienung infolge des gedrängten festen Zusammenbaues von Antrieb, Winde und Ausleger, sodann großer Arbeitsbereich, der nicht nur eine Kreislinie oder -fläche, sondern bei fahrbarer Anordnung beliebig langgestreckte Flächen umfaßt. Als Antrieb kommt Handbetrieb, Dampfmaschine, Elektromotor oder Verbrennungsmotor in Frage. Für gelegentliche Hubleistungen nicht zu großer Last und Hubgeschwindigkeit (etwa 0,5—2 t bei 0,1—0,2 m in der Sekunde) ist der Handdrehkran noch beliebt. Unter den kraftangetriebenen Drehkränen spielt der Dampfkran bislang die größte Rolle. Er ist mit seiner Dampfkesselanlage unabhängig von anderen Kraftquellen und sehr elastisch im Betriebe. Nachteilig wird man allerdings bei ihm empfinden, daß er nicht immer gleich betriebsbereit ist — das Anheizen des Kessels dauert $\frac{1}{2}$ —1 Stunde — oder aber, wenn er betriebsbereit gehalten werden muß, dies nur mit kostspieligem Unter-Dampfhalten des Kessels möglich ist. Der elektromotorisch betriebene Baukran hat dagegen den großen Vorteil der steten Betriebsbereitschaft, sofern ein zuverlässiger Stromanschluß vorhanden ist, außerdem ist sein Betrieb bequem, sauber, geräuschlos und praktisch ungefährlich. Besonders mit Gleichstromhauptstrommotoren betrieben ist er außerordentlich anpassungsfähig an

die verschiedenen Lasten. In den letzten Jahren macht sich auch der Verbrennungsmotor als Baukranantrieb bemerkbar; stete unabhängige Betriebsbereitschaft sind seine guten Seiten, doch kann man ihm hinsichtlich Überlastungsfähigkeit und Unempfindlichkeit nicht soviel bieten, wie Dampf- und elektrischen Kränen. Die Leistungen dieser kraftangetriebenen Baukräne liegen meist zwischen 1–5 t Tragkraft, 5–10 m Ausladung, 0,2–1 m sekuncl. Hubgeschwindigkeit, ohne daß diese Zahlen nach oben oder unten begrenzt wären.

Oft sind die Drehkräne mit einer Verfahrbarkeit auf Schienen (Gleisspur 2–3 m) ausgerüstet, indem ihr Drehgestell auf einem mit Spurkranzlaufrollen versehenen Unterwagen ruht; man nennt sie Rolldrehkräne. Einige Typen bevorzugen dabei das Eisenbahnnormalspurgleis, um damit eine gewisse Freizügigkeit zu erhalten. Eine sorgfältige Beachtung verlangen die Rolldrehkräne hinsichtlich ihrer Kippsicherheit. Da sie nicht fest verankert sind, wird ihre Standfestigkeit durch ihr Gegengewicht bestimmt. Aus wirtschaftlichen Gründen wählt man dieses nicht schwerer, als zu einer $1\frac{1}{4}$ – $1\frac{1}{2}$ fachen Überlastbarkeit nötig ist. Man kann diese Standsicherheit zwar durch Schienenzangen, die den Kran an sein Fahrgeleis anklammern, vergrößern, bei vielseitigem Fahrbetrieb wirkt das aber sehr störend. Man Sorge daher stets dafür, daß die Höchstlasten zuverlässig innegehalten werden und daß die Fahrgeleise sauber und wagerecht verlegt sind. Schon mancher Baukran ist bei fahrlässiger Gleisverlegung umgekippt.

Die zu hebenden Lasten werden auf verschiedenste Weisen ge-

faßt: Durch Seil- oder Kettenschlingen bei Balken und Trägern, durch Zangen bei Holzstämmen u. ä., durch Kniehebelklammern bei schweren Steinklötzen, durch Kübel und Kippgefäße bei Sand, Kies, Beton, Mörtel, Bodenaushub usw. Kübel mit Fassungsvermögen von $\frac{1}{2}$ – $1\frac{1}{2}$ cbm werden vorteilhaft mit verriegelbarer Bodenklappe versehen, da auf diese Weise durch einen Schlag gegen den Riegel der Kübel sich entleeren kann, ohne seine Lage zu verändern.

Sind große Mengen von schüttbarem Bodengut (Sand, Kies, Erde, Steingeröll u. ä.) aus der oder in die Baugrube zu befördern, so kommt ein Betrieb mit Greifern in Frage. Da der Greiferbetrieb eine immer größere Rolle im Grundbau spielt, so lohnt es sich, näher auf seine Wirkungsweise einzugehen. Ein Greifer (vielfach auch Selbstgreifer genannt) ist ein lastfassendes Gefäß, das aus zwei auseinanderklappbaren Schalenhälften besteht (Abb. 49a). Die Schalenhälften können durch einen Flaschenzug zusammengeholt werden und dadurch das Schüttgut in sich hineinraffen; sie öffnen sich, sobald der Flaschenzug nachgelassen wird. Man kann den geschlossenen Greifer am Flaschenzugseil heben (Einseilgreifer), kann ihn aber dann nur öffnen, wenn man ihn in bestimmter Höhe in einer Fangglocke festsetzt und das Flaschenzugseil nachläßt (Abb. 49b). Diese einfachen billigeren Greifer können also nur aus der durch die Fangglocke bestimmten Höhe sich entleeren. Will man den Greifer in jeder beliebigen Höhe während des Hebens und Senkens öffnen und schließen können, so kommen verwickeltere Steuerungen in Frage, von denen hier nur die einfachere erwähnt werden kann, die auch durchweg in Baukränen Anwendung findet, falls nicht

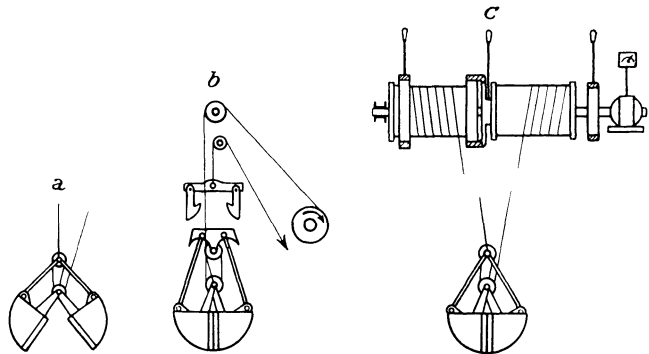


Abb. 49. a Wirkungsweise des Greifers, b Einseilgreifer mit Fangglocke, c Zweiseilgreifer.

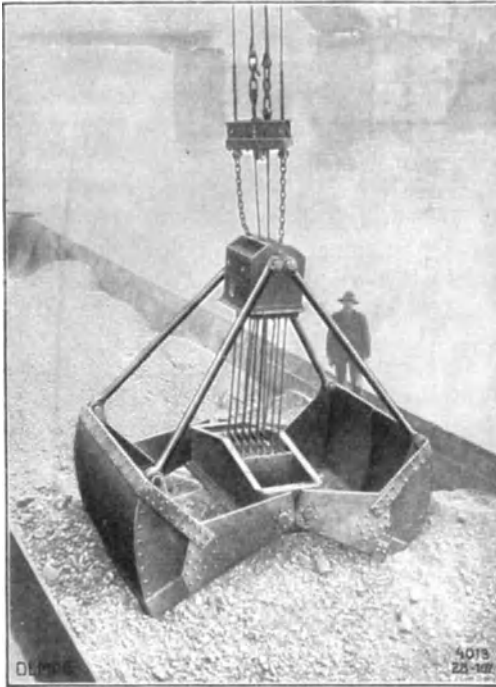


Abb. 50 a. Kiesgreifer geöffnet, vor dem Füllen
(Demag A.-G. Duisburg.)



Abb. 50 b. Kiesgreifer geschlossen, nach dem Füllen.

die gewünschte Höhe der Leistung auch an die Steuerung noch höhere Ansprüche stellt. Grundlegend bei diesen Steuerungen ist, daß der Greifer von zwei Seilzügen betätigt wird (Zweiseilgreifer). An dem einen Seil hängt der Greifer (Halteseil), das andere Seil bewirkt Öffnen und Schließen des Greifers (Schließseil). Das Halteseil ist um eine Windentrommel geschlungen, während das Schließseil, das durch den Flaschenzug des Greifers läuft, durch eine zweite Trommel bewegt wird (Abb. 49c). Sind beide Trommeln durch Betätigung einer Kupplung fest miteinander verbunden und drehen sich im Hubsinn oder Senksinn, so hebt oder senkt sich der Greifer. Hält man dagegen mit einer Bremse die Halteseiltrommel fest und bewegt nur die Schließseiltrommel in dem einen oder anderen Sinne, so schließt oder öffnet sich der Greifer. Die Handbetätigung der Bremsen und Kupplungen verlangt einen gewissen Kraftaufwand, weswegen die so gesteuerten Zweiseilgreifer praktisch am besten nur bis zu 6 t Gesamttragkraft benutzt werden. Darüber hinaus kommen Steuerungen mit elektrisch betätigten Bremsen und Kupplungen und mehreren Motoren in Frage; für gewöhnlich reicht im Baubetrieb die einfache Zweiseilsteuerung aus. Als Zugorgan für den Greifer wird jetzt das Seil gegenüber der Kette bevorzugt, da es zuverlässig ist und für Scheiben und Trommeln kleinere Abmessungen zuläßt. Einseilgreifer lassen sich an jedem Kran, falls er die genügende Tragkraft besitzt, anbringen; Zweiseilgreifer verlangen aber von vornherein ein besonderes Windwerk, was bei der Anschaffung von Baukränen wohl zu beachten ist. Die im Baubetrieb zur Förderung von losem Schüttgut üblichen Greifer

haben ein Fassungsvermögen von $\frac{1}{2}$ — $1\frac{1}{2}$ cbm, entsprechend einer Nutzlast von 1—3 t. Da der Greifer selbst wegen der bei ihm nötigen schweren Ausführung

rund ebensoviel wiegt, wie er fassen kann, so bedingen diese Nutzlasten an den Kränen Gesamttragkräfte von 2—6 t. Abb. 50a und b zeigen einen Greifer für Kies, Sand u. ä. in seiner Arbeitsweise. Sind Steinbrocken oder Gerölle zu greifen, dann kommen schwerere Ausführungen mit besonders ausgebildeten Schließkanten in Frage. Über Greifer, die sich selbst den zu befördernden Boden losgraben müssen und ihre Kräne (Greifbagger) ist im Kapitel über Baggermaschinen ausführlich berichtet.

Als Vertreter der beliebtesten Baukranarten seien im folgenden ein fahrbarer Rolldrehkran für Handbetrieb und ein normalspuriger Dampfdrehkran kurz beschrieben.

Abb. 51 läßt genau erkennen, wie auf dem Unterwagen, der eine Kreisschiene trägt, mittels Ritzelantrieb und Zahnkranz um einen Königszapfen die Plattform, auf welche Winde und Ausleger aufgebaut sind, geschwenkt werden kann. Hub-, Fahr- und Schwenktrieb geschieht durch Handkurbel und Zahnrädervorgelege.

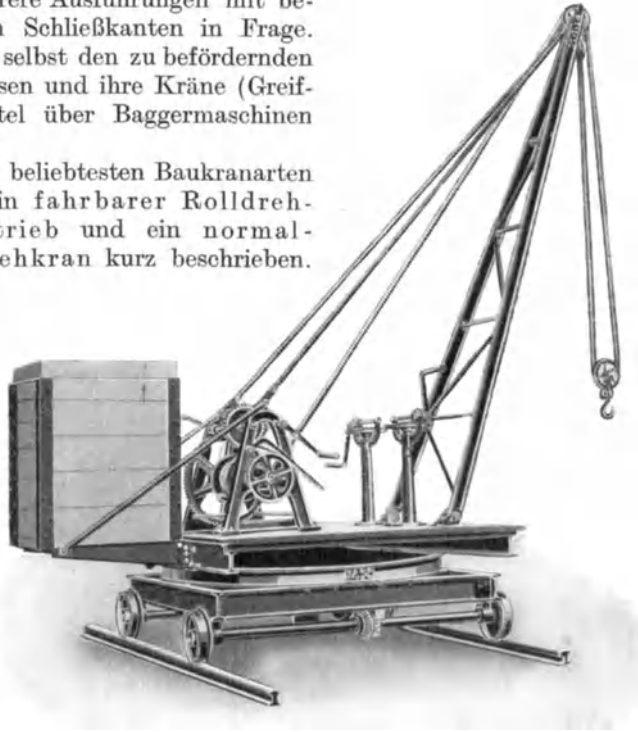


Abb. 51. Fahrbarer Handdrehkran für Bauzwecke. (K. Peschke, Zweibrücken.)

Das Gegengewicht wird durch einen Kasten gebildet, den man erst an der Gebrauchsstelle mit Schrott, Steinbrocken oder Sand anfüllt. Die Leistung dieser leichten, bequem zerlegbaren Kräne wird auf 2—5 t Tragkraft und 3—4 m Ausladung beschränkt sein. Vorteil-

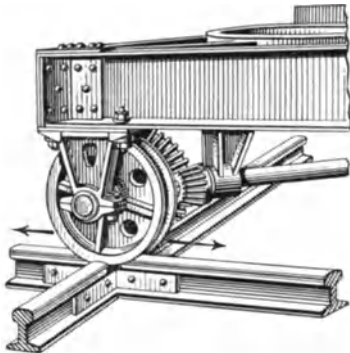


Abb. 52 a. Verstellbare Kranunterwagen-Rollen.

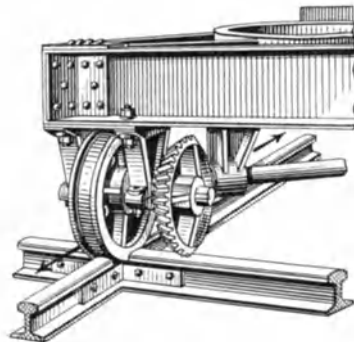


Abb. 52 b. Desgl. um 90° verstellt.

haft ist bei manchem Unterwagen solcher Kräne die Anordnung, daß man durch verhältnismäßig einfaches Umsetzen seiner Rollen um 90° ihn auch für ein Gleis fahrbar machen kann, das rechtwinklig das erstbenutzte Gleis kreuzt (Abb. 52a und b). Man kann somit eine Baugrube von mehreren Seiten durch

einen Kran bedienen, soweit sich ihre Arbeitsseiten rechtwinklig zueinander anlegen lassen.

Der in Abb. 53 gezeigte Dampfdrehkran für Normalspurgleise weist erheblich größere Leistungen auf. Abgesehen von der sehr viel höheren Arbeitsgeschwindigkeit kann seine Tragkraft bis auf 6 t gebracht werden bei einer Ausladung von rd. 5 m; bei vergrößerter Ausladung sinkt natürlich bei gleichbleibender Kippsicherheit die Tragkraft und beträgt bei 9 m Ausladung noch 2 t.

Die Verstellbarkeit des Auslegers, die an Halteseilen geregelt wird, vermehrt vorteilhafterweise den Arbeitsbereich gegenüber solchen Kränen, die nur einen feststehenden Ausleger haben. Das Kranhaus, das mitsamt dem Ausleger auf der drehbaren Plattform befestigt ist, birgt Dampfkessel und die Zwillingsdampfmaschine in sich, die mittels Kupplungen nach Wahl auf das Windwerk oder das Fahr- oder Drehwerk umgeschaltet werden kann. Als Dampfkessel wird gewöhnlich ein stehender Quersiederkessel gewählt, der bis zu 8 atü Dampfdruck entwickelt. Entsprechend den Geschwindigkeiten (Heben: 10–30 m i. d. Min., Drehen: zweimal i. d. Min. und Fahren: 40–60 m i. d. Min.) wird eine Dampfmaschinenleistung bis zu 25 PS benötigt. Die Kessel müssen natürlich staatlich geprüft und abgenommen sein, doch bedarf es für die Kranführer keines behördlichen Zulassungsscheines,

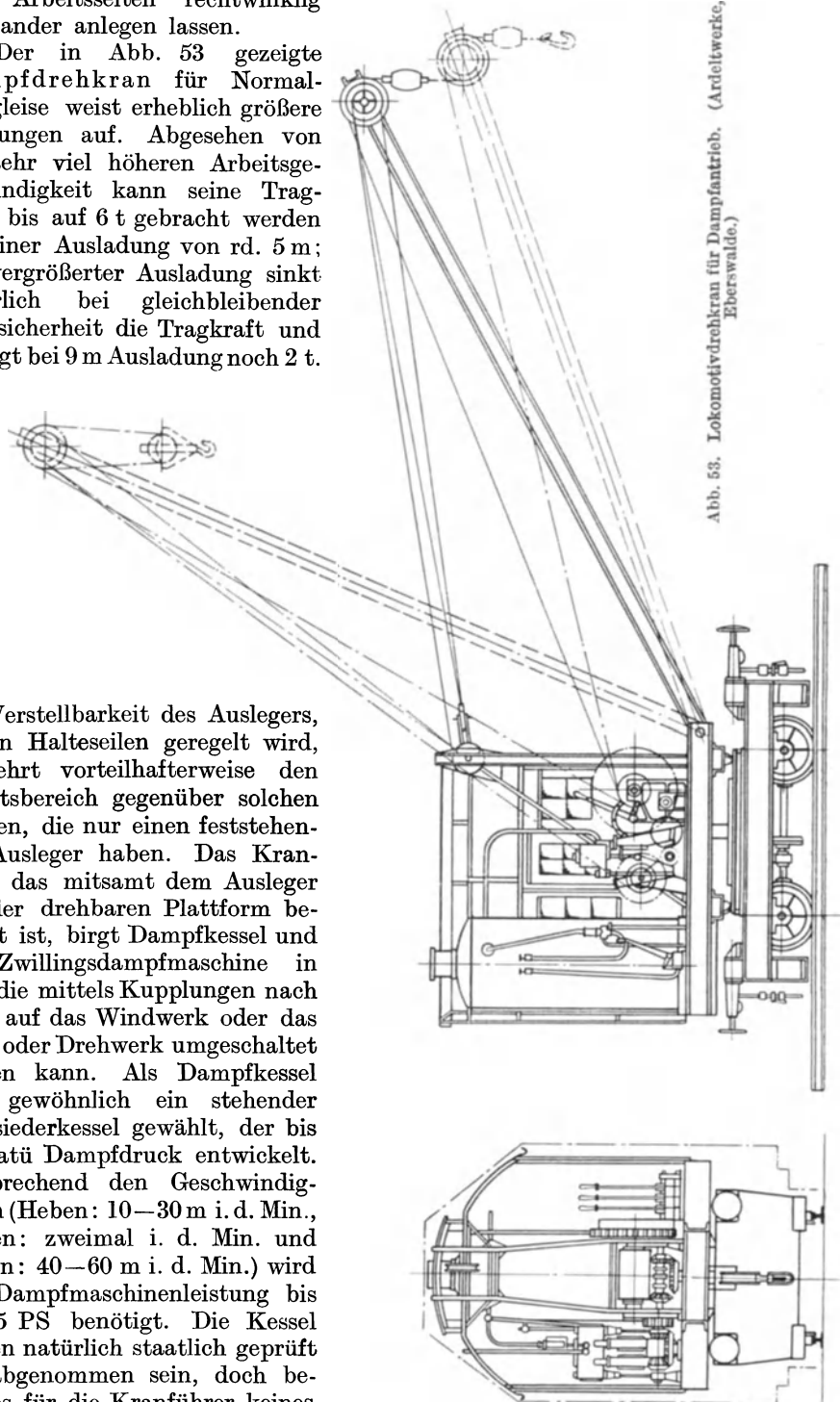


Abb. 53. Lokomotivdrehkran für Dampfantrieb. (Arbeitswerke, Eberswalde.)

außer daß sie die Heizerprüfung abgelegt haben müssen, so daß einigermaßen gewissenhafte, zuverlässige Leute ohne Fachbildung leicht angelernt werden können. Sollen die Dampfdrehkräne für Greiferbetrieb ausgebildet werden, so müssen nach dem oben Gesagten besondere Vorrichtungen dafür getroffen werden (Einseilsystem mit Fangglocke, Zweiseilssystem mit zwei getrennt steuerbaren Windentrommeln), deren Bedienung größere Anstrengung und Aufmerksamkeit verlangt. Beim Fördern von Schüttgut mit dem Greifer können mit den gewöhnlichen Baudampfkränen Stundenleistungen von 50—80 t erzielt werden.

Ein Hauptvorteil des normalspurigen Dampfdrehkranes ist seine Verwendungsmöglichkeit als Zugmaschine für Eisenbahnwagen, was bei ausgedehnten Baustellen mit Gleisanschluß von Nutzen sein kann (Lokomotivkran). Kann oder soll ein Schienengleis als Fahrbahn für einen Baudampfkran nicht benutzt werden, so werden solche Kräne auch mit Raupenkettens-Fahrtrieb ausgebildet (Abb. 54). Lokomotivkräne mit elektr. Antrieb durch Akkumulatoren kommen für den Baubetrieb nicht in Frage, während unter den zum Antrieb brauchbaren



Abb. 54. Greiferkran auf Raupenkettens. (Ardeltwerke, Eberswalde.)

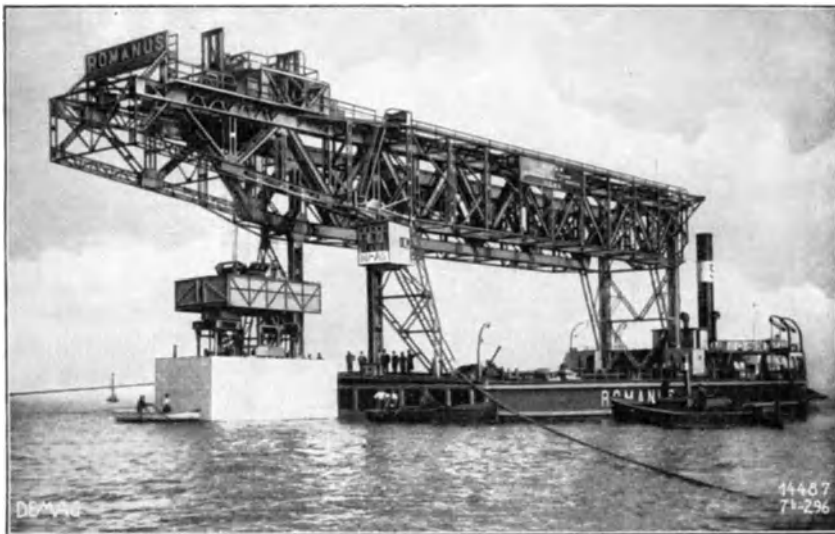


Abb. 55. Schwimmkran für 400 t Tragkraft. (Demag, Duisburg.)

Verbrennungsmotoren der Dieselmotor eine größere Bevorzugung verdient, falls man ihm eine nur einigermaßen pflegliche Behandlung angedeihen lassen kann. Der Vorteil der Dieselmotorenkräne gegenüber Dampfkranen ist Wegfall des Anheizens und Unterdampfhaltens, Wegfall der Kesselgenehmigung. -revision und -reinigung, geringere Feuer- und Explosionsgefahr. Da sie aber nicht gut überlastbar sind, so wähle man ihre Leistung etwa um 50 % größer als wie sie sich

für Dampftrieb ergeben würde. In Nordamerika hat man die Freizügigkeit von Baukränen soweit entwickelt, daß sie, eingebaut auf schweren Automobilfahrgestellen, mit etwa 20 km Stundengeschwindigkeit von Baustelle zu Baustelle

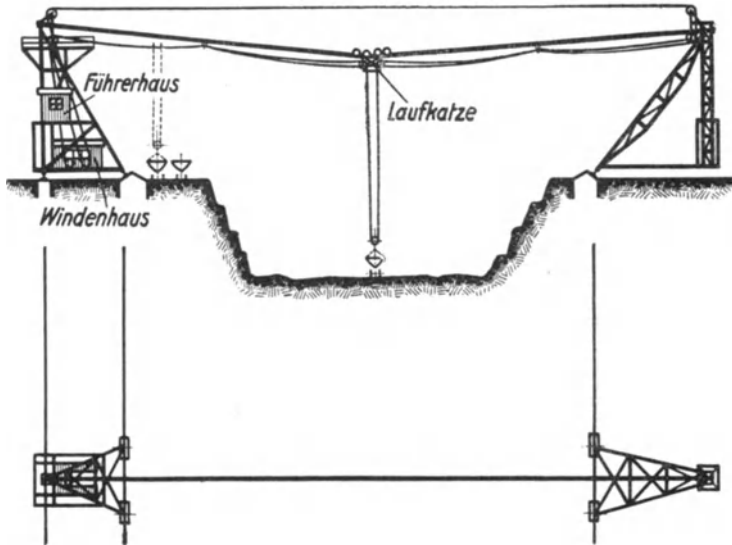


Abb. 56. Grundsätzliche Anordnung des Kabelkranes über einer Baugrube (Bleichert A.-G. Leipzig.)

gelangen können. Mit einem etwa 50-PS-Benzolmotorantrieb können sie Lasten von 2–5 t mit 0,8–0,4 m/sek-Geschwindigkeit heben. Wie verschiedenartig übrigens Ausführungsart, Betriebsform und Leistungsfähigkeit von Baukränen

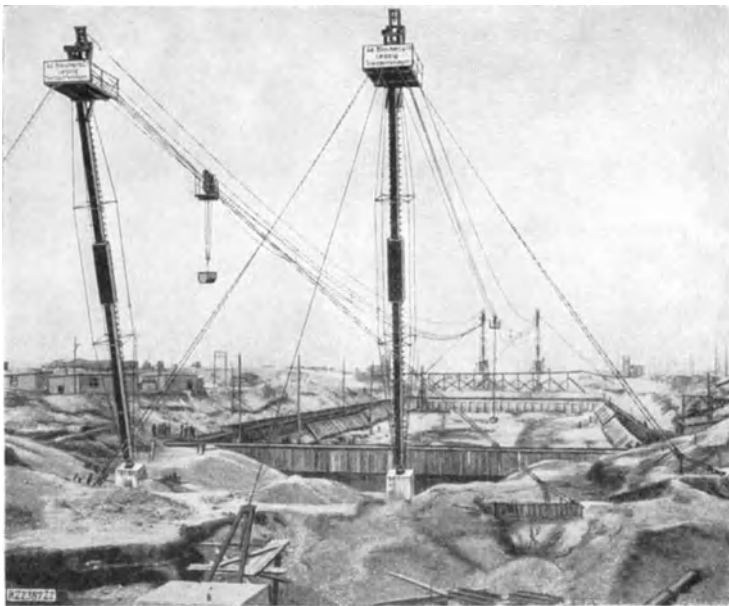


Abb. 57. Kabelkräne über einer Baugrube (nach Z. V. D. I. 1927).

sein können, zeigte das Beispiel eines Riesenschwimmkrans zum Bau von Kai-mauern und Molen. Dieser gigantische Baukran (Abb. 55) ist unter Mitwirkung der Demag-A.-G. Duisburg für italienische Bauzwecke (Hafen von Bari) geliefert

worden. Das Kranschiff ist 60 m lang, 30 m breit und trägt einen Brückenkran mit Laufkatze für 400 t Tragkraft. Die Katze hat eine besondere Vorrichtung, um so schwerere Betonklötze richtig anfassen zu können. Um den in so riesigen Abmessungen vorbereiteten Bauteil ungehindert zu Wasser bringen zu können, hat der Brückenträger eine entsprechende Ausladung. Auf dem Schiffe können der Länge nach 3 Betonblöcke von je 12 m Länge untergebracht werden.

Sind sehr große Baustellen für Gründungsarbeiten mit Hebezeugen zu bestreichen, z. B. Schleusenbauten, wobei Längen- und Breitenausdehnung mehrere 100 m beträgt, so reichen natürlich Drehkräne nicht mehr aus, falls man sie nicht überall in der Baugrube verfahren kann. Das ist meist aus Gründen des Platzbedarfs nicht möglich, andererseits ist es wirtschaftlich nicht denkbar, eine so große Baugrube mit Gerüsten zu überspannen, auf denen fahrbare Winden (Laufkatzen) oder Kräne angeordnet sind. In solchen Fällen wendet man sog. Kabelkräne an. Nach der Prinzipskizze in Abb. 56 ist die Baugrube mit einem oder mehreren Tragseilen überspannt, die an den Seiten auf festen oder fahrbaren Gerüsten mit Gewichtsausgleich angebracht sind. Solche Gerüste können

aus Holz oder Eisen zusammengebaut sein, eine der Stützen kann eine Pendelstütze sein, die durch ihr Eigengewicht das Tragseil anspannt. Auf diesem fährt eine Laufkatze, die bei Tragkräften bis zu 5 t und mehr die Fördergefäße für Baustoffe

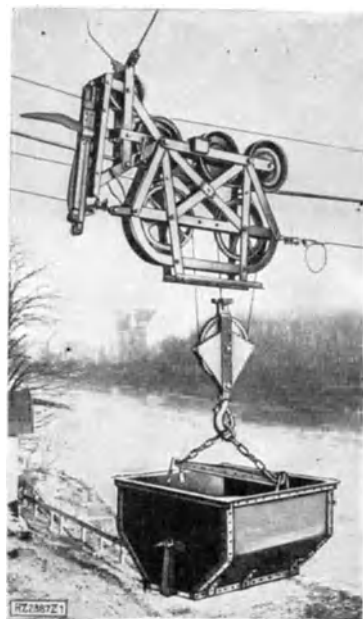


Abb. 58. Kabelkran-Seillaufkatze
(nach Z. V. D. I. 1927).

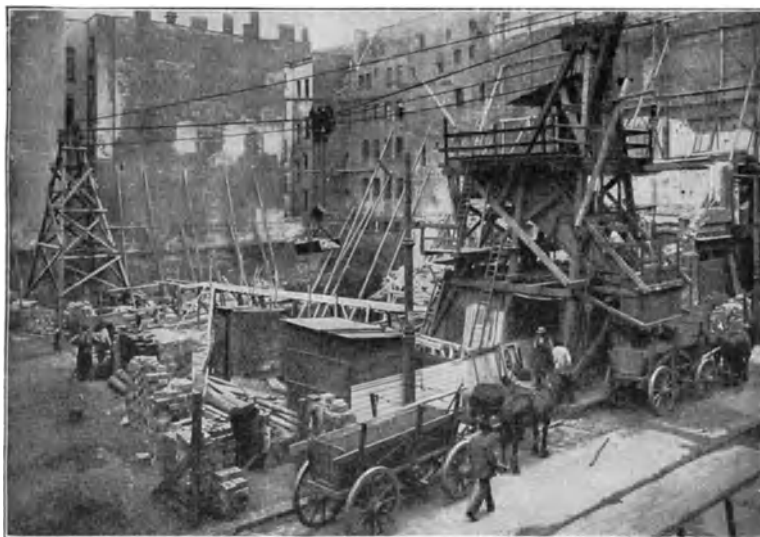


Abb. 59. Kabelkran beim Häuserbau.

o. dgl. trägt. Man ist davon abgekommen, die Laufkatzen mit einem Führerstand für die Steuerung der Hub- und Fahrbewegung zu versehen, sondern steuert diese Bewegungen von der Windenanlage aus, die sich auf einem der Stützgerüste

befindet. Hub- und Fahrbewegung können entweder mit einem Seilsystem oder durch zwei getrennte Seilzüge bewerkstelligt werden; bei dem einen System ist die Windenanlage, bei dem andern die Seilanlage verwickelter. Da Hub- und Fahrseile bei sehr großen Längen unzulässigen Durchhang aufweisen, muß man sie durch verschiebbare Rollen, die auf dem Tragsseil reiten (sog. Reiter), stützen, ohne daß die Katzenbewegung dadurch behindert wird. Abb. 57 und 58 zeigen die Gesamtanordnung und die Laufkatze eines Baukabelkranes. Sogar für kleinere Gründungsbauten (Häuserbau) eignet sich der Kabelkran, wie Abb. 59 zeigt. Die führende Firma für Kabelkräne ist die Adolf Bleichert & C.-A.-G. Leipzig.

In sehr großen Gründungsbaustellen sind in der letzten Zeit bei Kabelkränen mit 250—320 m Spannweite Förderleistungen (Betoneinbringen) von 25—45 cbm in der Stunde bewerkstelligt worden.

Aufzüge und Elevatoren.

Während man mit den bisher beschriebenen Kränen Förderleistungen hervorbrachte, die neben dem hauptsächlich bezweckten Hub auch mehr oder weniger



Abb. 60. Baugrubenaufzug (Allgem. Baumaschinen G. m. b. H., Leipzig-Wien.)

eine Bewegung in wagerechter Richtung ermöglichen, so haben die als „Aufzüge“ bezeichneten Hebezeuge den ausschließlichen Zweck, reine Hubarbeit zu leisten. Als Bauaufzüge werden sie vorzugsweise bei Hochbauten verwendet, aber auch in Baugruben und Schächten sind sie gut zu gebrauchen. Bauaufzüge sind übrigens, wie alle anderen Aufzüge, zur Anzeige bei der Baupolizeibehörde verpflichtet. Nach der vom Deutschen Reich im Juli 1926 erlassenen Aufzugsverordnung müssen sie gewissen Baupolizeivorschriften und den vom Deutschen Aufzugausschuß aufgestellten Technischen Grundsätzen genügen. Diese befassen sich unter Ziffer 81—92 besonders mit den maschinell angetriebenen Bauaufzügen. Will man vor unangenehmen Überraschungen bewahrt sein, so vergewissere man sich, ob der Aufzug nach diesen Bedingungen geliefert wird. Die Grundbestandteile eines solchen

Aufzuges sind ein senkrecht oder steil geneigtes Führungsgerüst, an dem die lastfassenden Organe, wie Plattform, Fahrkorb, Kübel oder becherartige Gefäße auf- und abgewunden werden. Die Winde ist entweder konstruktiv mit dem Führungsgerüst verbunden oder aber sie kann für sich abseits stehen und das Hubseil mittels Leitrollen an die Last heranbringen (Abb. 60). Um die mit solchen Aufzügen zu erreichenden erheblichen Förderleistungen (bei Kraftantrieb

bis zu 75 cbm stündlich) gut ausnutzen zu können, muß natürlich dafür gesorgt werden, daß am unteren wie am oberen Ende der Hubbewegung das Fördergut schnell an- und abtransportiert und schnell (am besten selbsttätig) in die lastfassenden Gefäße hineingeschüttet bzw. aus ihnen ausgeschüttet wird. Für den Erdaushub besonders ausgebildete Aufzüge besitzen Kübel, die sich am Endpunkt ihrer Bahn durch Kippen selbsttätig über eine Schüttrinne entleeren. Eine ähnliche automatische Kippentleerung haben auch die Beschickungsaufzüge, die mit manchen Betonmischern zusammengebaut sind und jene Kübelaufzüge, welche den Gießbeton auf die Gießrinnen hinaufschaffen (vgl. Abschnitt G).



Abb. 61. Bau-elevator. (Gauhe, Gockel und Co., Oberlahnstein.)

Ein dem Aufzug verwandtes, aus ihm hervorgehendes Hebezeug ist der Elevator oder das Becherwerk. Man bezeichnet mit diesen Wörtern Fördergeräte, bei denen das Huborgan (Seil oder Kette) nicht abwechselnd hebt oder senkt, sondern oben und unten um Führungsrollen laufend als endlose Sehnur auf der einen Seite nur hebt, auf der anderen nur senkt. Die kettenartigen Huborgane sind durchweg doppelt angeordnet (Abb. 61), so daß zwischen ihnen bequem die lastfassenden Gefäße angebracht werden können, die entweder allgemein zur Aufnahme von Bausteinen, Mörtelgefäßen u. ä. oder durch besondere gleichartige Hohlform (Becherwerk, Abb. 62) zur Förderung von Schüttgut eingerichtet sind. Die Führungsgerüste solcher Fördergeräte sind teils senkrecht, teils schräg angebracht. Ihre Leistung ist von Hubhöhe, Fördergeschwindigkeit, Behältergröße, Antriebsstärke u. a. m. abhängig. Gute Leistungen sind 3000 Mauersteine einschl. Mörtel oder 5—10 cbm Sand und Erde stündlich. Bei Handantrieb sinkt die Leistung natürlich erheblich unter diese Zahlen.

Ein wesentliches Erfordernis im Baubetrieb ist die wirtschaftliche Aufladung von geschüttetem Gut, von Boden, Kies, Steinen u. dgl. Im Bestreben, hier ebenfalls die Handarbeit durch leistungsfähige Becherwerke zu ersetzen, hat z. B. die Firma Heinzelmann & Sparmberg, Hannover, einen auf Raupenbändern fahrenden Auflader herausgebracht, der bei nur einem

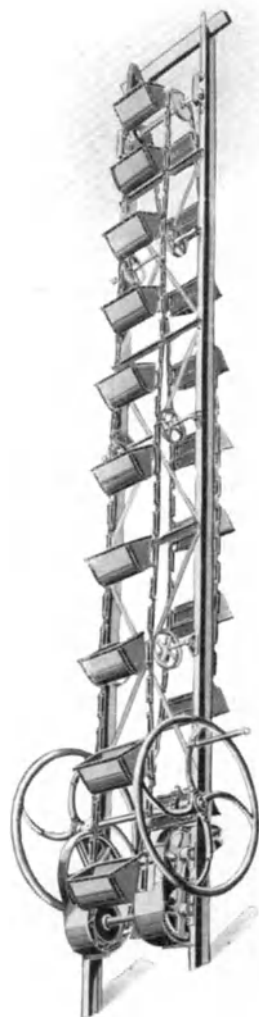


Abb. 62. Handbetriebenes Becherwerk für Baugruben.

Mann Bedienung 20—40 cbm stündlich leisten kann. Die Maschine besteht in der Hauptsache aus dem Becherwerk und einem Förderband, das auf einem schwenkbaren und in der Höhe verstellbaren Gitterausleger gelagert ist. Das Becherwerk endigt unten in einer Zubringevorrichtung, die sich aus zwei auf seiner unteren Achse angeordneten spiralförmigen Kratzern zusammensetzt, welche das Gut aus einem Streifen von 4 m Breite dem Becherwerk zuschieben (Abb. 63). Im übrigen bleibt für das Verladen schüttbarer Baustoffe der Baudrehkran mit Kübel- oder Greiferbetrieb (s. S. 281 ff.) das allgemein verwendbare Gerät.

Eine besonders hochentwickelte Abart der Becherwerke ist der Eimerkettenbagger, dessen endlose Ketten und Gefäße so stark ausgebildet sind, daß sie im Trocknen wie unter Wasser die zu beseitigenden Bodenmassen selbst losgraben können; sie sind im Abschnitt E dieses Buchteils näher behandelt.

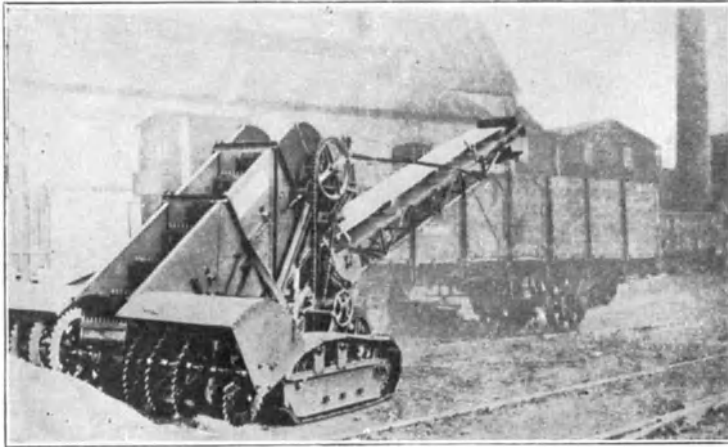


Abb. 63. Heinzelmann-Auflader.

Es möge hiermit die Besprechung der Bauhebezeuge abgeschlossen werden, obschon noch weitere Beispiele angeführt werden könnten. Gerade bei Hebezeugen wie bei Pumpen ist wegen ihrer vielseitigen Verwendbarkeit sehr schwer eine scharfe Grenze zu ziehen, wo sie mit Recht nicht mehr als Baumaschinen angesprochen werden können.

C. Horizontalförderer.

Für die Fortschaffung des ausgehobenen Erdbodens oder zur Einleitung des Abtransportes kommen neben den auf Schienen laufenden Fahrzeugen (s. S. 321 ff.) für viele Baubetriebe Gurtförderer, auch Transportbänder genannt, in

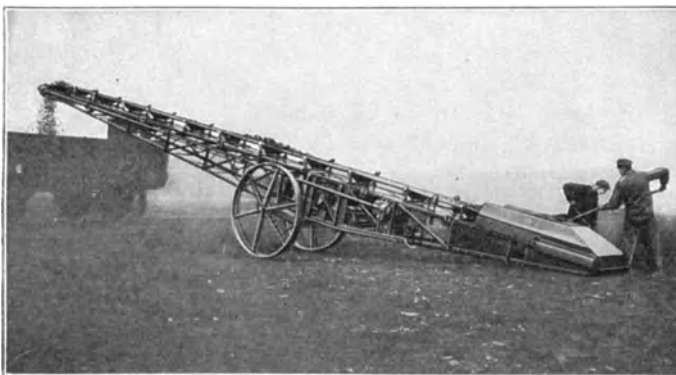


Abb. 64. Fahrbarer Gurtförderer. (Eisenwerk Weserhütte A. G. Oeynhausen.)

Frage. Gurtförderer bestehen aus einem breiten Band aus Eisen oder organischen Stoffen, das auf und um Rollen in endloser Bahn wagerecht oder geneigt läuft; sie können fest eingebaut oder fahrbar sein (Abb. 64). Bei der Besprechung der Eimerkettenbagger und der Betonier-
vorrichtungen

(s. S. 315 und 348) wird die Verwendung eines Förderbandes als Zwischenglied zum Transport der ausgehobenen Erdmassen oder des Betons u. ä. erwähnt. Gurtförderer findet man jedoch auch als selbständige Hilfsmittel in Baugruben, in denen das zulässige Gefälle für die Feldbahngleise überhaupt nicht oder nur unter erheblichen Nebenkosten geschaffen werden kann. Das tritt bei Gründungs-

bauten in räumlich sehr beschränkten oder verhältnismäßig tiefen Gruben ein, bei denen ein reiner Aufzugsbetrieb wiederum nicht in Frage kommt. Auch dann sind Förderbänder am Platze, wenn z. B. die unmittelbare Nähe des arbeitenden Baggers von Fördergleisen frei gehalten werden soll und die Bodenmassen vom Gurtförderer erst in einiger Entfernung durch Feldbahnen oder Fuhrwerk aufgenommen und fortgeschafft werden. Weiter dort, wo ein unmittelbares Beladen der Förderzüge seitlich der Baugrube aus Raummangel nicht möglich ist. Man geht nicht zu weit mit der Behauptung, daß zweckmäßig angeordnete Förderbänder, die sich je nach den örtlichen Verhältnissen in den verschiedensten Zusammenstellungsformen anwenden lassen, häufig den ganzen Abförderungsbetrieb auf Schmalspurbahnen oder Fuhrwerken überhaupt erst wirtschaftlich machen.

Aber nicht nur zur Fortschaffung von gewonnenem Boden finden Förderbänder Verwendung. Die verschiedensten Transportfragen lassen sich mit ihrer Hilfe lösen. So werden Sand, Kies, Zement, Beton und andere Baustoffe gefördert, wobei häufig längere Transportwege zu überwinden sind. Man hilft sich dann durch Hintereinanderschalten von zwei, drei oder mehr Bändern, wobei das vom hochgelegenen Ende des ersten Bandes herabfallende Fördergut vom tiefer gelegenen Anfang des zweiten Bandes aufgenommen und fortgetragen wird (Abb. 65).

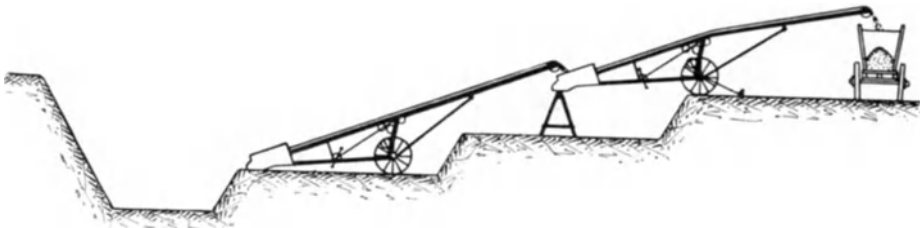


Abb. 65. Wirkungsweise gekuppelter Förderbänder.

Wird das zweite Band noch auf ein provisorisches Holzgerüst gestellt, so lassen sich schon bei Verwendung weniger Bänder beträchtliche Förderhöhen erzielen, wie Abb. 66 zeigt.

Unter den verschiedenen Ausführungsarten wird für längere Förderwege und größere Leistungen den Stahlförderbändern der Vorzug zu geben sein, falls das aufzugebene Gut trocken ist. Für schlammigen Boden ist der Transport mittels Förderbandes natürlich überhaupt ungeeignet. Stahlförderbänder gestatten auch stark geneigte Transportwege, da sie mit Querstegen oder Mitnehmern ausgerüstet werden können, um ein Gleiten des Fördergutes zu verhindern. Die Bleche, die schuppenartig übereinander greifen, sind an einer endlosen Bolzenkette befestigt, die von einem Kettenrad angetrieben wird. Die Fördergeschwindigkeit ist mit 0,3—0,5 m/sek anzunehmen. Das Beladen des Bandes erfolgt durch einen Einwurftrichter. Um ein Abrutschen des Gutes während des Förderweges zu verhindern, sind Führungswände trogartig ausgebildet oder die Tragplatten selbst sind seitlich aufgebaut.

Die Förderung von feuchtem Erdreich u. dgl. macht die Verwendung von Stahlbändern vielerorts unmöglich. Dort sind Gummigurte am Platze, die häufig durch eine entsprechende Anordnung der Tragrollen in eine muldenförmige Gestalt gebracht werden. Gummigurte haben sich vorzüglich bewährt, von vielen Seiten wird ihnen vor anderen Gurtarten, wie getränkten Baumwollgurten, Draht- und Stahlbändern usw. der Vorzug gegeben. Gummigurte sind in der Anschaffung, zumal in großen Abmessungen (bis 200 m Länge und 1 m Breite), wohl teuer, machen sich aber im Betrieb in Anbetracht des geringen Verschleißes, der niedrigen Wartekosten und des minimalen Verbrauchs an Schmiermitteln bald

bezahlt. Das Abwerfen des Fördergutes erfolgt entweder in einfachster Weise am Ende des Gurtes oder durch besondere, von Hand verstellbare Abwurfwagen,



Abb. 66. Bandförderanlage für Baustoffe.

deren wesentliche Bestandteile zwei Umführungsrollen bilden, um die der Gurt S-förmig herumgeleitet wird. Das Fördergut wird dabei durch seitlich angebrachte



Abb. 67. Bandförderanlage für Bodenaushub.

Rutschen abgezogen. Die für den Antrieb notwendige Gurtspannung wird dem Band durch einen Spannwagen erteilt, der durch angehängte Gewichte die Anzugskraft erhält.

Um die Förderbänder im Baubetriebe allgemein verwendbar zu machen, war es notwendig, ihnen Fahrbarkeit zu verleihen. Diese wird erreicht durch Einfügung des Bandes in eine Eisenfachwerkkonstruktion, die auf einem Paar breiter Laufräder ruht. Fügt man noch ein Paar kleinerer Steuerräder hinzu, so kann man das Gerät selbstfahrend machen, indem der zum Bandantrieb dienende Motor unter Betätigung einer Kupplung als Fahrmotor verwendet wird. Diese Anordnung ist z. B. bei den Bandförderern getroffen, die bei den Bauarbeiten der Hamburger Untergrundbahn Verwendung fanden. Abb. 67 zeigt diese Förderanlage im Betrieb, in welchem auf einem 30 m langen Transportweg der gebaggerte Boden um 2,50 m gehoben wird. Vom letzten Gurt wird das Gut auf ein wagerecht liegendes, um 180° schwenkbares Band geleitet, das so lang ist, daß es die auf zwei seitlichen Bahngleisen stehenden Förderzüge bestreichen kann. Während der erste Zug auf dem einen Gleis beladen wird, kann der Leerzug auf dem anderen Gleis heranzufahren. Das wagerechte Förderband wird nach Beendigung der Ladung des ersten Zuges ohne Unterbrechung der Baggerarbeit zur Bedienung des zweiten Förderzuges herumgeschwenkt.

Sind auf einer Baustelle die Förderwege zu lang, als daß mittels Transportbandes die Baustoffe von der Anlieferungsstelle zum Verwendungsorte geschafft werden könnten, und soll andererseits die Sohle der Grube von Gleisen frei gehalten werden, so ist häufig die Anordnung einer hochgelegenen Transportbahn zweckmäßig. Der auf dem Untergurt der Träger laufende Elektroflaschenzug mit Führersitz (Abb. 68) gestattet ein rasches, den Betrieb nicht störendes Fördern aller Baustoffe, ist auch insbesondere für den Transport von Ziegelsteinen geeignet. Bei Baugruben größter Abmessungen kommen für die wagerechte Förderung der Baustoffe gelegentlich Seilbahnen, häufiger aber noch Kabelkräne in Betracht, wie sie im Abschnitt „Hebezeuge“ beschrieben werden.

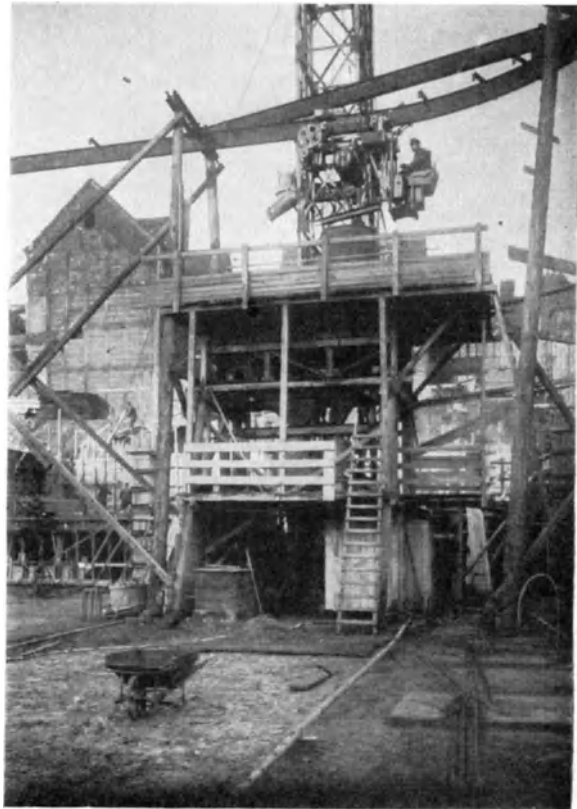


Abb. 68. Elektroflaschenzug mit Führersitz.

D. Wasserhebemaschinen.

Allgemeines.

Eine der am häufigsten vorkommenden Hilfsarbeiten bei Gründungen ist die Entfernung bzw. Spiegelsenkung des Wassers, das als Grundwasser oder Tageswasser, beim Anschlagen einer wasserführenden Ader oder sonstwie in der Baugrube sich ansammelt. Die Aufgabe wird praktisch stets lauten, daß größere

oder kleinere Mengen Wassers dauernd oder zeitweilig mehr oder weniger gehoben werden müssen, um den geeigneten Abfluß zu finden. Neben diesen, die Größe der Wasserhebeanlage bestimmenden Angaben ist oft noch die Beschaffenheit des Wassers hinsichtlich des Reinheitsgrades zu beachten. Hier wird man meist berücksichtigen müssen, daß unreine, sand- und schlammhaltige Wässer betriebssicher nur mit einfachen, unempfindlichen Geräten gefördert werden können. Bevor man sich also zur Wahl irgendeiner Art von Wasserhebemaschinen entschließt, stelle man zunächst die benötigte Leistung so zuverlässig wie möglich fest, wähle dann Maschinenarten aus, die aus Gründen der Betriebssicherheit für den vorliegenden Fall in Frage kommen. Ausschlaggebend endlich sind die Wirtschaftlichkeitsberechnungen, die ergeben, ob man die Entfernung des Wassers vorteilhafter durch kleinere, aber dauernd betriebene Anlagen, oder durch größere, nur zeitweilig betriebene besorgt, und ob Hand- oder Maschinenbetrieb in Frage kommt. Manchmal kann auch die Größe der Anlage, unabhängig von der reinen Wirtschaftlichkeit der Förderleistung dadurch bestimmt werden, daß plötzlich oder in bestimmten Zeitpunkten andringende Wasser schnell und sicher entfernt werden müssen. Bei der Betrachtung der Wirtschaftlichkeit spielt die Antriebskraft Dampf, Elektrizität, Wind usw. natürlich eine Rolle. Man wird diese Überlegungen um so genauer anstellen, je wichtiger die Frage der Entwässerung ist, oft wird sie allerdings eine so geringe Rolle spielen, daß allereinfachste, von Hand betriebene Geräte zum Wasserausschöpfen benutzt werden können.

Das Gebiet der Maschinen zur Förderung und Hebung von Wassermengen ist sehr umfangreich; hier können nur solche besprochen werden, die zur Entwässerung von Baugruben in Frage kommen. Anlagen, die zu anderen Zwecken als der Entwässerung Wasser bewegen, z. B. um Kraft zu übertragen u. ä. werden an anderer Stelle dieses Buchteiles behandelt. Bei weitem die meisten Maschinen zur Hebung und Förderung von Wasser benutzen als physikalische Grundlage den atmosphärischen Luftdruck, man bezeichnet sie als Pumpen, sie sollen auch hier an erster Stelle beschrieben werden.

Einen Überblick über die benötigte Antriebsleistung für die Wasserförderung kann man sich nach folgendem Berechnungsbeispiel leicht verschaffen; es ist dabei vorausgesetzt, daß die in der Zeiteinheit (Stunde, Tag u. ä.) zu entfernende Wassermenge bekannt ist. Die Ermittlung dieser Zahl ist nicht Sache des Maschinenfachmannes, sondern des Bauingenieurs, Geologen oder Hydrologen. Wir nehmen an, daß aus einer Baugrube stündlich 40 cbm Wasser zu entfernen sind; um freien Abfluß zu erzielen, sind sie 12 m hoch zu heben. Die theoretisch hierfür nötige Arbeit beträgt $40000 \text{ kg} \times 12 \text{ m} = 480000 \text{ mkg}$, das entspricht einer Leistung (Arbeit in der Sekunde) von $\frac{480000 \text{ mkg}}{3600 \text{ sec}} = 133 \frac{\text{mkg}}{\text{sec}}$. Da $75 \frac{\text{mkg}}{\text{sec}}$ die Leistung einer Pferdestärke (PS) darstellen, würde man zur Entwässerung dieser Baugrube also $\frac{133}{75} = 1,77$ PS als Antriebskraft benötigen, wenn nicht diese theoretisch ermittelte Zahl durch die bei allen Maschinen unvermeidlichen Kraftverluste erhöht würde. Die Verhältniszahl, die angibt, wieviel von der aufzuwendenden Antriebskraft nutzbar verwertet werden kann, der sog. Wirkungsgrad (η), liegt bei den meisten Pumpen etwa zwischen 30% und 70%. Setzen wir im Durchschnitt 50% ein, so werden wir praktisch rund 3,6 PS zum Antrieb nötig haben. In eine Formel gekleidet sieht die angestellte Berechnung so aus: $L = \frac{Q \cdot H}{75 \cdot \eta}$, wobei L die Leistung in PS, Q die Wassermenge in l, H die Förderhöhe in m bedeutet. Soll die stündlich anfallende Wassermenge nicht durch dauerndes Pumpen entfernt werden, sondern aus wirtschaftlichen oder betrieblichen Gründen in gleichen Absätzen von beispielsweise täglich 3×2 Stunden, so wird die Pumpleistung $\frac{24}{3 \cdot 2} = 4$ mal so groß wie oben angenommen werden müssen, also etwa 14 PS.

Die ganze zu bewältigende Hubhöhe von 12 m können Pumpen mit der Saugwirkung allein nicht schaffen, da theoretisch der atmosphärische Luftdruck (at) nur einer Wassersäule von rund 10 m das Gleichgewicht hält, d. h. in einer luftleer gesogenen Leitung steigt das Wasser nur 10 m hoch. In Wirklichkeit wird diese Höhe von den üblichen Pumpen nicht erreicht, da vollkommene Luftleere zumal bei behelfsmäßig verlegten Leitungen nie ganz eintritt und fernerhin auch noch Reibungs- und Beschleunigungswiderstände des in den Saugleitungen fließenden Wassers die volle Auswirkung des Luftdruckes herabsetzen. Bei bester Ausführung von Pumpen und Leitungen kann man höchstens mit 8 m Saughöhe rechnen, im Baubetriebe wird man eher noch weniger annehmen dürfen. Diese für normalen Luftdruck (760 mm Quecksilbersäule) und normale Temperatur (etwa bis 15° C) geltenden Verhältnisse verschlechtern sich noch weiter, wenn man z. B. im Hochgebirge bei kleinerem Luftdruck oder Wasser mit höherer Temperatur (heiße Quellen) zu fördern hat. Der Teil der Förderhöhe des zu entfernenden Wassers, der nicht durch die Saugwirkung der Pumpen bewältigt werden kann, muß durch die Druckwirkung derselben geschafft werden, hierbei treten in den praktischen Fällen des Baubetriebes allerdings keine Beschränkungen mehr auf.

Für das beste Ergebnis einer Wasserförderung ist neben der Güte der angewendeten Pumpe auch die Beschaffenheit der Leitungen maßgebend. Daß diese dicht und mechanisch fest sein müssen, versteht sich von selbst, zudem sollen sie möglichst kurz und schlank verlegt werden; große Länge, kleiner Querschnitt, Einbau von Krümmern und Absperrorganen vermehren den inneren Reibungswiderstand der Rohrleitungen und verringern die Förderleistung der Pumpe. Der auftretende Verlust wird durch eine Höhe ausgedrückt, um die man die Förderhöhe der Pumpe zu vermindern hat (Verlusthöhe), um ihre tatsächliche Förderleistung am Ende der Rohrleitung zu erhalten. Druck- und Saughöhenverluste halte man bei Dauerbetrieb der Pumpen klein, etwa 5—10% der gesamten Förderhöhe, bei weniger häufigem Pumpen können sie zugunsten einer dünneren, billigeren Rohrleitung bis zu 20% zugelassen werden. Nach dieser allgemeinen Einführung sollen die für den Grundbau in Frage kommenden Arten der Wasserförderungs- und Entwässerungsmaschinen im einzelnen besprochen werden:

Kolbenpumpen.

Die bekannteste und älteste Art der Pumpen ist die Kolbenpumpe. Für das Bauwesen kommt sie meist für kleinere Leistungen und Handbetrieb in Frage. Ihre Wirkungsweise läßt sich kurz an Hand der Skizze (Abb. 69) erläutern. In einem Zylinder bewegt sich luft- und wasserdicht abgeschlossen der Kolben *K*. Bewege ich ihn nach oben, so verdünne ich den Luftinhalt in Zylinder und Saugrohr, womit der auf die Wasseroberfläche *W* lastende atmosphärische Luftdruck Wasser durch das Saugrohr in den Pumpenzylinder drückt. Hat der Kolben seinen Höchststand erreicht, so bewege ich ihn wieder nach unten. Das Absinken des im ersten Kolbenhub gehobenen Wassers verhindert das im Zylinderboden angebrachte Ventil (Rückschlagklappe) *B*. Das Wasser kann dem Kolben nur entweichen, indem es durch die im Kolben angebrachten Ventile hindurchtritt und nun oberhalb des Kolbens sich ansammelt. Hat der Kolben seinen Tiefstand erreicht, so beginnt das Spiel von neuem; er saugt Wasser durch das Saugrohr an und wirft gleichzeitig die im vorigen Hub geförderte Wassermenge durch den Ausfluß *A*, da die im Kolben angebrachten Ventile nun dem Wasser den Weg zurück ins Saugrohr versperren. Die Leistung dieser Pumpe ist abhängig von Zylinderinhalt und von der Anzahl der Kolbenhübe

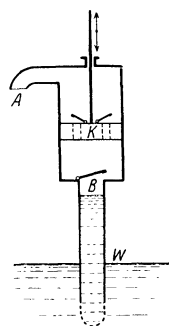


Abb. 69. Wirkungsweise der einfachen Saugpumpe.

in der Zeiteinheit. Da diese Pumpenart nur in einer Richtung des Kolbenhubes (nach oben) Wasser fördert, während durch den nach abwärts gehenden Kolben das Wasser nicht gehoben wird, so nennt man sie einfach wirkende Saug- bzw. Hubpumpe.

Will man die an sich geringe Leistung (bei Handbetrieb eines Mannes rund 60 l auf 8 m Höhe i. d. Minute) vergrößern, so muß man sie doppelwirkend gestalten, indem man den Kolben bei jedem Hub Saugarbeit leisten und ebenfalls auch das Wasser ausgießen läßt, wie aus Skizze (Abb. 70) nach dem vorher Gesagten leicht zu verstehen ist.

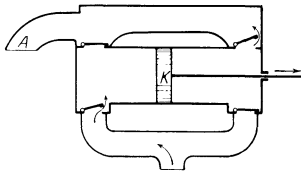


Abb. 70. Wirkungsweise der doppelwirkenden Saugpumpe.

Für den Baubetrieb ist eine Art doppelwirkender Kolbenpumpen beliebt, die aus dem Zusammenbau zweier einfach wirkender Pumpen besteht, dergestalt, daß bei jedem Hub des die beiden Kolbenstangen verbindenden Hebels Wasser angesogen und ausgegossen wird (Abb. 71). Sie leisten etwa 110–450 l i. d. Min. beim Arbeiten von 2–8 Mann am Pumpenschwengel und erreichen bei gutem Zustand von Leitung, Ventilen, Kolben usw. Saughöhen von fast 8 m. Saug- und Hubpumpen eignen sich gut, wenn der Ausguß des wegzuschaffenden Wassers etwa in Höhe des Pumpenstandortes erfolgen kann, muß aber das Wasser erheblich höher gefördert werden, ehe es Abfluß findet, so muß man eine Saug- und Druckpumpe anwenden, bei der jedem Kolbenhube eine Druck- und eine Saugwirkung entspricht. Solche Pumpen werden ebenfalls einfach- und doppelwirkend ausgeführt. Abb. 72 zeigt das Schema einer einfach wirkenden Saug- und Druckpumpe. Die Saughöhe (S) beträgt, wie schon mehrfach erwähnt, bis zu etwa 8 m, die Druckhöhe (D) kann je nach Kraftaufwand von Hand bis zu 20 m getrieben werden. Meist werden die Saug- und Druckpumpen wegen des erhöhten Kraftverbrauches für maschinellen Antrieb ausgebildet.

Bei größeren Leistungen und Kolbengeschwindigkeiten wendet man gerne zum Ausgleich der Stöße, die infolge der ungleichförmigen Bewegung der ge-

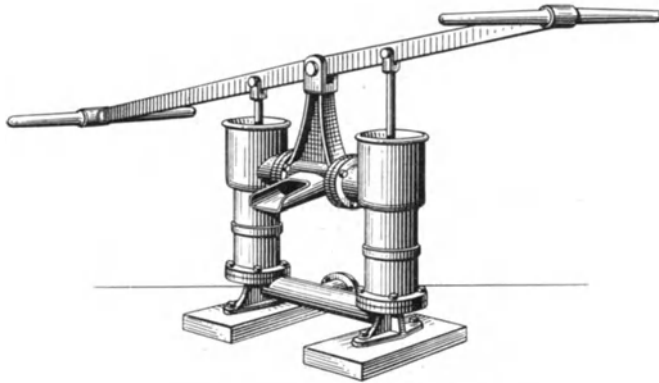


Abb. 71. Zweistufige Baupumpe.

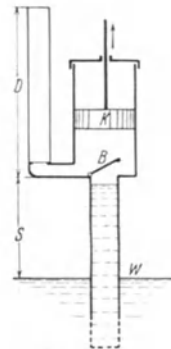


Abb. 72. Wirkungsweise der Saug- und Druckpumpe.

förderten Wassermenge entstehen, Windkessel an, die gleichsam ein federndes Luftkissen für die Wassersäule in der Druck- oder Saugleitung bilden (Druckwind- oder Saugwindkessel). Bei den für Bauzwecke üblichen Pumpen, die vielfach samt ihrem Antriebsmotor auf einem Fahrgestell untergebracht sind, ist der Windkessel stets konstruktiv fest mit der Pumpe verbunden. Maschinell angetriebene Kolbenpumpen erhalten meist Riemenantrieb oder werden mit Zahnradvorgelegen durch Elektromotoren betrieben. Sehr einfach und daher für den Baubetrieb beliebt ist jene Art von Pumpen, die ihre Kolbenbewegung un-

mittelbar von der hin- und hergehenden Bewegung eines Dampfkolbens bezieht und ohne Kurbelwellen und Schwungräder arbeitet. Da aber ein Dampfkolben in seiner Totlage sich nicht von selbst umsteuern kann, so muß bei diesen Pumpen ein zweiter Dampfkolben, der in einem benachbarten Zylinder arbeitet, kurz vor seiner Totlage den ersten Kolben umsteuern, wie auch dann der erste Kolben den zweiten wieder umsteuert. Wegen der notwendigen Doppelanordnung von Dampf- und Pumpenzylindern nennt man diese Pumpen Duplexpumpen. Abb. 73 zeigt eine Ausführung mittlerer Leistung von etwa 200—600 l in der Min., wie sie auf Baustellen für Kesselspeisung und Lieferung kleinerer Mengen Druckwassers (etwa 10—20 atü) mit Vorteil benutzt wird. Die Duplexdampfmaschine ist in der Bedienung sehr anspruchslos, ihr großer Nachteil ist aber der hohe Dampfverbrauch, etwa 40 kg/PS_h.

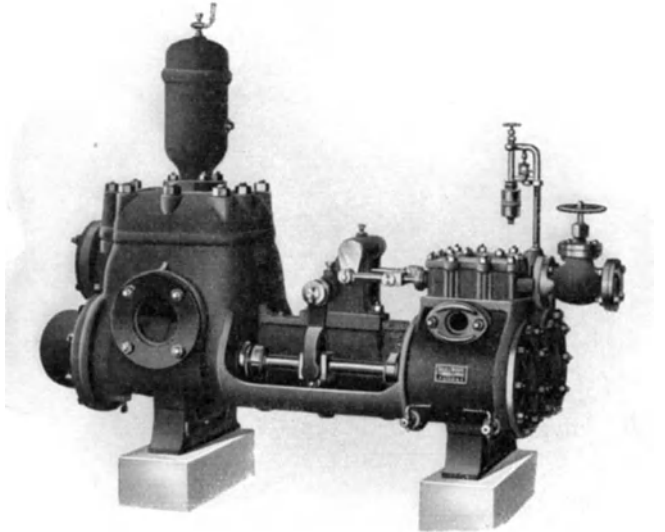


Abb. 73. Duplex-Dampfmaschine. (Weise & Monski, Halle.)

Die wichtigsten Teile der Kolbenpumpen sind Kolben und Ventile. Bei Baupumpen kommen sowohl Scheiben- wie auch Tauchkolben vor, diese sind mehr für größere Leistungen und höhere Drücke bestimmt und metallisch gegen den Pumpenzylinder abgedichtet, jene sind wegen ihrer geringeren Ausdehnung mehr für kleinere Pumpen geeignet, auch wegen ihrer einfach mittels Lederstulpen oder Hanfpackung erfolgenden Abdichtung weniger empfindlich. Ventile für Kolbenpumpen sind in verschiedenartigster Weise ausgeführt. Für Baupumpen, die immerhin nicht sehr sorgfältig behandelt werden können, eignen sich am besten leder- oder gummidichtete Klappen- oder Kugelventile. Nur bei ganz sauberem Wasser kann man auch die dichter schließenden, metallisch eingeschliffenen Kegel- oder Ringventile anwenden. Da die Leistungsfähigkeit der Pumpe stark vom guten und rechtzeitigen Abschließen der Ventile abhängt, so sollen diese zum Zwecke der Reinigung und Überholung möglichst leicht zugänglich sein. Undichte, zerbrochene, schlagende Ventile muß man so schnell wie möglich wieder in Ordnung bringen können. Bei den unmittelbar am Pumpenkörper und am Kolben angebrachten Ventilen ist das meist leicht möglich, ungünstig liegt in dieser Hinsicht das am tiefsten Punkt der Saugleitung oft angeordnete Fußventil (Abb. 74); man wähle dazu nur die zuverlässigste Ausführung.

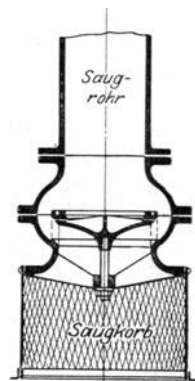


Abb. 74. Fußventil im Schnitt.

Um die Kolbenpumpen hinsichtlich ihrer wichtigsten Teile, Kolben und Ventile, unempfindlicher zu gestalten, was ja besonders für die Verwendung im Baubetriebe bei unreinen Wässern eine Rolle spielt, hat man diese Teile durch andere, weniger empfindliche zu ersetzen sich bemüht, so z. B. den Kolben durch eine

hin- und herschwingende Membrane und die Ventile durch gesteuerte Schieber u. ä. Unter diesen Ersatzarten für die klassische Kolben-Ventilpumpe hat sich für Bauzwecke besonders die sog. Diaphragmapumpe ein ausgedehntes Anwendungsgebiet erworben. In der Schnittzeichnung (Abb. 75) erkennen wir leicht den grundlegenden Konstruktionsgedanken. Das gußeiserne Pumpengehäuse ist mit einer Gummi- oder Chromledermembrane abgedeckt, die einen geringen Hub nach oben und unten ausführen kann. Beim Anheben der Membrane durch einen Handhebel tritt das Wasser durch ein Saugkugelventil im Boden des Pumpengehäuses ein, beim Niederdrücken der Membrane tritt es durch ein in der Membrane befindliches Tellerventil über dieselbe, von wo es beim nächsten Hub über den Auslauf der Pumpe hinausgedrückt wird. Mit diesem Pumpensystem kann man Saughöhen von 7—8 m sicher überwinden. Will man jedoch mit der Diaphragmapumpe unter Anwendung von Druck noch größere Förderhöhen, etwa bis 12 m, erreichen, so muß man die Ausführung wählen, die über der Membrane ein abgeschlossenes Gehäuse mit Anschlußstutzen für die Druckleitung und mit Stopfbüchse für die Hubstange besitzt. Da Membrane, Saug- und Druckventil einfach, unempfindlich und leicht zugänglich sind, eignet sich diese Pumpe ganz ausgezeichnet für das Fördern stark verunreinigter, ja schlammiger Wässer, wie sie ja in vielen Baugruben unvermeidlich sind. Die Förderleistung ist sehr beachtlich, sie hängt natürlich in weiten Grenzen von der Hubzahl, Förderhöhe und Art der Flüssigkeit ab, desgleichen davon, ob mit einfachen, doppelten oder dreifachen Pumpen, ob mit Hand- oder Kraftantrieb gefördert wird. An der einfachen Diaphragmasaugpumpe schafft ein Mann bei 2 m Saughöhe bis zu 18 cbm i. d. Stunde, größere Leistungen verlangen entsprechend mehr Arbeitskräfte,

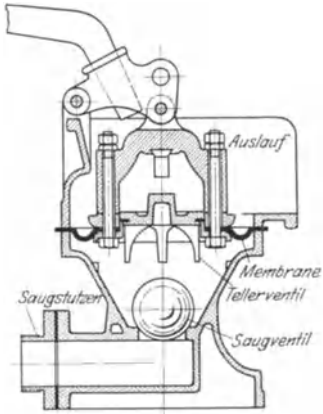


Abb. 75. Diaphragmapumpe im Schnitt.

Da Membrane, Saug- und Druckventil einfach, unempfindlich und leicht zugänglich sind, eignet sich diese Pumpe ganz ausgezeichnet für das Fördern stark verunreinigter, ja schlammiger Wässer, wie sie ja in vielen Baugruben unvermeidlich sind. Die Förderleistung ist sehr beachtlich, sie hängt natürlich in weiten Grenzen von der Hubzahl, Förderhöhe und Art der Flüssigkeit ab, desgleichen davon, ob mit einfachen, doppelten oder dreifachen Pumpen, ob mit Hand- oder Kraftantrieb gefördert wird. An der einfachen Diaphragmasaugpumpe schafft ein Mann bei 2 m Saughöhe bis zu 18 cbm i. d. Stunde, größere Leistungen verlangen entsprechend mehr Arbeitskräfte,

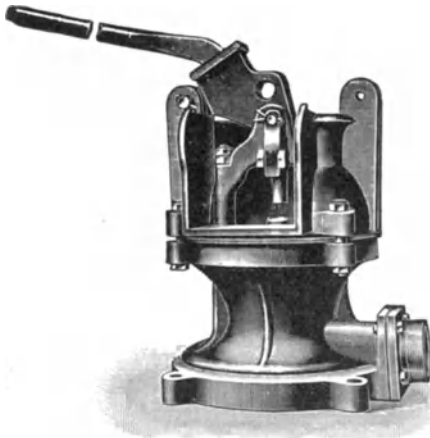


Abb. 76. Einfache Diaphragmapumpe mit Handhebelantrieb. (Hammelrath u. Schwenzer, Düsseldorf.)

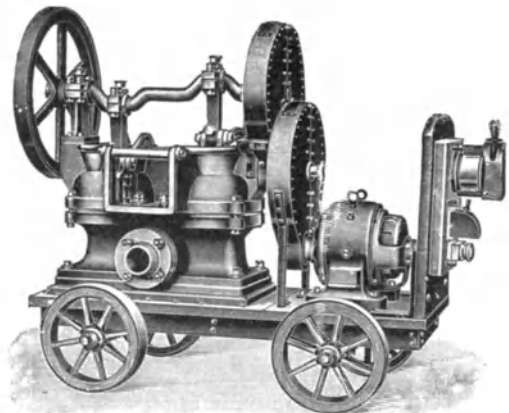


Abb. 77. Fahrbare Diaphragma-Doppelpumpe mit Motorantrieb.

von Hand kann noch als Höchstleistung 50 cbm stündlich bei 8 m Förderhöhe und 24 cbm bei 12 m Förderhöhe geschafft werden. Darüber hinaus kommen die kraftangetriebenen (Riemenscheibe oder Zahnrad) Doppel- und Dreifachdiaphragmapumpen in Frage, die bis zu 80 cbm stündlich fördern. Die Pumpen

werden tragbar und fahrbar ausgeführt, Abb. 76 zeigt die am meisten verbreitete einfache Handpumpe mit Hebelantrieb und Abb. 77 eine fahrbare Doppelpumpe mit Elektromotorantrieb.

Eine einfache, gedrängte Bauart von Pumpen erhält man, wenn man den Kolben nicht auf und nieder gehen läßt, sondern ihn als ein um eine Achse schwingendes oder kreisendes Gebilde ausführt. Einen Schwingkolben besitzt die sog. Flügelpumpe, die vielfach als Handpumpe verwendet wird und sich wegen ihrer Leichtigkeit und bequemen Bedienung auch für Bauzwecke gut eignet, allerdings nur für kleinere Leistungen, etwa 1,5—10 cbm stündlich bei Gesamtförderhöhen bis zu 30 m und Saughöhen bis zu 7 m.

Abb. 78 zeigt die Wirkungsweise am Durchschnitt einer solchen Flügelpumpe. In einem flachzylindrischen Gehäuse dreht sich am Handhebel H ein radial ausgebildeter Kolben A mit 2 Ventilen, wechselweise hin und her gehend bis zu den Bodenventilen B_1 und B_2 . Dadurch entsteht abwechselnd links und rechts ein Saug- und Druckraum, wodurch das Wasser vom Saugstutzen S zum Druckstutzen D gefördert wird. Abb. 79 läßt die äußere Form einer solchen wohlfeilen Handpumpe erkennen. Wenn auch nicht gerade die Entfernung größerer Wassermengen ihre Aufgabe sein kann, so ist sie doch zur Beförderung kleiner Flüssigkeitsmengen (Gebrauchswasser, flüssige Brennstoffe, Schmierstoffe u. ä.) gerade für Bauzwecke sehr empfehlenswert.

Leistungsfähiger sind schon die Pumpen mit kreisenden Kolben, Kreiskolbenpumpen, auch Kapsel- oder Rotationspumpen genannt. Wie ihr Name besagt, rotieren hierbei zwei Gebilde, welche die Arbeit eines Kolbens zu leisten haben, um je eine Achse, wobei sie zahnradartig ineinandergreifen. Die Abdichtung dieser Kreiskolben gegen das Pumpengehäuse und gegeneinander geschieht durch metallische Berührung. Sie sind daher empfindlich gegen unreines, sandiges Wasser und spielen im Grundbau eine unbedeutende Rolle.

Kreiselpumpen.

Unstreitig die gebräuchlichste Pumpe zum Entwässern von Baugruben ist die Kreiselpumpe (Schleuderpumpe, Zentrifugalpumpe). Ihre großen Vorteile sind die einfache, gedrängte und billige Bauart sowie die Unempfindlichkeit gegen Schmutzwasser. Da Kolben und Ventile bei ihr fortfallen, so ist die Abnutzung ihrer Teile durch sandhaltiges Wasser unwesentlich, Bedienung und Unterhaltung fallen daher kaum ins Gewicht. Wegen des gleichmäßigen, stoßfreien Wasserdurchflusses durch die Kreiselpumpen benötigen sie keine ausgleichenden Windkessel. Leistung und Kraftbedarf der Kreiselpumpen schwanken stark nach den Bedingungen, unter denen sie arbeiten; man wird für die Leistungen von 50 bis 600 cbm stündlich und Förderhöhen bis höchstens 25 m, wie sie etwa im Baubetriebe für Gründungen vorkommen, Antriebskräfte von 5—100 PS anwenden müssen.

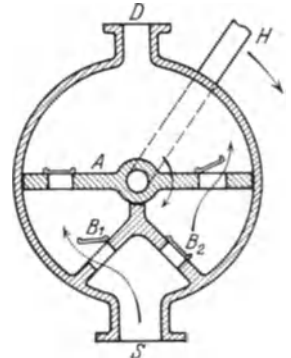


Abb. 78. Wirkungsweise der Flügelpumpe.

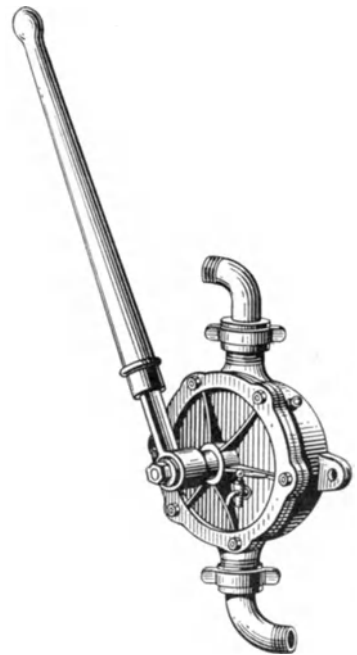


Abb. 79. Flügelpumpe.

Der wirksame Teil der Kreiselpumpe, der das Wasser in Bewegung setzt, ist das sog. Schaufelrad (Kreisel) (*a* in Abb. 80), das durch die dem angesogenen Wasser erteilte Schleuderwirkung dieses in das umgebende Gehäuse *b* hineinreibt, von wo es unter entsprechender Weiterführung in das Druckrohr *d* hineingeleitet wird. Die Wasserzuführung (Saugrohr *e*) geschieht von einer oder auch von zwei Seiten symmetrisch zur Antriebswelle.

Der Antrieb der Welle geschieht meist durch Riemenübertragung, bei größeren Leistungen besser durch unmittelbare Kupplung mit der antreibenden Kraftmaschine, sofern diese die passende Drehzahl aufweist. Da die Kreiselpumpe ihrer Natur nach eine hohe Umdrehungsgeschwindigkeit verlangt (500—2000 Umdrehungen i. d. Min. bei vorerwähnten Leistungen), so eignet sich der Elektromotor am besten zur direkten Kupplung. Der sonst übliche Riemenantrieb hat den Vorteil, daß man ohne zu große Umstände und Kosten durch Auswechseln der Riemenscheibe die Drehzahl, falls nötig, ändern kann. Da die Drehzahl für die Pumpenleistung (Förderhöhe) maßgebend ist, so muß bei der Auswahl der Modellgröße sehr auf das Übereinstimmen der Drehzahl von Pumpe und Antriebsmaschine geachtet werden, um nach Inbetriebsetzung keine Enttäuschung

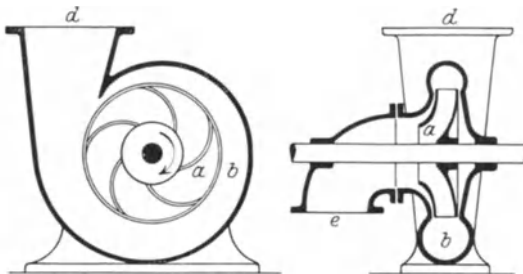


Abb. 80. Wirkungsweise der Kreiselpumpe.

zu erleben. Ist die Drehzahl für die Förderhöhe zu klein, so hebt die Pumpe überhaupt nicht an; ist sie dafür zu groß, so wirft die Pumpe unter übermäßigem Kraftbedarf zu viel Wasser. Das Verhalten der Kreiselpumpe, bei gleichbleibender Drehzahl einen bestimmten Druck (Förderhöhe) zu erzeugen, der sich auch bei Drosselung und Absperren der Druckleitung nicht steigert, ist ein wesentlicher Vorteil gegenüber den Kolbenpumpen, deren Arbeiten bei abgesperrter Rohrleitung unbedingt Leitung oder Pumpe zersprengen würde.

Die Saughöhen der Kreiselpumpen erreichen bei bestem Zustand der ganzen Anlage 8 m, im Baubetrieb dürfte diese Zahl aber oft bis auf 4 m absinken. Ein unvermeidlicher Übelstand der gewöhnlichen Kreiselpumpe ist ihre Unfähigkeit, die Luft aus der Saugleitung soweit selbst zu entfernen, daß das Wasser bis zum Kreisel ansteigt. Es gibt zwar eine Sonderausführung einer selbstansaugenden Kreiselpumpe, die weiter unten beschrieben wird; für den allgemeinen Baubetrieb sind sie noch wenig benutzt. Man muß daher die in der Saugleitung nötige Luftleere mit anderen Hilfsmitteln erzeugen, entweder durch eine kleine Kolben- oder Kapselpumpe, oder durch einen Ejektor (s. S. 305), beide aber verlangen einen besonderen Antrieb, der sich nicht immer lohnt, wenn er überhaupt zu bewerkstelligen ist.

In den allermeisten Fällen kann man sich helfen, wenn man, was im Baubetrieb noch am einfachsten ist, die Saugleitung bis zum Schaufelrad mit Wasser auffüllt. Damit diese erstmalige Füllung nicht bei Stillstand der Pumpe aus der Saugleitung nach unten wegläuft, muß man ein gut dichtendes Fußventil am unteren Ende der Saugleitung anbringen. Die Druckhöhen der Kreiselpumpen sind, wie gesagt, abhängig von der Drehzahl und der Abmessung des Schaufelrades; bis zu 25 m Druckhöhe können noch mit einem Schaufelrad erzeugt werden, was wohl durchweg für die Zwecke des Gründungsbaues ausreichen dürfte. Will man höhere Drucke (etwa zum Spülen bei Pfahlrammungen) bis zu 100 und 150 m Druckhöhe (10—15 at) erzeugen, so kommen Mittel- oder Hochdruckkreiselpumpen in Frage, deren Konstruktion darauf beruht, daß in dem Pumpengehäuse zwei oder mehrere Kreisel hinsichtlich des Wasserlaufs in der Pumpe hintereinandergeschaltet sind, wobei sich die Förderhöhe addiert.

Bei absatzweisem Pumpen ist der sonst so billige Dampftrieb unter Umständen unwirtschaftlicher als der Elektro- oder Verbrennungsmotor, weil in den langen Betriebspausen ja der Kessel immer unter Dampf gehalten werden muß. Zur Ermittlung des nötigen Kraftantriebes setze man den Wirkungsgrad, der bei gutem Zustand der Pumpanlage wohl 0,6—0,75 erreichen kann, sicherheitshalber nicht höher als 0,3—0,5 ein, da die zahlreichen Verluste, die bei einer Baupumpenanlage infolge von Verschleiß und geringer Wartung unvermeidlich sind, die Leistung stark herabsetzen.

Da für die gesamte Förderhöhe der Pumpe (Druckhöhe und Saughöhe vermehrt um Durchgangs- und Reibungswiderstände) Schaufelraddrehzahl und Kraftbedarf in sehr engen Grenzen bestimmend sind, so sind dem Lieferwerk zur Bestellung möglichst genaue Angaben über Druck- und Saughöhe, zu fördernde Höchstmenge, Rohrdurchmesser u. -längen u. ä. zu machen.

Die Aufstellung der Kreiselpumpen ist recht einfach, meist genügt die Befestigung auf starken Holzbohlen, kleine und mittlere Pumpen werden auch öfter

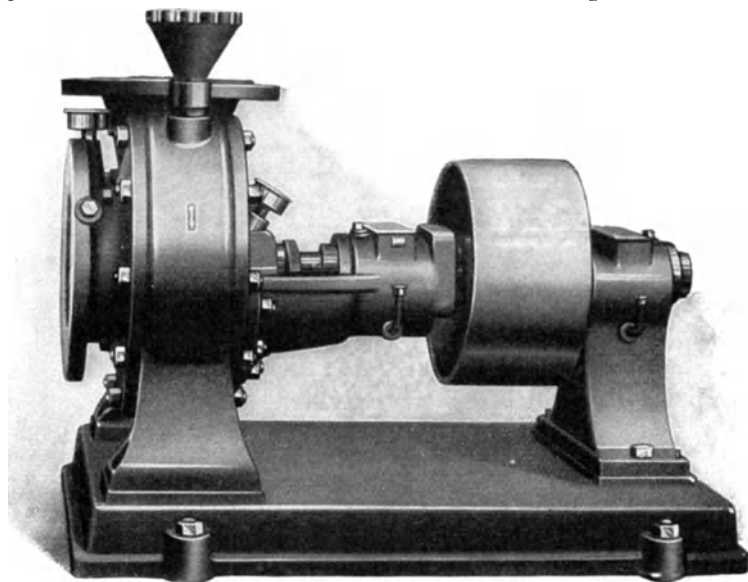


Abb. 81. Mitteldruckkreiselpumpe für Riemenantrieb. (Odessa, G. m. b. H. Oschersleben.)

direkt gekuppelt mit Elektro- oder Verbrennungsmotor geliefert, teilweise sogar in trag- oder fahrbarer Ausführung. Abb. 81 zeigt eine für Riemenantrieb eingerichtete Kreiselpumpe mittlerer Leistung, wie sie besonders für den Baubetrieb geeignet ist. Der Pumpenkörper ist mit dem doppelt gelagerten Riemenscheibenantrieb auf einer gemeinschaftlichen gußeisernen Grundplatte untergebracht, so daß eine große Widerstandsfähigkeit gegen raue Behandlung gewährleistet ist. Ist es von Vorteil, mit kraftangetriebenen Kreiselpumpen öfters den Standort zu wechseln, so sind fahrbare Pumpenanlagen mit eigener Kraftanlage (Dampfmaschine, Verbrennungs- oder Elektromotor) empfehlenswert; in Abb. 82 ist eine solche Anlage, bestehend aus einer Kreiselpumpe für rund 100 cbm i. d. Stunde und einem Antriebsbenzinmotor von 8 PS dargestellt, die Förderhöhe beträgt 10—14 m. Zum bequemen Auffüllen sind die Pumpen mit einem Trichter am oberen Gehäuseteil versehen.

Für gewöhnlich sind die Kreiselpumpen so gebaut, daß ihr Druckstutzen senkrecht nach oben und ihr Saugstutzen senkrecht nach unten weist, verlangen besondere Umstände andere Richtungen für Rohrein- und -austritt, so wird dem Wunsche danach bei Bestellung meist entsprochen werden können.

Der bei allen Vorzügen der Kreiselpumpe doch unverkennbare Nachteil, in Luft nicht arbeiten zu können, d. h. weder die Wassersäule aus luftgefüllter Saugleitung heraufziehen noch bei Ansammlung von Luftsäcken in Pumpe und Saugrohr die Wasserförderung fortsetzen zu können, hat zu manchem Versuch

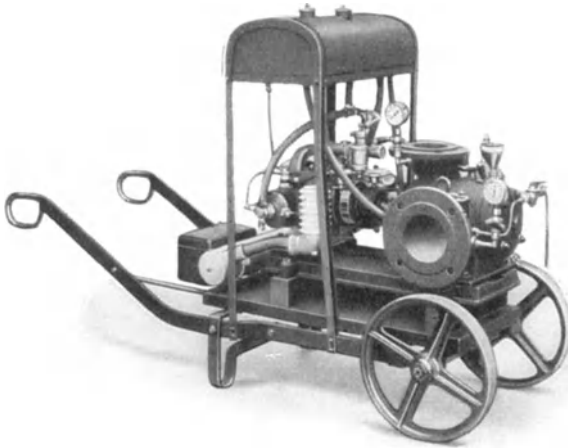


Abb. 82. Fahrenbare selbstausaugende Kreiselpumpe mit Kraftantrieb. (Amag-Hilpert, Nürnberg, ebenso wie Abb. 84 und 85.)

zur Behebung dieses Mangels geführt. Die einzig brauchbare Lösung dieser Aufgabe ist in der sog. Elmopumpe der Siemens-Schuckertwerke gefunden. Die Prinzipskizze (Abb. 83) veranschaulicht die Wirkungsweise: in einem kreisrunden Gehäuse ist exzentrisch ein Schaufelrad S mit radialen Flügeln angeordnet. Im Gehäuse wird eine Wassermenge W durch die rasche Drehung und die dadurch entstehende Fliehkraft als umlaufender Ring an die Gehäusewand gepreßt. In der Gehäuseseitenwand sind zwischen Welle und Wasserring schlitzförmige Ein- und Austrittsöffnungen (E und A) angebracht, beim Drehen im Pfeilsinn entstehen bei E immer neue luftleere Räume zwischen den Flügeln (saugende Wirkung), die bei A wieder verschwinden (drückende Wirkung). Die mit dieser Pumpe zu erreichende Luftleere ist nahezu vollkommen. Die Elmopumpe kann damit als Luftpumpe dienen. Die Pumpenfirma Amag-Hilpert (Nürnberg) hat den Gedanken der Wasserring-Luftpumpe für die Kreiselpumpe fruchtbar gemacht, indem sie Wasserring-Schaukelrad und Pumpenkreisel auf einer Welle und in einem Gehäuse konstruktiv vereinigte, womit eine bis 8,5 m Saughöhe sicher selbstansaugende Kreiselpumpe entstand, die im Bauwesen (Grundwasser-senkung), wo man nicht immer luftleere Rohr-

zur Behebung dieses Mangels geführt. Die einzig brauchbare Lösung dieser Aufgabe ist in der sog. Elmopumpe der Siemens-Schuckertwerke gefunden. Die Prinzipskizze (Abb. 83) veranschaulicht die Wirkungsweise: in einem kreisrunden Gehäuse ist exzentrisch ein Schaufelrad S mit radialen Flügeln angeordnet. Im Gehäuse wird eine Wassermenge W durch die rasche Drehung und die dadurch entstehende Fliehkraft als umlaufender Ring an die Gehäusewand gepreßt.

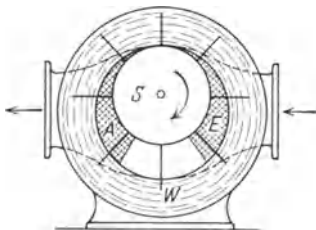


Abb. 83. Wirkungsweise der Wasserring-(Elmo-)Pumpe.

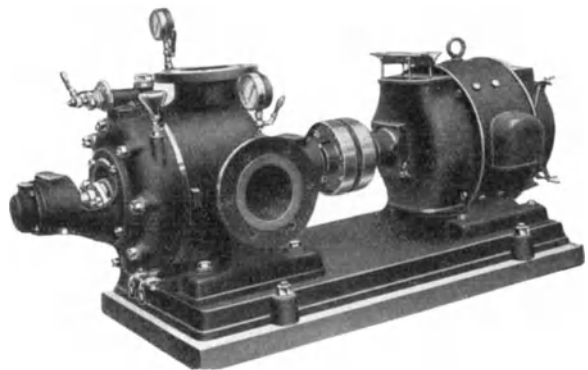


Abb. 84. Selbstausaugende Mitteldruck-Kreiselpumpe.

leitungen vorfindet und wo das Entlüften der Saugleitungen unbequem ist, von Vorteil sein wird. Abb. 84 zeigt die praktische Ausführung einer solchen mit Elektromotor gekuppelten Pumpe für 120–180 cbm i. d. Stunde. Eines Fußventils in der Saugleitung bedürfen die selbstansaugenden Pumpen nicht.

Die Beschränkung der Saughöhe von Kiesel- und Kolbenpumpen auf bestenfalls 8—9 m hat dazu geführt, wenn der Wasserspiegel zu tief unter der Bausohle oder dem Gelände lag, diese Pumpen räumlich so zu konstruieren, daß man sie so tief in Pumpenschächte oder Tiefbrunnen einführen konnte, bis man die sicher zu bewältigende Saughöhe erreichte. Der Antrieb geschah dann durch eine senkrecht auf- und abgehende Kolbenstange oder eine sich drehende Welle. Für Grundbauzwecke hat hier auch die Kreiselpumpe das größere Verwendungsgebiet. Mehrere Firmen haben solche Tiefbrunnenkreiselpumpen entwickelt, ihr Aufbau ist gemeiniglich der folgende (Abb. 85): Auf einem Trag-



Abb. 85. Tiefbrunnenpumpe.

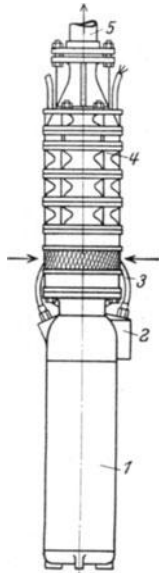


Abb. 86. Bestandteile der Unterwassermotorpumpe.

gestell über dem Schacht oder Brunnen ist der Elektromotor mit senkrechter Welle befestigt, diese Welle reicht durch das Druckrohr der Pumpe bis zu dieser am unteren Ende. Das Druckrohr überträgt die feste Verbindung zwischen Motor und Pumpe, an welche sich nach unten in das zu schöpfende Wasser das Saugrohr erstreckt. Die Durchmesser der Kreiselpumpen schwanken je nach Leistung zwischen 30 und 70 cm. Die Leistungen reichen (bei Amag-Hilpert) bei 360 cbm i. d. Stunde bis 58 m Förderhöhe, bei 1260 cbm bis 21 m. Bohrlochkolbenpumpen sind für noch größere Tiefen und Leistungen gebaut worden, doch entsprechen die Kreiselpumpen am besten den Anforderungen des Grundbaubetriebes.

Diese Tiefbrunnenpumpen sind empfindlich gegen unreines Wasser, da die Welle im Druckrohr in ihren Lagerstellen nur reines Wasser verträgt, außerdem ist ein Durchmesser der Kreiselpumpe von 30—70 cm für die Brunnenrohre, auf die es dem Grundbau besonders ankommt (Grundwassersenkung), noch zu stark, da diese meist unter 30 cm liegen. Auch für diese Sonderzwecke sind Pumpen erdnennt, die in derartige Brunnen versenkt werden können, und zwar ohne Wellenleitung, indem Kreiselpumpe und



Abb. 87. Tauchmotorpumpe.

Elektromotor sich dem Rohrdurchmesser anpaßten und im engsten Zusammenbau bis an oder gar unter den Wasserspiegel heruntergelassen wurden. Diese Forderung stellte eine besonders schwierige Aufgabe dem Konstrukteur des Elektromotors. Abb. 86 zeigt den Aufbau einer solchen Unterwassermotorpumpe von 25 cm Außendurchmesser (Garvenswerke Hannover). Der Motor 1 liegt, um dem Pumpendruckrohr freien Aufstieg nach oben zu gewähren, unter der Pumpe ganz im Wasser, eine weitere schwierige Konstruktionsbedingung. Bei 2 tritt das Zuleitungskabel in den Motor, 3 zeigt den mit Saugkorb bewehrten Pumpeneintritt, 4 die mehrstufige Kreiselpumpe und 5 den Ansatz des Druckrohres. Abb. 87 zeigt die Anordnung und Ausführungsform solcher Pumpen der Siemens-Schuckertwerke (sog. Tauchmotorpumpe). Die Dreh-

zahl von Pumpe und Motor ist wegen der kleinsten Durchmesser sehr hoch (3000 i. d. Min.), die Motorleistungen liegen zwischen 3 und 10 kW; die nötigen Förderhöhen können durch Wahl der Stufenzahl der kleinen Hochdruckkreislumppe für alle Zwecke der Grundwassersenkung erzielt werden (vgl. auch S. 390). Auf die sehr interessante Ausbildung des absonderlich geformten, unter schwierigsten Bedingungen arbeitenden Elektromotors (Drehstrom-Kurzschlußläufer) kann im Rahmen dieses Buches nicht eingegangen werden.

Pulsometer, Dampf- und Wasserstrahlpumpe.

Die bisher beschriebenen Pumpenarten, welche den äußeren Luftdruck als physikalische Grundlage zum Ansaugen des Wassers benutzen, verwenden zur Herstellung des benötigten Unterdruckes und zur Weiterförderung des Wassers mechanisch bewegte Konstruktionsteile, wie Kolben, Membrane, Flügel- oder Schaufelräder. Sie sind zwar brauchbare Hilfsgeräte für den Grundbau, weil sie bei geringer Wartung auch noch Wasser fördern, die mehr oder weniger verunreinigt sein können. Indes bilden sie noch nicht den Höchstgrad an Betriebseinfachheit unter den saugenden Pumpen. Die nachstehend aufgeführten Pumpenarten vermeiden die oben erwähnten sich bewegenden und daher der Abnutzung unterworfenen Teile ganz und gar, indem sie Dampf bzw. Wasser als direkt saugende Mittel ohne Zwischenschaltung von Kolben u. dgl. verwenden, ja letzten Endes auch sogar noch ohne jegliche Ventile arbeiten. Ihr Wirkungsgrad ist allerdings sehr schlecht, sie kommen daher nur für kleinere Leistungen in Frage, bzw. dann, wenn

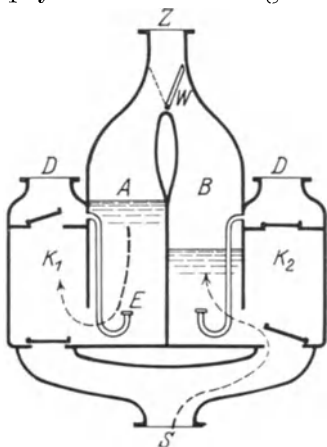


Abb. 88. Wirkungsweise des Pulsometers.

Dampf oder Druckwasser nicht zuviel kostet. Den Vorteil der allerdings bestechenden Einfachheit muß man eben hier mit dem Nachteil geringer Wirtschaftlichkeit erkaufen.

Die wichtigste dieser Wasserhebemaschinen ist wohl der Pulsometer. Seine Wirkungsweise geht aus der vereinfachten Schnittzeichnung in Abb. 88 hervor.



Abb. 89. Pulsometer. (Schäffer und Budenberg, Magdeburg.)

Zwei gußeiserne flaschenartige Gehäuse A und B stehen am oberen Ende mit einer Dampfzuleitung Z in Verbindung, die wechselweise Dampf in das eine oder andere Gehäuse einströmen läßt. Am unteren Ende sind die beiden Gehäuse mit je einer Ventilkammer (Druck- und Saugventile) K verbunden. Gesetzt nun, der Dampf ströme in das bereits mit Wasser gefüllte Gehäuse A ein, so wird er den Flüssigkeitsspiegel soweit herabdrücken, wobei das Wasser durch das Druckventil der Kammer K_1 in die Druckleitung D gelangt, bis das unter Wasserdruck stehende Einspritzrohr E austauscht und nun unter heftiger Einspritzkondensation des Dampfes ein Vakuum in A sich zu bilden beginnt. Durch den jetzt schneller nachströmenden Dampf steuert sich das Wechselventil W selbsttätig um und kommt in die punktierte Lage. Die Luftleere des jetzt abgeschlossenen Gehäuses kann sich infolge der Kondensation des Dampfes voll ausbilden, so daß das Wasser aus der Saug-

leitung S durch das Saugventil der Ventilkammer ins Gehäuse K_1 eintreten muß. Damit ist der Zustand erreicht, wie er zu Beginn des Spieles auf der rechten Seite des Pulsometers herrschte, wo Gehäuse B sich zu füllen begann.

Füllen des einen und Entleeren des anderen Gehäuses gehen gleichzeitig und abwechselnd vor sich. Abb. 89 zeigt die Gesamtansicht eines solchen Pulsometers.

Der benötigte Dampfdruck soll 1,5–2,5 at höher sein als die Druckhöhe des zu fördernden Wassers; als Dampfverbrauch kann man für je 3–5000 kgm gehobenes Wasser 1 kg in Rechnung setzen. Die Förderhöhen können bis 30 m angenommen werden, wobei man die Saughöhen allerdings nur etwa zu 3–4 m wählen sollte. Für Bauzwecke kommen Leistungen bis zu 200 cbm i. d. Stunde in Frage.

Wohl die allereinfachste Wasserfördereinrichtung mit saugender Wirkung ist die Wasserstrahlpumpe, auch Ejektor oder Exhaustor genannt. Die Wirkung eines in einer Düse *A* beschleunigten Wasserstrahles in einer konzentrischen Düse (Abb. 90) Luft mit fortzureißen und dadurch im Saugrohr *S* Unterdruck zu erzielen, macht diese Pumpe geeignet, ohne jedwedes Ventil Flüssigkeiten zu fördern. Es bedarf nur eines Anschlusses an ein unter Druck stehendes Wasserleitungsnetz normalen oder hohen Druckes. Auch für Dampfanschluß werden solche Ejektoren gebaut. Der Dampfverbrauch ist allerdings ebenso wie der Druckwasserverbrauch sehr hoch, da der Wirkungsgrad dieser Art Strahlpumpen mehr als schlecht ist und zwischen 10 und 30% liegt. Als dauernd arbeitende Wasserhebegeräte kommen sie daher nicht in Frage, wohl sind sie aber zu gelegentlichen Hilfsleistungen, z. B. zum Entleeren der angesammelten Luft aus Saug- und Heberleitungen, wegen ihrer großen Einfachheit äußerst nützlich. Abb. 91 zeigt einen solchen Entlüftungsejektor am Saugrohr einer Baugrubenpumpanlage. Strahlpumpen überwinden Saughöhen von 3–6 m, Druckhöhen je nach Druck des Betriebsmittels bis 8 m. Da dieser Pumpenart jeder bewegliche Teil fehlt, sind sie wohl das betriebssicherste Gerät auf der Baustelle und, falls stets Dampf- oder Wasserdruck zur Verfügung steht, auch das zuverlässigste.

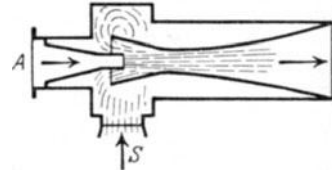


Abb. 90. Wirkungsweise der Strahlpumpe.

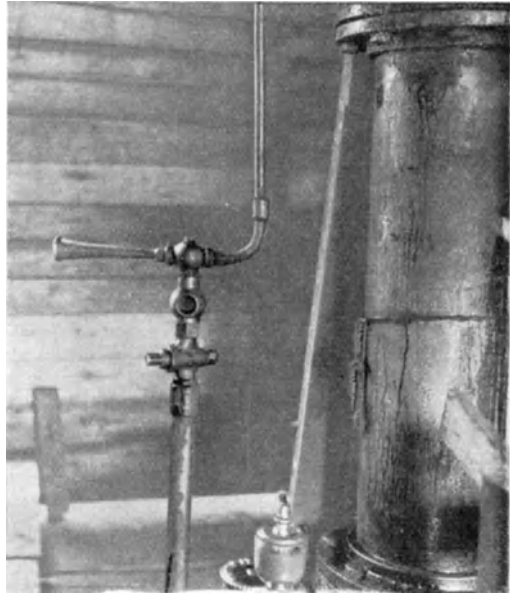


Abb. 91. Strahlpumpe im Baubetrieb.

Nichtsaugende Wasserförderer.

Es gibt noch eine Reihe weiterer Wasserhebemaschinen, die ohne den atmosphärischen Luftdruck, ohne Kolben und Ventile ihre Arbeit tun. Unter ihnen seien nur 3 Arten kurz geschildert, weil sie gelegentlich für Wasserförderung im Grundbau in Frage kommen.

Die eine Art dieser Wasserhebegeräte vermag aus großen Tiefen in einfachster Konstruktion Wasser zu heben, die anderen Einrichtungen sind zwar auf geringe Hubhöhen beschränkt, können aber mit wirtschaftlichen Antriebsmitteln einen leistungsfähigen Dauerbetrieb für große Fördermengen darstellen.

Die ersterwähnte Pumpe ist die sog. Mammutpumpe, deren Wesen darin besteht, daß man in ein niedergebrachtes Brunnenrohr mittels eines engen Rohres Druckluft hineinpreßt, welche am tiefsten Ende des Brunnenrohres nun entweicht und durch die mit Gewalt aufströmenden Luftblasen das zu fördernde Wasser mit Luft durchsetzt, wobei eine Wirkung eintritt, die auf der Spiegelverschiebung ungleich schwerer Flüssigkeiten in kommunizierenden Röhren beruht. Abb. 92 läßt schematisch Anordnung und Wirkungsweise der Mammutpumpe erkennen. Die in das Steigrohr eingeblasene Preßluft schafft ein Wasser-Luftgemisch, das spezifisch leichter als das umgebende Brunnenwasser ist, also

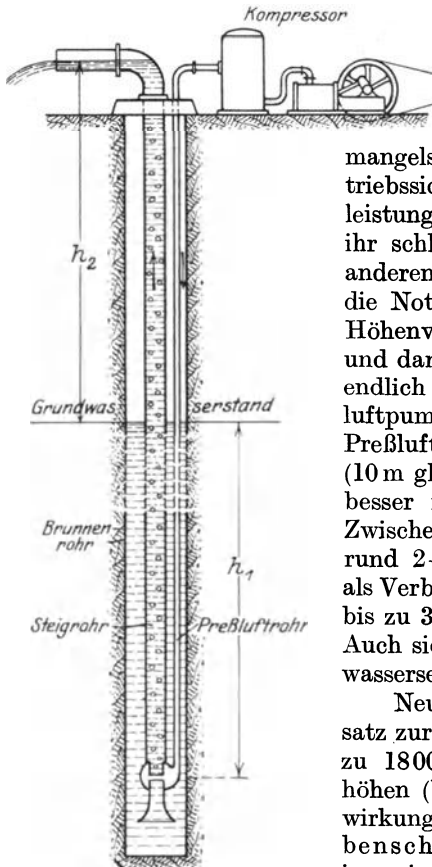


Abb. 92. Wirkungsweise der Mammutpumpe.

von ihm hochgedrückt wird. Richtet man die Eintauchtiefe h_1 so ein, daß die Steighöhe h_2 im Verhältnis der spezifischen Gewichte den Pumpenauslauf übersteigt, so wird aus diesem Grunde das Wasser gefördert. Auch die Mammutpumpe ist

mangels jeder beweglichen Teile einfach und betriebssicher, sie ist leicht auf verschiedene Förderleistung zu regeln. Als Nachteile sind zu nennen ihr schlechter Wirkungsgrad, 20–30%, d. h. mit anderen Worten der hohe Luftverbrauch, ferner die Notwendigkeit, wegen der oben geschilderten Höhenverhältnisse die Pumpe tief einzutauchen und damit einen tiefen Brunnen zu verlangen und endlich die hohen Kosten der notwendigen Preßluftpumpenanlagen (Kompressoren). Der Druck der Preßluft ist praktisch gleich der Eintauchtiefe h_1 (10 m gleich je 1 atü), diese aber mindestens gleich, besser noch 50% größer als die Steighöhe h_2 . Zwischen 10 und 30 m Förderhöhe kann man rund 2–4 l Preßluft für je 1 l gefördertes Wasser als Verbrauch annehmen. Mammutpumpen fördern bis zu 300 m Höhe und bis zu 70 cbm i. d. Stunde. Auch sie finden gelegentlich im Grundbau (Grundwassersenkung) Anwendung.

Neuartige Wasserhebemaschinen, die im Gegensatz zur Mammutpumpe große Wassermengen (bis zu 18000 cbm i. d. Stunde) bei kleinen Förderhöhen (bis zu 5 m) leisten, beruhen auf der Schubwirkung eines Propellerrades. Der sog. Schraubenschaufler der M.A.N. Nürnberg z. B. hat in seinem treibenden Teil die Wirkung einer Schiffsschraube, welche in einem anschließenden Gehäuse gelagert, durch Drehung das Wasser hin-

durchtreibt. Durch Leitschaufeln vor und hinter dem Schaufelrad (Abb. 93) wird dem Wasserstrom die günstigste Richtung des geraden Weges gegeben, so daß die geringsten Wirbelverluste entstehen, daher ein günstiger Wirkungsgrad (50–70%) und geringer Kraftbedarf. Am besten baut sich der Schraubenschaufler mit senkrechter Welle, das Schaufelrad muß stets unter dem niedrigsten Wasser liegen, da keinerlei Saugwirkung möglich ist. Abb. 94 zeigt eine Anlage für 1800 cbm i. d. Stunde auf 4 m Förderhöhe mit 40 PS Kraftbedarf, behelfsmäßig für Bauzwecke aufgestellt.

Eine noch einfachere Wasserförderanlage ist die sog. Wasserschnecke oder Wasserschraube und als allerälteste Wasserhebemaschine unter dem Namen „Archimedische Schraube“ bekannt. In einem geneigten Gerinne dreht

sich eine Welle mit schraubenförmigen, aus Blech geformten Gängen (Abb. 95), wobei das Wasser tatsächlich emporgeschraubt wird, bis es am oberen Ende der Schraube in den Abfluß ausgegossen werden kann. Damit die Verluste durch Undichtigkeit nicht zu groß werden, muß die Schraube möglichst genau in das umgebende, nach oben offene Gerinne eingepaßt sein. Mit dieser Einrichtung lassen sich Höhen bis höchstens 4,5 m überwinden und bei einem Wirkungsgrad von 70–80% Leistungen bis zu 7000 cbm i. d. Stunde erzielen. Bei größeren Förderhöhen kann man zur Not zwei Wasserschnecken benutzen, indem man die erste in einen Zwischenbehälter fördern läßt, aus dem die zweite dann, nach oben steigend, schöpft. Die vorteilhafteste Neigung der offenen Wasserschnecken wird mit rund 15–20° gegen die Hori-

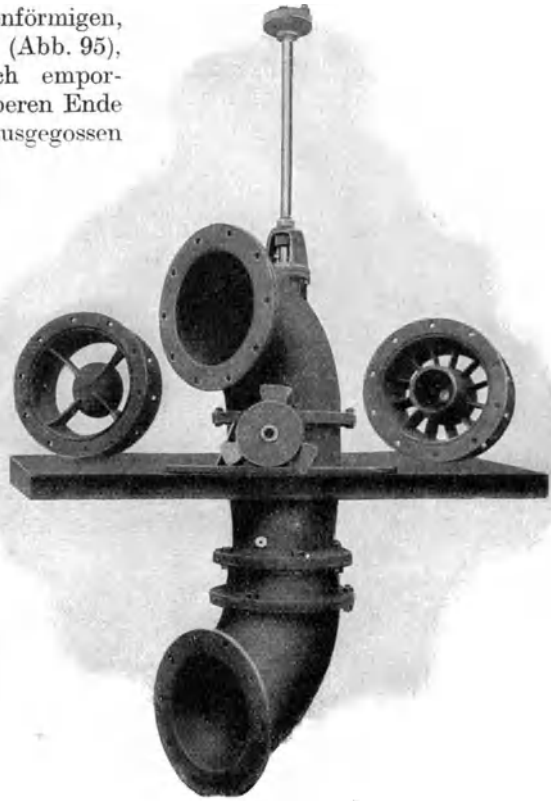


Abb. 93. Bestandteile des Schraubenschauflers.



Abb. 94. Schraubenschaufler in Betrieb.

zontale angenommen, sie kann bei verringerter Leistung auf 30° gesteigert werden. Die früher übliche Form der Wasserschnecken, bei denen die hölzernen

Schraubengänge nicht offen lagen, sondern von einem Holzzylinder, der sich mit ihnen drehte, fest umschlossen waren (sog. Tonnenmühle), ließ größere Steigungen und Förderhöhen zu, verlangte aber erheblich mehr Antriebskraft. Übrigens eignet sich zum Antrieb der Wasserschnecken sehr gut die Windkraft (s. S. 265).

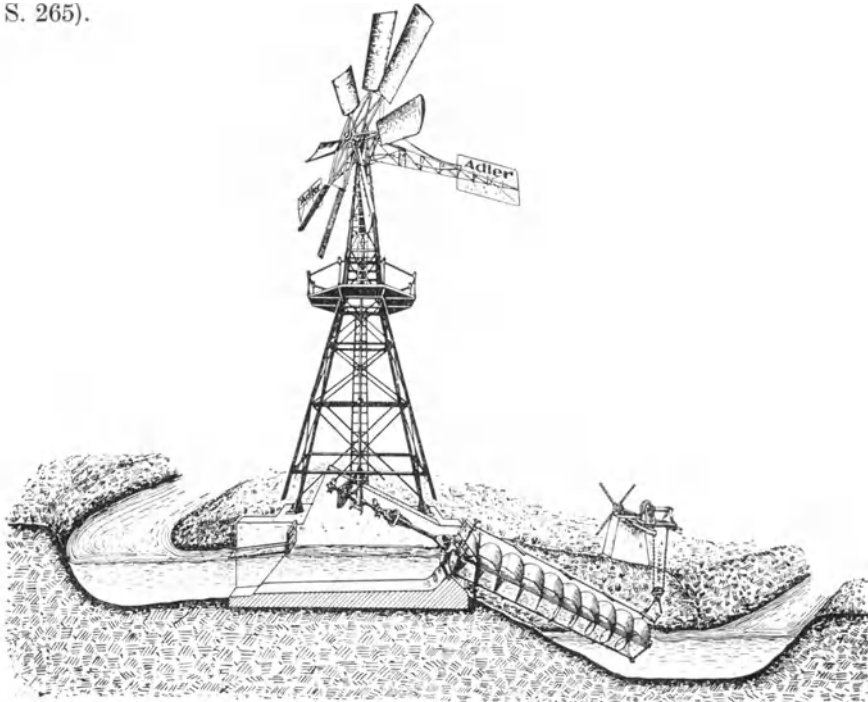


Abb. 95. Wasserschnecke mit Windradantrieb.

Schlußbetrachtung über Baupumpenbetrieb.

Mannigfaltig ist die Auswahl unter den vielen Pumpenarten, wenn man sie als Baugerät benutzen will. Wir sahen, wie die Saughöhen zwischen 3 und 8 m, die Wirkungsgrade zwischen 20 und 75% schwanken, handangetriebene Pumpen können je Mann 500—600 l minutlich fördern, während maschinell betriebene in der Leistung und Förderhöhe nach oben nicht beschränkt sind. Praktischerweise sind für die Zwecke des Gründungsbauwes wohl nur wenige Arten in nennenswerter Verwendung, oft benutzt werden die Diaphragmapumpe, die doppelstiefelige Baupumpe, gewöhnlich beide von Hand betrieben, und die schwungradlose Dampfkolbenpumpe, bei weitem am meisten allerdings die von einer Kraftmaschine betriebene Kreiselpumpe. Für die Zwecke der Grundwassersenkung hatten die Mammutpumpen zeitweilig Bedeutung erlangt, während neuerdings die Tiefbrunnen-Tauchmotorpumpen vielversprechend in den Gründungsbau eingreifen. Was das Richtigeste in jedem Falle ist, kann nur ein Vergleich der wirtschaftlichen und betrieblichen Vorteile der einzelnen Wasserhebemaschinen ergeben. Größere Bauunternehmungsgeschäfte haben meist für alle Zwecke passende Pumpen bereit, andernfalls ist es nicht schwierig, die für den Grundbau nötigen Wasserhebeegeräte von der Maschinenindustrie schnell zu erhalten. Es ist hier von einer Preisangabe der verschiedenen Typen abgesehen worden, da die Preise sehr schwanken und auf Anfrage leicht zu ermitteln sind. Die Anschaffungskosten spielen insofern eine Rolle, als man die Lebensdauer solcher Geräte nicht zu hoch und den Tilgungssatz nicht zu niedrig ansetzen darf; mit einer Lebensdauer zwischen 10 und 15 Jahren wird man für die Gebrauchs-

fähigkeit rechnen können, stark benutzte Pumpen und solche mit vielen bewegten Teilen sind dabei eher dem Verschleiß unterworfen als einfache, weniger beanspruchte. Indessen kann fachmännische Bedienung hier viele Unkosten ersparen, zumal das Verhüten von Betriebsstörungen in der Wasserförderung dem Fortgang der Bauarbeiten beträchtlichen Schaden abwenden kann. Die hauptsächlich vorkommenden Störungen, die sowohl an den Leitungen wie an den Pumpen selbst vorkommen, sind Undichtigkeiten und Verstopfungen der Leitungen, Verstopfung des Saugkorbes, Störung am Fußventil der Saugleitung, Bruch, Undichtigkeit, falsches Arbeiten der Ventile in der Pumpe, Verschleiß der Kolbendichtung und Ventildichtung (Hanf, Leder, Gummi u. ä.), Bruch des meist gußeisernen Pumpenkörpers, Eindringen von Luft in die Pumpe und ihre Saugleitungen. Hat man oft und lange säurehaltiges oder Meerwasser zu fördern, so empfiehlt sich zur Vermeidung des vorzeitigen Verschleißes die Verwendung von Kolben, Kreisrädern, Pumpenkörpern und Ventilen aus Bronze. Gußeiserne Rohrleitungen sind besser gegen Rost geschützt als schmiedeeiserne (Stahl, Flußeisen), jedoch empfindlicher gegen Biegungsbeanspruchung und damit nicht gerade sehr geeignet für Baugrubenbetrieb. Die Muffenverbindung der Rohre ist bequemer auszuführen als Flanschenverbindung, diese gestattet jedoch eine bessere Dichtung als jene, ist daher in Saugleitungen vorzuziehen. Bei der heutigen hohen Entwicklung der Schmelzschweiß- und Brennschneidverfahren ist es vorteilhaft, Rohrleitungen (Stahl und Flußeisen) mit diesen Hilfsmitteln auf Länge zu schneiden und zu verbinden, Krümmer herzustellen u. a. m. Nicht im Betrieb befindliche Pumpenkörper und Rohrleitungen sind bei Frostgefahr natürlich zu entwässern. Muß viel Wasser und auf lange Zeiten gefördert werden, so spielt der Wirkungsgrad von Pumpe und Antriebsmaschine eine erhöhte Rolle. Direkt gekuppelte Kreisel- oder Kolbenpumpen sind betriebssicherer als riemengetriebene, bei diesen kann man aber die Antriebsmaschine auch wieder für andere Zwecke verwenden. Bei Riemenbetrieb läßt sich der Antriebsmotor auch höher und damit zugänglicher und gesicherter als unmittelbar an der Pumpstelle aufstellen.

E. Baggereimaschinen.

Allgemeines.

Mit der stetig wachsenden Größe der Gründungsbauten trat mehr und mehr die Frage der Bewegung großer Erdmassen in den Vordergrund des Interesses. Noch vor wenigen Jahrzehnten war man geneigt, der Wirtschaftlichkeit dieses Arbeitsvorganges keine allzu große Beachtung zu schenken. Nur so scheint es erklärlich, daß die Maschinentypen, die heute an allen größeren Baugruben angetroffen werden, erst verhältnismäßig jüngeren Datums sind, obwohl die Technik auch schon in früherer Zeit durch die damals bereits vorhandenen Erkenntnisse dem Konstrukteur gestattet hätte, erfolgreich dieses Spezialgebiet des Maschinenbaues zu bearbeiten. Zu berücksichtigen ist allerdings die Schwierigkeit, die zu schaffende Bauart den stets wechselnden Erfordernissen der unterschiedlichsten Baustellen anpassen, sie immer wieder auf die vorgefundenen Verhältnisse umstellen zu müssen. Es kommt hinzu, daß die stoßweise Belastung, besonders bei Löffelbaggern, dem Konstrukteur auch noch heute oft unliebsame Überraschungen bereitet.

Jede zum Zwecke der Gründung vorgenommene Bewegung der Erdmassen auf dem Trockenen läßt sich unterteilen in:

1. Loslösen des Bodens in der Baugrube,
2. Aufladen auf das Transportmittel,
3. Fördern des gewonnenen Gutes,
4. Abladen an einer gewünschten Stelle.

Die ersten beiden Arbeitsvorgänge werden stets von derselben Maschine übernommen. Das Fördern und Abladen geschieht durch andere, von der ersteren meist unabhängigen Maschinen oder Anlagen. Aus der Schar der für den Bodenaushub geschaffenen Baumaschinen hat sich mit der Zeit eine Anzahl bewährter Typen herausgeschält, die ihre Eignung für das schwierige Arbeitsfeld des Baubetriebes erwiesen haben und an deren technischer Vervollkommnung zu arbeiten, das Ziel gemeinsamen Schaffens von Bau- und Maschineningenieur sein wird.

Allgemein werden die Maschinen zum Lösen und Laden von Erdmassen unter dem Namen „Bagger“ zusammengefaßt und als Baumaschinen für Arbeiten auf dem Trocknen als „Trockenbagger“ bezeichnet.

Die Urformen unserer heutigen Bagger finden wir in Geräten, wie sie zu Sandgewinnungsarbeiten aus Flußbetten zuerst verwendet wurden. Solche Sackbagger¹ oder Ketscher tragen an einem langen Stiel einen mit einer festen Schneide versehenen Sack, der durch Heranziehen an die bedienende Person schürfend über das Flußbett geführt wird. Für besondere Arbeiten sind Abarten dieses Sackbaggers entwickelt worden, so z. B. der für sehr enge Brunnen Gründungen zuweilen verwendete Sackbohrer.

Dem Wesen des neuzeitlichen Bodenaushubs schon näher steht die sog. Indische Schaufel, ein Gerät, mit dem bei 5 m Greiftiefe 3 Mann 10 cbm/Tag leisten können. Eine starke eiserne, leicht muldenförmige Schaufel, die an einem Stiel drehbar befestigt ist, wird in senkrechter Stellung in die Erde gestoßen, dort mit Hilfe einer an der Schaufelmulde befestigten Windenkette um 90° gedreht und in dieser wagerechten Lage gefüllt gehoben. Eine größere Bedeutung haben alle diese Hilfsgeräte, welche die teure menschliche Arbeitskraft nur zum Teil ausschalten, nicht erlangen können bzw. haben sie heute nicht mehr.

Aus diesen Grundformen wurden die jetzt überall in der Welt anzutreffenden drei wichtigsten Baggertypen entwickelt, die Bauarten des Löffel- und des Greifbaggers und, nachdem man schon verhältnismäßig frühzeitig den Schritt vom einmaligen Arbeitsvorgang zur stetigen Förderung gemacht hatte, des Eimerkettenbaggers. Die Auswahl der zu verwendenden Type für ein Bauvorhaben wird außer durch die Eigenart der Baustelle und des Baugrundes im wesentlichen durch die zur Verfügung stehende Bauzeit unter Einrechnung unvermeidlicher Betriebspausen infolge schlechter Witterung, Reparaturen der Geräte usw. bestimmt.

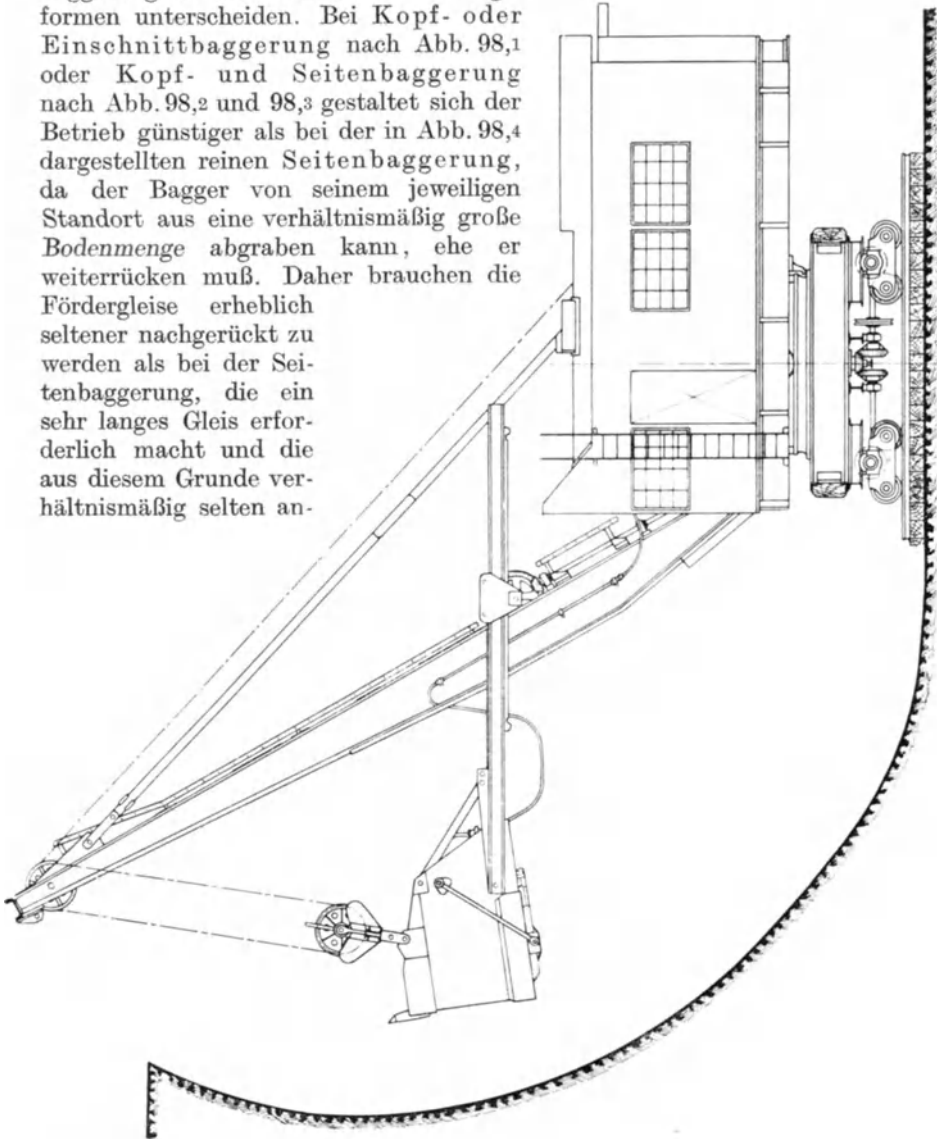
Löffelbagger.

Für Gründungsbauten mittleren Umfangs wohl am allgemeinsten zu verwenden ist der Löffelbagger, eine Maschine, auf deren Ausleger an einem langen Stiel ein Gefäß läuft, das durch Abschürfen des Bodens den Erdaushub bewirkt („Kranschaufler“). Abb. 96 zeigt einen elektrisch betriebenen Löffelbagger mit pendelnden Laufrädern auf einem Schienenstück von 12—15 m Länge, mit welchem man bei gewöhnlichen Betriebsverhältnissen auskommt. Beim Arbeiten wird die gesenkte Schaufel an die Grabstelle gebracht und durch den Vorschub der Zahnstangen in das Erdreich gedrückt. Hierbei wird gleichzeitig das Hubwerk in Bewegung gesetzt, der Löffel gefüllt und eingezogen. Um ein gutes Eingraben in das Erdreich zu erzwingen und die Reißkraft zu erhöhen, ist der Löffel mit Zähnen aus Sonderstahl bewehrt (Abb. 97). Nach dem Herumschwenken des drehbaren Baggeroberteils wird der Löffel über dem zu beladenden Förderwagen oder Schüttrichter durch Öffnen der Bodenklappe entleert.

¹ Sack = englisch bag, davon abgeleitet: bagger.

Löffelbagger werden in Größen von 0,5—3,5 cbm für Leistungen von 50 bis 200 cbm/Stunde gebaut; jedoch kommen für Sonderzwecke auch größere Typen vor (bis 9 cbm Löffelinhalt). Es können 3—4 Kranspiele in der Minute erreicht werden. Für normalen Dauerbetrieb kommt ein Bagger mit etwa 2 cbm-Löffel in Frage.

In der Arbeitsweise des Löffelbaggers lassen sich Kopf- und Seitenbaggerung in verschiedenen Ausführungsformen unterscheiden. Bei Kopf- oder Einschnittbaggerung nach Abb. 98,1 oder Kopf- und Seitenbaggerung nach Abb. 98,2 und 98,3 gestaltet sich der Betrieb günstiger als bei der in Abb. 98,4 dargestellten reinen Seitenbaggerung, da der Bagger von seinem jeweiligen Standort aus eine verhältnismäßig große Bodenmenge abgraben kann, ehe er weiterrücken muß. Daher brauchen die Fördergleise erheblich seltener nachgerückt zu werden als bei der Seitenbaggerung, die ein sehr langes Gleis erforderlich macht und die aus diesem Grunde verhältnismäßig selten an-



gewendet wird. Das Füllen des dem Abtransport dienenden Förderzuges geschieht durch Vorbeirangieren mittels Lokomotive oder dadurch, daß der Bagger selbst auf längerem Fahrgleise den Zug entlang fährt. Letztere Art erspart die Rangierlokomotive, verlangt aber eine größere Bewegungsmöglichkeit und ist durch die notwendigen umfangreichen Gleisverlegungen teurer im Betrieb. Sie wird vor allem dann angewendet, wenn z. B. Sprengungen des felsigen

Bodens vorgenommen werden müssen, während welcher der Bagger unbehindert an einer anderen Stelle arbeiten soll.

Die Bedienung des Löffelbaggers erfolgt bei elektrischem Antrieb durch nur einen Mann, der sämtliche Bewegungen durch Hebelbetätigung steuert, während bei Dampfantrieb noch ein Heizer zur Wartung des Kessels usw. erforderlich wird. Mit diesen 1—2 Mann kann der Löffelbagger 30—80 Erdarbeiter mit Schaufel und Picke ersetzen.

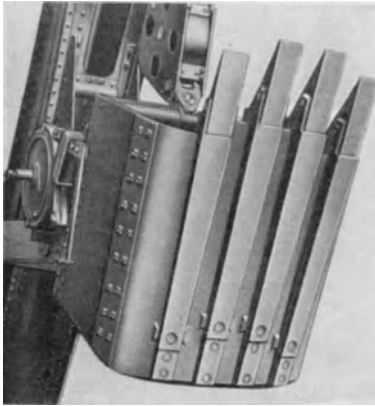


Abb. 97. Löffel mit Zähnen aus Sonderstahl.
(Menck & Hambrock, Altona.)

Im Vergleich zu anderen Bagbertypen zeichnet sich der Löffelbagger vor allem durch seinen geringen Platzbedarf aus. Um ihm ein Arbeiten zu ermöglichen, genügt eine Bodenfläche, auf der er nur eben montiert werden kann. Er ist dann in der Lage, den vorhandenen Platz durch Einschnittbaggerung nach allen Seiten beliebig zu vergrößern. Der Eimerkettenbagger z. B. kann sich zu Beginn der Grabarbeit den Schlitz nicht selbst herstellen. Man muß daher von Hand bis auf die Sohle durchschlitzen, erst dann kann der Bagger den

Einschnitt erweitern. Die Arbeitsweise wird dadurch häufig unwirtschaftlich, vor allem bei verhältnismäßig kleinen Baugrubenabmessungen, wie wir sie im Grundbau im allgemeinen vorfinden. Dagegen kann der Löffelbagger den Schlitz aus dem vollen Material ohne größere Vorbereitungen selbst herstellen.

Die gute Anpassungsfähigkeit an die verschiedensten Geländeverhältnisse und an die wechselnden Wandhöhen der Baugruben lassen ihn weiter hervortreten. Seinem Aufbau gemäß gestattet der Löffelbagger auch eine gute Zerlegung in Gewichtsstücke handlicher Abmessungen. Das ist besonders von Wichtigkeit für eine Baumaschine, deren Betriebsdauer durch die Bauzeit meist

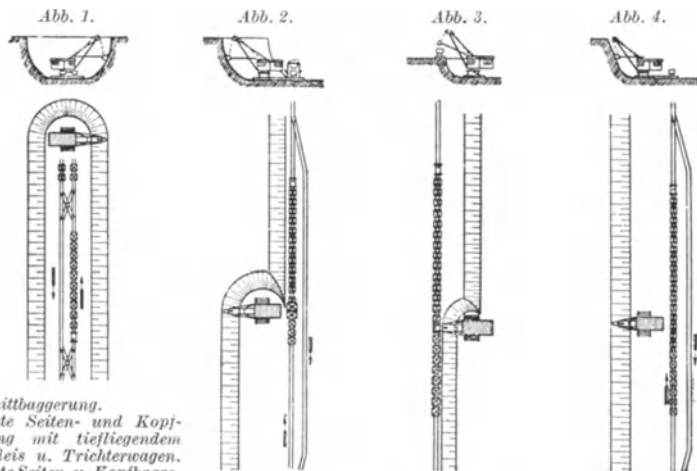


Abb. 1: Einschnittbaggerung.
Abb. 2: Gemischte Seiten- und Kopf-
baggerung mit tiefliegendem
Fördergleis u. Trichterwagen.
Abb. 3: Gemischte Seiten- u. Kopf-
baggerung mit erhöhtem Fördergleis.
Abb. 4: Seitenbaggerung.

Abb. 98. Arbeitsweisen des Löffelbaggers.

nur auf eine bestimmte Frist beschränkt ist und die nach beendeter Arbeit abtransportiert werden muß. Nach seiner Arbeitsweise gehört der Löffelbagger zu den Hochbaggern, d. h. er gräbt von der Baggersohle aus hoch anstehende Massen ab. Demgegenüber sind in neuester Zeit in Amerika Löffelbagger in

Verwendung genommen worden, deren Löffel von oben in den Boden schneidet und in Richtung nach dem Führer zu bewegt wird. Über die Eignung dieser „ditcher“ oder „back-hoe“ (d. i. Graber oder Hacke) für den Grundbau liegen keine Angaben vor. Dagegen scheint der sonst für den Straßenbau viel verwendete Schichtenbagger, der „skimmer“, für Baugruben auch größeren Umfangs geeignet zu sein, da er durch die wagrecht nach vorn geführte Bewegung des Skimmerlöffels die Herstellung einer ganz gleichmäßigen Sohlenfläche ermöglicht (Abb. 99).

Mit dem Löffelbagger ist jede Art von Boden zu lösen und zu laden, sofern die Bodenmassen nach den örtlichen Verhältnissen überhaupt in Hochbaggerung abgetragen werden können. Bei hartem Boden oder Gestein werden Sprengschüsse zu Hilfe genommen. Oft verschütten die abgesprengten Massen das Baggergleis, das gleiche kommt beim Bearbeiten sehr hoch anstehender

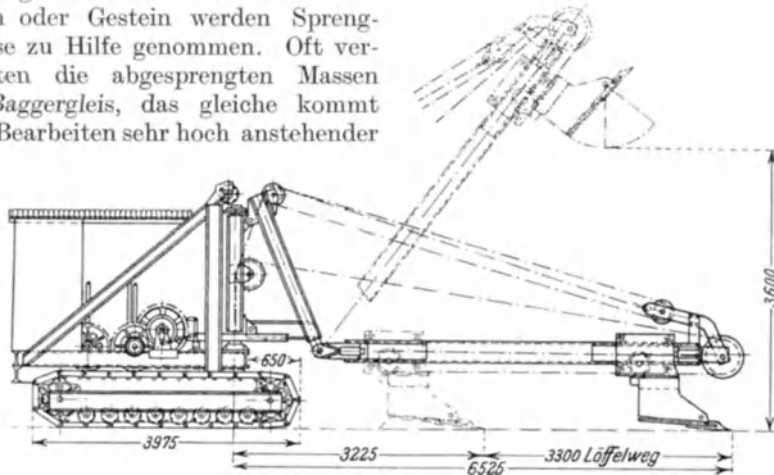


Abb. 99. Schichtenbagger. (Nach M. Buhle und W. Franke, Bautechnik, 1927.)

Wände vor. Da ist der Löffelbagger in der Lage, sein verschüttetes Gleis selbst wieder freizubaggern, während z. B. beim Eimerkettenbagger umständliche, zeitraubende und teure Freilegung von Hand erforderlich ist. Steine, Reste alter Bauwerke, Wurzelstubben u. dgl. in der Baugrube bilden kein Hindernis. Können sie mit dem Löffel nicht aufgenommen werden, wie z. B. größere Findlinge, so legt der Bagger sie von allen Seiten frei, faßt sie mit Hilfe einer Kette oder eines anderen Lastorgans und lädt sie in Transportwagen. Er ist also ohne Umbau als Kran zu verwenden, und zwar wahlweise mit Lasthaken, Tragemagnet oder mit Greifer. Ferner kann er durch eine weitere Sonderausrüstung in eine Ramme verwandelt werden.

Greifbagger.

Da der Arbeitsvorgang des Bodenaushubs im wesentlichen einen senkrechten Förderweg umfaßt, das Aufladen des Gutes in vielen Fällen durch eine Drehung des beweglichen Maschinenoberteils eingeleitet wird, so lag es nahe, den zu anderen Zwecken bereits erfolgreich verwendeten Drehkran, bei welchem die gekennzeichneten Bewegungen vorherrschen, ebenfalls zum Bodenaushub heranzuziehen, wobei als Schaufelorgan ein Greifer dient. So führte sich der Greiferdrehkran als sog. Greifbagger in den Baubetrieb ein, für den er heute eine unentbehrliche Arbeitsmaschine darstellt (Abb. 100). Das Ausheben einer Baugrube unter stark beschränkten räumlichen Verhältnissen in Tiefbaggerung, die Verwendbarkeit für jede Tiefe und für jeden Boden, auch für Arbeiten unter Wasser, das Wegräumen sperriger, mit dem Löffelbagger nicht zu erfassender Hindernisse, die Möglichkeit, zum Beton-Versenken dienstbar gemacht zu werden oder auch mit einem Lasthaken versehen, als Kran Verwendung zu

finden — das sind Vorteile, die dem Greifbagger in vielen Fällen das Übergewicht verschaffen können. Ist z. B. eine Baggerarbeit in einer abgesteiften Baugrube auszuführen, wo das Baggergerät zwischen den Rundholzsteifen hindurchgreifen muß, so kann nur ein Greifbagger den Anforderungen des Baubetriebes genügen.

Ältere Konstruktionen der Greifbagger findet man häufig noch mit Ketten ausgerüstet. In neuerer Zeit werden ausschließlich Drahtseile zum Halten und Schließen des Greifers verwendet. Die Erfahrungen des Betriebes haben ergeben, daß Ketten bei scharfem Frost unvermutet brachen, wodurch natürlich eine längere Arbeitsunterbrechung hervorgerufen wurde. Die heute benutzten Drahtseile zeigen durch ihr rauhes Aussehen sogleich an, wenn sie durch den unvermeidbaren Verschleiß reparaturbedürftig geworden sind. Das Auswechseln des Seiles kann dann in einer Betriebspause vorgenommen werden. Des weiteren gestattet die Verwendung von Drahtseilen eine größere Arbeitsgeschwindigkeit,

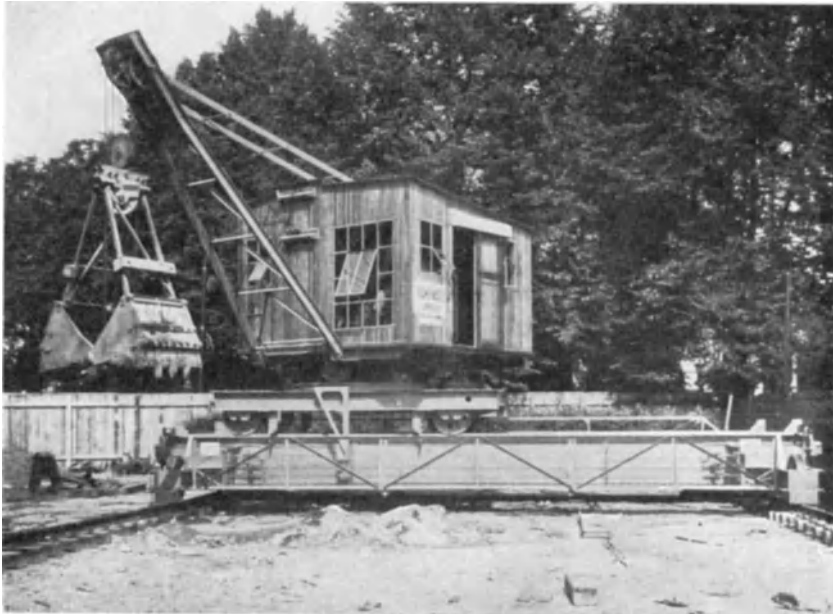


Abb. 100. Elektrisch betriebener Greifbagger. (Kampnagel, Hamburg.)

auch haben Seile ein geringeres Gewicht als Ketten, ein Vorzug, der wiederum der Größe der Greifer zugute kommt.

Für die Beurteilung der Brauchbarkeit eines Greifbaggers für einen vorliegenden Fall sind jedoch die Nachteile dieser Baggertypen nicht zu vernachlässigen. Sie sind einmal begründet in der schweren Konstruktion des Krans, der das große Eigengewicht des Greifers bewältigen muß. Der Greifer selbst muß notwendigerweise schwer gebaut sein, um ein möglichst tiefes und sicheres Eingreifen in den Boden zu gewährleisten. Zum andern wird die Wirkung des Greifers dadurch herabgesetzt, daß man niemals mit Sicherheit voraussagen kann, welche Bodenmenge die Schalen erfassen werden. Die Füllung ist, je nachdem der Greifer in den Boden einsinkt, ob er Sand, leichten Kies, gewachsenen Boden, Ton oder schweren Lehm baggert, verschieden. Gerät ein Stein oder eine Baumwurzel zwischen die Greiferschneiden, so kann das übrige gegriffene Baggergut zum Teil wieder herausfallen. Durch ein möglichst starkes Schließwerk sucht man diesem Übelstand zu begegnen.

Die Greifer erhalten ein scharfes Gebiß, meistens aus Dreikantstahl, je nach Verwendungszweck mit kurzen meißelförmigen oder mit langen, spitzen Zähnen

(Abb. 101). Durch besonders zweckmäßig geformte Zähne läßt sich erreichen, daß der Greifer auch beim Baggern von schwerem Boden sich gut füllt. Das Innere der Schalen ist frei von Rippen oder ähnlichen Verstärkungen, die das Festhalten des Bodens beim Ausschütten begünstigen könnten. Für Unterwasserbaggerungen sind gelegentlich auch dreiteilige Greiferschalen, in Amerika sogar vierteilige im Gebrauch. Neuerdings konstruiert man auch in Deutschland mehrteilige Kugelschalengreifer.

Zur Bedienung eines Greifbaggers sind bei angestrengtem Betrieb 2 Mann erforderlich, einer, der das Senken, Schließen, Heben des Greifers und das Drehen des Oberwagens steuert, ein zweiter, dem die Längs- und Querbewegungen des Baggers obliegen. Die Greiferschalen fassen 0,5—3 cbm, Stundenleistungen von 20—100 cbm sind mit Greifbaggern erreicht bei 40—50 Kranspielen pro Stunde.

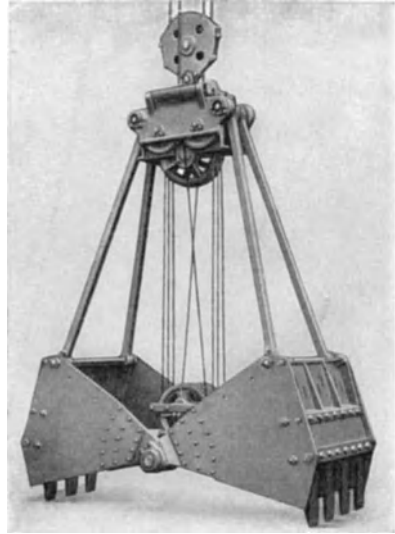


Abb. 101. Greifer für Bodenaushub. (Menck und Hambrock, Altona.)

Eimerkettenbagger.

Bei den bisher betrachteten Baggerformen, dem Löffel- wie dem Greifbagger, ist ein deutliches, zeitlich begrenztes Kranspiel zu unterscheiden. Die dritte Gruppe der im Baubetriebe anzutreffenden Baggermaschinen, die der Eimerkettenbagger, steigert die Leistungsfähigkeit der Anlage durch eine stetige Bewegung des Schürfkübels in der Baugrube. Die Eimerkettenbagger kommen nur für ganz große Baugruben in Frage, ihnen ist im allgemeinen das Feld im Tagebau der Braunkohlen-, Kreide-, Ton- und Kiesgruben („Abraum-bagger“) vorbehalten, desgleichen finden sie bei Eisenbahn-, Hafen- und Kanalbauten mit Erfolg Verwendung. Für den eigentlichen Gründungsbau werden wohl nur in den seltensten Fällen Baugruben derartiger Abmessungen ausgehoben werden, daß sich die kostspielige Aufstellung des sonst im Betriebe sehr wirtschaftlichen Eimerkettenbaggers lohnt. Die Unterhaltungskosten sind verhältnismäßig gering, lediglich die Eimerkette mit ihren Bolzen, Kübeln usw. ist starkem Verschleiß ausgesetzt.

Der Vorteil dieser Maschine liegt in der ununterbrochenen Arbeitsweise, die häufig noch weiter fortgesetzt wird durch die Verbindung des Baggers mit einem Gurtförderer, der den Abtransport des Bodens vermittelt. Hinsichtlich der Art der Materialausschüttung werden Hinter-, Seiten- und Portalschütter unterschieden. Unter diesen haben sich besonders die Doppelschütter bewährt, die gestatten, daß der zum Erdtransport bestimmte Leerzug bereits in das Portal einfahren kann, während der Vollzug noch in dem einen Profil steht, so daß ein Stillstand des Betriebes während des Zugwechsels überhaupt nicht vorkommt. Der Nachteil dieser an sich recht günstigen Bauart gegenüber anderen Ausführungen ist darin zu sehen, daß beim Vorrücken des Baggers nicht nur die Baggergleise, sondern auch die Fördergleise verlegt werden müssen.

Eimerkettenbagger, wie sie ihre größte Verwendung in Deutschland gefunden haben, werden für Bauzwecke mit Eimern bis zu 500 l Inhalt gebaut. In schwerem Boden leisten sie 50—450 cbm/Stunde, bei leichterer Arbeit steigt die Leistung bis zu 600 cbm/Stunde. Als Tiefbagger werden die Maschinen dann verwendet, wenn Einschnitte unterhalb der Gleisebene gemacht werden sollen und besonders dann, wenn Wasser vorhanden ist, da der Tiefbagger die aufgehobenen Erd-

massen gleich in die Höhe schafft, in der sie wegbe­fördert werden können. Vor­bedingung ist aber eine für die Aufstellung des Baggers genügend ebene Ober­fläche des abzugrabenden Bodens. Die Baggertiefe kann je nach der Maschinen­größe 5—25 m betragen. Mit Eimerkettenbag­gern werden auch Unterwasser-



Abb. 102. Eimerketten-Tiefbagger auf Raupenbändern. (Lübecker Maschinenbaugesellschaft, Lübeck.)

arbeiten ausgeführt, wobei allerdings ein starker Leistungsrückgang zu ver­zeichnen ist. Dagegen versagen sie bei starkem Frost, wo Löffelbagger z. B. noch gut arbeiten können. Der in Abb. 102 dargestellte, auf Raupenbändern

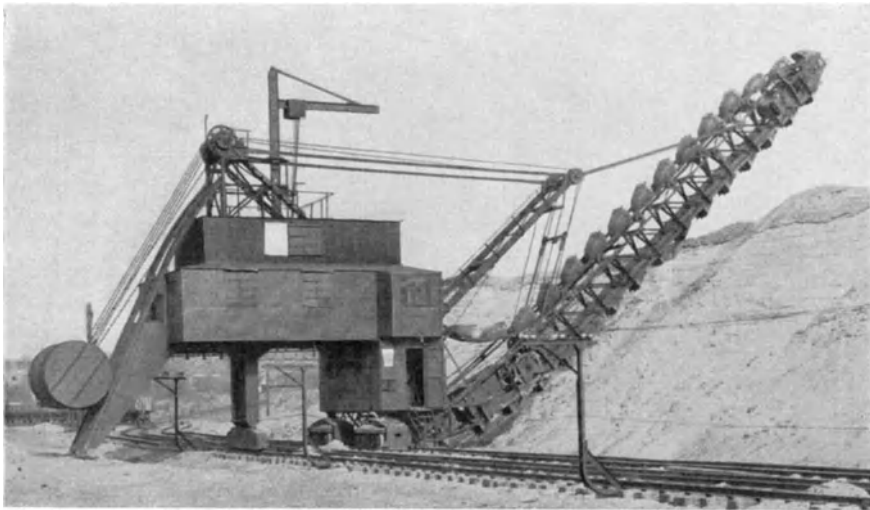


Abb. 103. Eimerketten-Hochbagger. (Lübecker Maschinenbaugesellschaft, Lübeck.)

laufende Tiefbagger ist zum Abtransport des gewonnenen Gutes mit einem Gurtförderer ausgerüstet.

Die Verwendung des Eimerkettenbaggers als Hochbagger geschieht dort, wo Boden abzugraben ist, der über der Baggersohle ansteht und wo die Maschine an eine bereits vorhandene Böschung gestellt werden kann. Abb. 103 zeigt einen Hochbagger als Einfach-Portalschütter für 12—14 m Abtragshöhe und Eimer-

inhalt von 300 l. Bei ungünstigen Geländebedingungen muß evtl. erst ein Löffelbagger bessere Arbeitsbedingungen schaffen, weswegen auch in der Hochbaggerung der Löffelbagger mehr und mehr bevorzugt wird. Bleibt auch dieser in seiner Leistungsfähigkeit hinter dem Eimerkettenbagger, der Abbauhöhen von 8—18 m bewältigen kann, zurück, so ist doch besonders für den Grundbau die größere Maschine wegen der mangelhaften Transportfähigkeit, wegen ihres größeren Raumbedarfs zur Entwicklung der erforderlichen Gleise und wegen der nicht überall anzutreffenden Vorbedingungen zur Arbeitsmöglichkeit unterlegen.

Die Bedienungsmannschaft eines großen Eimerkettenbaggers besteht aus einem Baggermeister, einem Maschinisten, einem Klappenschläger und einem Heizer. Bei elektrischem Antrieb wird ein Mann gespart. Doch steht diese Anzahl nicht unbedingt fest und wechselt mit der Höhe der Baggerleistung und der Eigenart des zu gewinnenden Bodens.

Sonderausführungen.

Außer den bislang betrachteten Hauptformen der Trockenbagger werden noch eine große Anzahl anderer Bauarten für besondere Arbeiten verwendet. Als ein wichtiges Hilfsmittel beim Aushub sehr ausgedehnter Baugruben hat der aus Amerika stammende Kabelbagger seine Zweckmäßigkeit oft bewiesen, obwohl er bei uns erst in neuerer Zeit für Bauarbeiten Aufnahme gefunden hat. Der Kabelbagger ist aus dem einfachen und in Amerika altbekannten Baugerät, der sog. Erdschaufel, hervorgegangen. Diese mit geringer Einstichtiefe in den abzuhebenden Boden eingetriebene Schaufel wird mit Kraft über den Boden bis zur Abladestelle geschleift. Bei einem Fassungsvermögen von 0,1—0,15 cbm genügt Pferdebetrieb, bei 0,25—0,75 cbm kommen motorische Zugmittel in Frage, darüber hinaus ist dann der Kabelbagger am Platze.

Im wesentlichen besteht der Kabelbagger ähnlich wie ein Kabelkran aus dem hohen Maschinenturm mit Winden- und Führerhaus und dem niedrigen Gegenblock am anderen Ende des Tragseils, das die Baugrube der Breite nach überspannt. Die Höhe des Tragseils über dem Gelände ergibt sich mit Rücksicht auf die Spannweite und die jeweilige Bodenform. Eine gewisse Mindesthöhe muß eingehalten werden, damit die Laufkatze mit dem Schürfkübel selbsttätig, also ohne Stromverbrauch, zur Schürfstelle fahren kann. Hierzu ist eine Steigung des Tragseils von etwa 15%, bezogen auf die Endbefestigungen, notwendig. Beim Ausschachten großer Baugruben, wie sie bei Arbeiten für Dock- und Schleusenbauten vorkommen, sind mit Kabelbaggen Spannweiten bis zu 500 m überbrückt worden. Der größte Vorteil dieses Baggertyps ist darin zu sehen, daß er nicht nur das Erdreich löst und aushebt, sondern es in demselben Arbeitsvorgang über eine beliebige Strecke bis zur gewünschten Entladestelle fördert. Die Baugrube wird daher von jeglichen Bagger- und Feldbahngleisen freigehalten, da alles Gerät am Rande der Baugrube Aufstellung finden kann (Abb. 104).

Der Maschinenturm des Kabelbaggers ist bei der leichten Bauart meist ein einfacher Holzmast, der zur Erhöhung der Knicksicherheit mit Eisenbewehrung verspannt ist, bei der Arbeit in schwerem Boden werden die Türme in Eisen gebaut. Im allgemeinen erfolgt die Fortbewegung des auf Schienen laufenden Mastes mittels Handwinden, man hat jedoch auch schon diesen Antrieb mit Raupenbändern ausgeführt.

Das eigentliche Baggergerät beim Kabelbagger ist der Schürfkübel, der zum Ablauf des mitgenommenen Wassers durchweg mit Löchern versehen ist. Die Formen und Antriebsarten des Schürfkübels sind bei den einzelnen Ausführungen wieder recht verschieden. Zur Hauptsache erfolgt die Bewegung

des Schürfkübels und damit das Eingraben in den Boden durch Anziehen des Zugseils, das im Maschinenhaus auf einer mittels Dampf oder Elektrizität an-

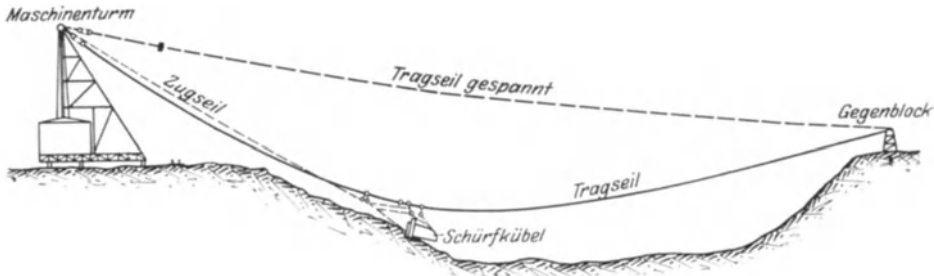


Abb. 104. Wirkungsweise des Kabelbaggers.

getriebenen Trommel liegt. Eine zweite Trommel ermöglicht über einen mehrfachen Flaschenzug ein Heben und Senken des Tragseils, das die Arbeit des Schürfkübels durch entsprechende Bewegungen unterstützt. An der Entladestelle wird der Kübel durch einen verstellbaren Anschlag über einem Schüttrichter um 90° gekippt, von wo das Baggergut mittels Feldbahnwagen u. dgl. weiterbefördert wird.

Zur Erzielung einer hohen Förderleistung ist eine geschickte Bedienungsmannschaft Vorbedingung. 15—18 Förderspiele werden von gut eingearbeitetem Personal in einer Stunde erreicht. Die Schürfkübel erhalten eine Größe von 0,5—3 cbm (für Kanalbauten bis zu 6 cbm), die erreichbare Schürftiefe kann bis zu etwa einem Drittel der Spannweite getrieben werden.

Dem Kabelbagger ähnlich ist der Eimerseilbagger (Abb. 105), bei welchem das Grabgerät ebenfalls ein durch zwei Seile geführter Schürfkübel ist. Der verstellbare Ausleger gestattet eine Baugrubenbreite bis zu 27 m, die Eimergröße wird wie beim Kabelbagger zwischen 0,5 und 3 cbm gewählt.

Die nachstehende Tabelle gibt einen Anhalt für die wichtigsten Daten der Trockenbagger, wobei die Angaben auf einige Vertreter jeder Bauart beschränkt wurden, gestaffelt nach der Größe des Baggergefäßes, also des Löffels, Greifers oder des Eimers. Die Werte gelten für elektrischen Antrieb und mit Ausnahme des Eimerkettenbaggers, für eine Ausführung der Maschinen auf Raupenketten.



Abb. 105. Eimerseilbagger an der Baugrube.

Die Leistungsangaben sind für Arbeiten in mittelschwerem Boden gemacht. Sie liegen durchweg bei etwa 50% der nach Inhalt des Baggergefäßes und Spielzahl pro Stunde oder Schüttungen pro Stunde errechenbaren Leistungen. Bei schwerem Boden werden nur etwa $\frac{1}{3}$ — $\frac{1}{5}$ der theoretischen

Leistung erreicht. Zu dem hohen Dienstgewicht der Maschinen ist zu bemerken, daß das Gewicht eines Raupenbaggers etwa 20—40% über dem eines Baggers

mit Schienenfahrwerk liegt. Das Dienstgewicht eines Dampfbaggers ist mit etwa 10% über den Werten in der Tabelle zu veranschlagen.

Baggertype	Inhalt des Baggergefäßes cbm	Mittlere Leistung cbm/Stde.	Größe Bagger-			Tragfähigkeit als Kran kg	Zweckmäßige Kippwagengröße cbm	Maschinenleistung PS	Bedienungspersonal	Dienstgewicht kg
			reichhöhe mm	reichweite mm	reichtiefe mm					
Löffelbagger . . .	1	60—100	9260	10800	1850	3650	2	105	1	51580
	2,25	100—150	12950	15000	2300	9200	3—4	264	1	133200
	3,3	120—200	15500	17800	2560	14300	5—6	412	1	213700
Greifbagger . . .	0,8	20—40	5850	14600	8000	3650	1—2	105	1	49100
	1,25	30—80	7000	17100	9270	5800	2	166	2	80150
	3,15	60—100	10100	23750	12800	14300	5—6	412	2	205100
Eimerkettenbagger	0,25	180—220	13000	13000	15000	—	4—5	135	3	150000
	0,4	350—400	14000	14000	18000	—	5	260	3	261000
	0,5	400—500	18000	18000	23500	—	5	285	3	350000
Eimerseilbagger .	2	100—120	8900	23150	6940	9200	3—4	264	1	127900

Für den Aushub von Brunnenschächten und ähnliche Grundbauten ist der Eimerkettenbagger in einer Sonderbauart als Vertikalbagger oder Schachtbagger entwickelt worden. Abb. 106 zeigt diese Ausführung, welche in ihrer Konstruktion den Anforderungen räumlich beschränkter Baugruben bei einer Baggertiefe von 10—12 m entspricht.

Es hat auch nicht an Versuchen gefehlt, mittels grundsätzlich anders gearteter mechanischer Hilfsmittel Baugruben auszuheben, Brunnen herzustellen u. dgl. Als vermittelndes Element dieser Art der Förderung tritt meistens das Wasser auf, das z. B. als Grundwasser in den Brunnen vorhanden ist und die hydraulische Förderung eines Sand-Wassergemisches gestattet. Pumpenbagger verschiedenster Bauart und in mannigfachen Zusammensetzungen sind für Bauzwecke verwendet worden, auch wurden mit Druckwasser oder mit Preßluft betriebene Heber für Gründungen unter Wasser gebraucht. Größere Bedeutung steht diesen Geräten heute nicht mehr zu, lediglich insofern finden die Pumpenbagger immerhin einige Beachtung, als sie den gebaggerten Schlamm durch Rohrleitungen auf weitere Entfernungen, selbst über Bodenhebungen hinweg, bequem und billig zu fördern gestatten.

Antriebsarten.

Für den Antrieb der Trockenbagger kommen Elektrizität, Dampf und Treiböl in Frage. Daß der Dampf die ältere Betriebskraft darstellt, ist nicht die alleinige Ursache, daß heute noch der Dampfantrieb in der Mehrzahl der Baggereimaschinen anzutreffen ist. Der Grund ist hauptsächlich zu suchen in der Unabhängigkeit des Dampfbetriebes von fremden Kraftquellen und in seiner großen Unempfindlichkeit gegen rauhe Behandlung, die gerade im Baggerbetrieb unvermeidlich ist. Deswegen dringt der elektrische Betrieb auch nur langsam bei



Abb. 106. Eimerketten-Vertikalbagger. (Gauhe, Gockel & Co. Oberlahnstein.)

den Baggermaschinen vor. Dazu kommt, daß der Betrieb eines einzelnen elektrischen Baggers die stromliefernde Zentrale in unerwünschter Weise belastet, denn die starken Stromschwankungen, die hohen Stromstöße müssen von den Maschinen des Werkes aufgenommen werden können. Abb. 107 zeigt die Kurve des Stromverlaufs bei einem Löffelbagger, der zwei Spiele in einer Minute macht. Man versucht neuerdings durch besondere Maschinenschaltungen die Stromstöße besser auszugleichen.

Im übrigen ist die Entscheidung über die Antriebsart eine Wirtschaftsfrage. Der Wirtschaftlichkeit wird stets die ausschlaggebende Stimme in diesem Wettstreit gebühren, so sehr auch von der einen oder der anderen Seite die rein technischen Vorteile, die einfache Bedienung, die Unfallsicherheit, die zu erwartenden Übertragungsverluste, die Frage des Gewichts usw. dieser oder jener Betriebsart hervorgehoben werden.

Eimerkettenbagger mit gleichmäßigem, nicht stoßweisem Betrieb eignen sich ungleich mehr für elektrischen Antrieb als z. B. Löffelbagger. Die Vorteile des Elektromotors, die im Abschnitt E (S. 256) ausführlich geschildert sind, kommen dort besonders zur Geltung. Stellen sich in einem vorliegenden Fall die Stromzuleitungs- und Fremdbezugskosten zu hoch, so ist zu überlegen, den Strom auf der Baustelle durch eine entsprechende Selbsterzeugungsanlage herzustellen.

Der elektrische Antrieb beim Löffelbagger wird zweckmäßig auf drei Motoren verteilt, je ein Motor für das Hubwerk, das Dreh- und Fahrwerk, sowie für

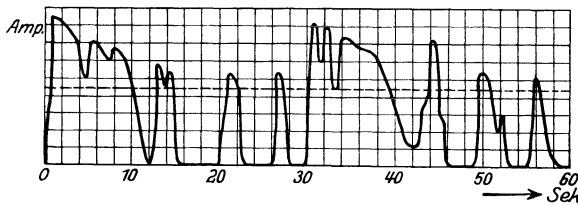


Abb. 107. Stromkurve eines Elektro-Löffelbaggers.

das Vorschubwerk des Löffelstieles. Der Eimerkettenbagger erfordert im allgemeinen zwei Motoren, von denen einer auf das Fahrwerk und einer auf den Turas arbeitet, jedoch kommen auch Ausführungen mit einem oder mit drei Motoren vor. Bei guter Unterteilung des Antriebs auf

mehrere Motoren werden Kupplungen vollständig vermieden, die wechselnden Bewegungen des Baggers sind daher rascher und flüssiger auszuführen.

Als Spannung kommen 440—550 Volt in Frage. Niedrigere Spannungen, an sich aus Gründen der Unfallverhütung wohl erwünscht, bedingen größere Stromstärken und damit schwere und teure Steuerapparate. Der Baggerführer, der in dem rauhen Baubetrieb derart unhandliche Geräte betätigen muß, wird in sehr kurzer Zeit ermüden und kann seine Aufmerksamkeit nicht mehr voll dem Arbeitsvorgang zuwenden. Der Strom wird dem Bagger, wenn möglich, bis dicht an die Baugrube auf Freileitungen als der billigsten Kraftübertragung zugeführt, an welche der Bagger mit Hilfe eines Schleppkabels angeschlossen wird, das sich bei einigen Bauarten auf eine am Bagger befindliche Kabeltrommel selbsttätig aufwickelt. Auf Abb. 102 ist die Trommel an der Querseite des Eimerkettenbaggers deutlich zu erkennen.

Da der Dampfmaschinen- und Kesselbau durch Einführung seiner neuesten Fortschritte in das Gebiet des Baggermaschinenantriebs sich ständig wettbewerbsfähig erhält, konnte sich der Dieselmotor hier erst in den letzten Jahren durch befriedigende Betriebsergebnisse mehr durchsetzen. Seine bekannten Schwächen, die Unfähigkeit, sich mit der Umdrehungszahl der Belastung anpassen und dadurch starke Stöße und Überlastungen aufnehmen zu können, ließen sich nach amerikanischem Beispiel durch den diesel-elektrischen Antrieb vermeiden. Da dieser jedoch für die im Grundbau verwendeten Baggergrößen zu kostspielig ist, wird, wenn man bei Verwendung billigen Treiböls sich die

vorzüglichen Eigenschaften des elektromotorischen Antriebs zunutze machen will, der oben angegebene Weg der Selbsterzeugung des elektrischen Stromes in einer kleinen Ölmaschinenzentrale vorzuziehen sein.

Bodenabförderung.

Es wurde gesagt, daß schon dem Bodenaushub durch Baumaschinen bis in die jüngste Zeit hinein vielerorts die Beachtung versagt geblieben ist, die ihm im Gründungsbau zukommt. In noch weiterem Maße gilt dies in der Frage der raschen und wirtschaftlichen Abfuhr des gebaggerten Bodens, die noch heute das Stiefkind der maschinellen Bauausrüstung geblieben ist. Es läßt sich immer wieder beobachten, daß die Leistung eines Baggergerätes sich nicht allein als Funktion seiner Leistungsfähigkeit selbst darstellt, sondern entscheidend beeinflußt wird von der Schwierigkeit, die gebaggerten Erdmassen fortzuschaffen.

Das Werfen des Bodens von Hand ist nur in kleinen Baugruben bei beschränkter Tiefe wirtschaftlich. Bei Gruben größerer Abmessungen wird die Förderung des gelösten Bodens auf Lastautos und Feldbahnen notwendig, die mit natürlichem Gefälle bis auf die Baugrubensohle hinabgeführt werden. Bei längeren Wegen ist auch wohl eine besondere Bodengewinnungs- und -abfuhrart anzuwenden, wie solche im Kabelbaggerbetrieb dargestellt wurde. Große



Abb. 108. Muldenkipper.

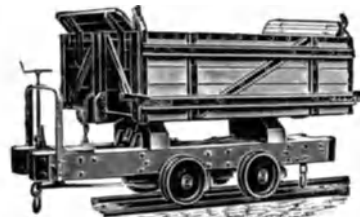


Abb. 109. Kastenkipper.

Baugruben verlangen bei Feldbahnbetrieb wohlüberlegte Gleisanordnung, richtig bemessene Lokomotivzugkräfte und einen in allen Einzelheiten feststehenden Arbeits- und Betriebsplan.

Der Hauptvertreter des Förderwagens ist der bekannte Muldenkipper, dessen Eisenblechmulde von etwa dreieckigem Querschnitt in zwei Punkten auf dem Untergestell drehbar gelagert ist. Die übliche Größe für den Baubetrieb ist 1 cbm bei 600 mm-Spur (Abb. 108); jedoch werden gleiche Typen auch bis zu 5 cbm und für 900 mm Spurweite ausgeführt. Das Kippen erfolgt nach Lösen der Feststellvorrichtung über eine Seitenwand. Bei größeren Baugruben muß man Kastenkipper verwenden, das sind Kippwagen mit rechteckigem Querschnitt, welche den über den Feldbahngleisen verfügbaren Raum besser ausnutzen. Das Kippen geschieht um eine Längskante unter Aufheben der an der oberen Kante lose aufgehängten Seitenwand. Die Sperrvorrichtung dieser Wand wird durch besonderen Aufschlag erst aufgehoben, nachdem der Schwerpunkt des gefüllten Wagens über den Drehpunkt hinaus verschoben ist, so daß eine vollständige Entleerung des Kastens stattfinden muß (Abb. 109). Das Kippen wird durchweg von Arbeitskolonnen unter Verwendung langer Hebebäume vorgenommen. Die Größe der Abfuhrwagen muß natürlich in einem bestimmten Größenverhältnis zum Fassungsvermögen des Löffels oder Greifers der Baggermaschine stehen. Für einen 2 cbm-Löffel hat sich z. B. der 3,5 cbm-Wagen als am vorteilhaftesten erwiesen, da er durch zwei Löffelspiele gerade gefüllt werden kann. Wagen von gleichem Fassungsvermögen wie das Schürforgang zu verwenden, wird sich nicht empfehlen, da der Bagger wegen der kleinen Wagenfläche Material danebenwirft, das dann meist von Hand wieder aufgeladen

werden muß. Auch werden die größeren Wagen durch die stoßweise auffallenden Erdmassen nicht so in Mitleidenschaft gezogen wie kleine Fahrzeuge.

Mit dem Steigen der Baggerleistungen hält die Arbeitsweise, das Kippen der Wagen von Hand vorzunehmen, nicht mehr Schritt und muß durch mecha-

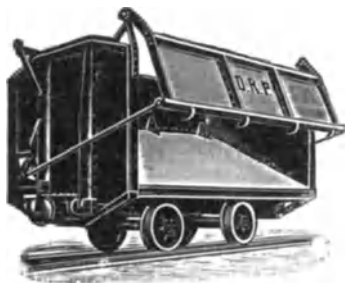


Abb. 110. Flachboden-Selbstentlader.
(Ebenso wie Abb. 108 und 109
Fr. Krupp A.-G. Essen.)

nische Hilfsmittel verbessert werden. Für andere Zwecke, insbesondere für den Abraumbetrieb in Braunkohlengruben, sind größere eiserne Wagen ausgebildet worden, bei denen nach Lösen der Feststellvorrichtung die Entleerung ohne menschliche Arbeitsleistung erfolgt. Abb. 110 stellt einen Flachbodenentlader dar, der besonders zur Förderung von backendem Material geeignet ist. Beim Kippen werden der Boden und das Ladegut zwischen den feststehenden Kopf- wänden bewegt, der Kasten fällt nur durch Um- legen eines Hebels in seine alte Lage zurück. Diese Selbstentlader sind erst in sehr geringem Maße

in den Baubetrieb aufgenommen worden. Der Bauunternehmer bevorzugt hölzerne Konstruktionen, da sich diese auf der Baustelle ohne besondere Werk- zeuge und Vorrichtungen rasch ausbessern lassen. Bei Baugruben, in denen größere Trockenbagger arbeiten, vernetwendigt sich auf jeden Fall eine Aus- besserungswerkstatt, auch müssen immer einige geschulte Leute vorhanden sein, die mit den heute zu großer Vollkommenheit durchgebildeten Schweiß- geräten umzugehen wissen, so daß Instandsetzungsarbeiten an den eisernen Selbstentladern rasch und billig auszuführen sind. Es steht daher zu erwarten,

daß sich diese neuzeitlichen arbeitsparenden Hilfsmittel mit der Zeit in den Baubetrieb, wenn auch vorerst nur in Bau- gruben von großen Ausmaßen, einführen werden.



Abb. 111. Bagger, Gleis vorbauend.

Die Feldbahn- und die Baggergleise werden vom Betrieb als außerordentlich störend empfunden. Dies macht sich be- sonders bemerkbar beim Fortgang der Bagger- arbeiten. Sind der Löffel- und der Greif- bagger noch in der Lage, ihr Fahrgleise selbst vorzubauen, indem sie das zu einem Rahmen zusammengefaßte, auf Schwellen fest ver- schraubte Gleisstück der bereits durch- laufenen Fahrbahn wie ein Kran heben, herumschwenken und in Richtung des Ar- beitsfortschritts vorn ansetzen (Abb. 111), so muß z. B. beim Eimerkettenbagger der Gleisvorbau von Hand ausgeführt werden — eine teure und zeitraubende Arbeitsweise. Ähnlich liegt es bei den Feldbahngleisen. Man ist daher stellenweise dazu überge- gangen, bei angestrengtem Betrieb das Ver-

legen der Gleise mit Hilfe besonderer Gleisrückmaschinen vorzunehmen, welche die Gesamtkosten für die Gleisverschiebung auf $\frac{1}{5}$ — $\frac{1}{10}$ der Kosten bei Handarbeit herabdrücken. Der Vorteil dieser Vorrichtung, wie sie Abb. 112 in der Arbens-Kammerertype zeigt, wird sich aber nur bei großen Abmessungen der Baugrube auswirken können.

Die Betriebsgleise der Bagger sind, sofern diese einem öfteren Wechsel der Lage unterliegen, meist ein lästiger Zubehör in der Baugrube, obschon

Schienen für die Fortbewegung der riesigen Gewichte der Bagger (80—450 t) den geringsten Fahrwiderstand bieten. Nachdem im Kriege die sog. Raupenkettens für Kampfswagen und Schützengrabenbagger sich bewährt hatten, wurde diese Antriebsart auch für die Baggermaschine des Grundbaues ausprobiert; sie hat durchweg auch im schwierigsten Gelände ihre Brauchbar-



Abb. 112. Gleisrückmaschine, Bauart Arbens-Kammerer. (Siemens Bauunion.)

keit erwiesen. Abb. 113 zeigt die Raupenbauausführung eines Löffelbaggers, der in schwerem Boden arbeitet. Um das große Gewicht der Baggermaschinen gleichmäßig zu verteilen, wird es von mehreren kleinen, über den ganzen unteren Kettenstrang verteilten Tragrollen aufgenommen, wobei die Gleichmäßigkeit der Belastung noch durch Federn unterstützt wird. Da man von einem selbstfahrenden Bagger verlangt, auch weitere Strecken auf der Landstraße und innerhalb von Ortschaften zurückzulegen, muß man ihm eine Wendigkeit verleihen, daß er auch die kleinsten Kurven mit Sicherheit nehmen kann. Man erreicht dies geschickt dadurch, daß jedes Raupenband einzeln mit dem Antrieb gekuppelt und jedes auch einzeln abgebremst werden kann. Der Bagger kann somit auf der Stelle drehen. Mit Rücksicht auf das etwaige Einsinken in weichen Boden, wird die Raupenbandbreite möglichst hoch gewählt. Es ergeben sich Flächendrücke von 0,6—0,8 kg/qcm bei mittleren, bis zu 1 kg/qcm bei größeren Bauarten. Beim Arbeiten des Baggers erhöhen sich die Flächendrücke nach Maßgabe des Hebelarms, an dem die Grabarbeit erfolgt, auf etwa den doppelten Betrag. Die Fahrgeschwindigkeit beträgt etwa 2 km pro Stunde, die Bedienung erfordert im allgemeinen 2 Mann.

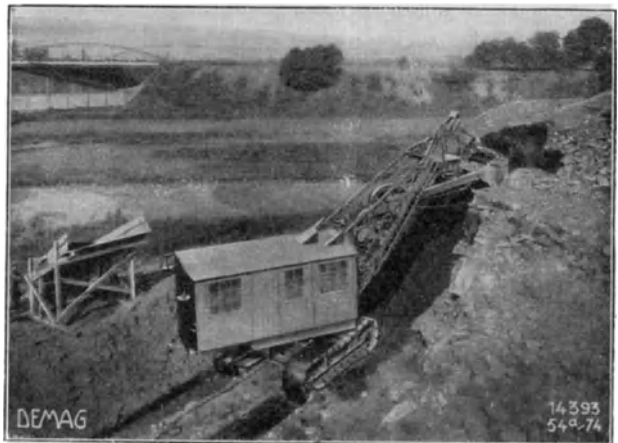


Abb. 113. Löffelbagger auf Raupenkettens.

F. Bauwerkstatt und sonstige Hilfseinrichtungen.

Werkzeugmaschinen.

Mittlere und größere Bauplätze für Gründungsarbeiten bedürfen, wie schon im ersten Hauptabschnitt dieses Buchteiles erwähnt, einer mehr oder weniger vollkommenen Werkstatteinrichtung, die nicht nur die Instandsetzungsarbeiten an den Antriebs- und Baumaschinen und den Werkzeugen so gut wie möglich und so weit wie wirtschaftlich im Eigenbetriebe auszuführen gestattet, sondern die unter Umständen auch so mit Werkzeugmaschinen versehen ist, daß in ihr Baustoffe maschinell zubereitet werden können. Dafür kommt z. B. in Frage das Zuschneiden von Ramppfählen, Spundbohlen, Schalungshölzern, das Bearbeiten von eisernen Trägern und Röhren u. a. m. Es ist dabei nicht gesagt, daß die Werkstatt für Instandsetzungsarbeiten und Baustoffbearbeitung zusammenhängen und unter einem Dach vereint sein müssen, ihre Anlage sei stets auf der Überlegung gegründet, daß die in ihr zu bearbeitenden Teile den geringsten Transportweg zurückzulegen haben. Für die Eisenbearbeitung kommen außer der Schmiedeeinrichtung in Frage ein bis zwei leichte und mittlere Drehbänke und Bohrmaschinen, eine Stoßhobelmaschine, eine Profil- und Rundeisenschere und eine Lochstanze; für die Holzbearbeitung Bandsäge und Kreis-

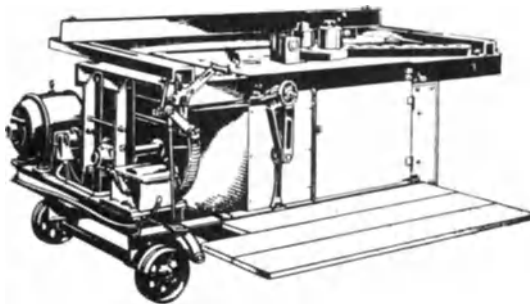


Abb. 114. Betoneisenbiegemaschine „Futura“. (Maschinenfabrik Wagenbach & Co., Elberfeld.)

säge. Für ganz große Baustellen ist die Werkstattanlage entsprechend umfangreicher zu gestalten, wie ja auch dort die Einrichtungen zur Vorbereitung und Verarbeitung der Beton- und Mörtelstoffe schon fabrikmäßig aufgezogen sind. Der Kraftbedarf dieser einzelnen Maschinen liegt zwischen 2 und 5 PS; am bequemsten erfolgt der Antrieb durch Elektromotoren mittelst Riemenübertragung. Da die ebenerwähnten Eisen- und Holz-

bearbeitungsmaschinen Gemeingut der technischen Industrie und allgemein bekannt sind, kann ihre Beschreibung an dieser Stelle unterbleiben. Wo Sonderwerkzeugmaschinen im Grundbau entwickelt sind, wie z. B. die Sägen für die Köpfe gerammter Pfähle oder sonstige besondere Hilfsmittel zur Erforschung des Baugrundes, wie z. B. Bohrgeräte, Grundkörpermaschine u. a. m., da sind sie im entsprechenden Abschnitt dieses oder des ersten Buchteiles mit behandelt worden. Für das Zurechtbiegen und Schneiden der Rundeisen für Eisenbetongründungen gab es schon lange zahlreiche Formen von Hand betriebener Geräte, neuerdings wird auch eine kraftgetriebene Betoneisenbiegemaschine auf den Markt gebracht, die bei verhältnismäßig kleinen Antriebskräften (1–3 PS) Rundeisen bis zu 30 mm und mehr Durchmesser um 45,90 und 180°, und zwar an zwei Stellen gleichzeitig, zu biegen gestattet. Solche Maschinen benötigen zur Bedienung und für Zu- und Ablegen der Rundeisen 3 Mann, schaffen aber das Vielfache gegenüber reinem Handbetrieb (Abb. 114).

Schweißeinrichtungen.

Eine besondere Bedeutung für Baustellen gewinnen neuerdings die modernen Schweißverfahren, die gleicherweise für Instandsetzungsarbeiten (Reparatur gebrochener und Verstärkung zerschlissener Maschinenteile u. ä.), wie auch für die Bearbeitung von Bauteilen (Abschneiden und Ansetzen von eisernen Spund-

wänden, Zurechtschneiden und Zusammenschweißen von Rohrleitungsteilen usw.) mit wachsendem Vorteil gebraucht werden. In Betracht kommen praktischerweise nur die Verfahren der Schmelzschweißung mittels brennbarer Gase und des elektrischen Lichtbogens, und zwar beide in Geräten, die leicht verfahrbar sind. Bei der Gasschmelzschweißung wird meist Azetylen, ein Gas hohen Wärmeinhaltes, das beim Zusammentreffen von Karbid und Wasser entsteht, kurz vor dem Ansatz der Flamme in einem besonders entwickelten Brenner (Abb. 115) mit Sauerstoff gemischt. Die bei der Verbrennung dieses Gemisches entstehende Temperatur (3000 bis 3600° C) ist imstande, Eisen durch Schmelzen zu verschweißen und bei Sauerstoffüberschuß durch Verbrennen zu zerschneiden. Das Sauerstoffgas wird verdichtet in Stahlflaschen bezogen, das Azetylen gas teils in besonderen Entwicklern an Ort und Stelle erzeugt, teils auch in Stahlflaschen (in denen es mit eigenartigen Hilfsmitteln verdichtet ist) angeliefert. Für längeren Gebrauch ist die Selbsterzeugung in fahrbaren und ortsfesten Entwicklern die wirtschaftlichere, für gelegentliche Hilfsarbeiten die Benutzung von Flaschengas in entsprechenden Fahrgestellen (Abb. 116) außerordentlich bequem. Die Azetylen schweißung ist für Wandstärken des Eisens bis zu 15 mm angebracht, das Zerschneiden bei Stahl hinsichtlich der Dicke kaum beschränkt, Gußeisen kann dagegen praktisch nicht zerschnitten werden, wohl aber mit dem Schweißbrenner geschweißt oder gelötet. Eine sehr sinnvolle Erweiterung der Anwendung der autogenen Schneidverfahren ist dasjenige der Dortmunder Union für Unterwasserzwecke; es findet z. B. im Grundbau Anwendung für das Abschneiden eiserner Spundwände unter



Abb. 115. Gasschmelzschweißung und ihre Zubehörteile. (Griesheim-Elektron.)

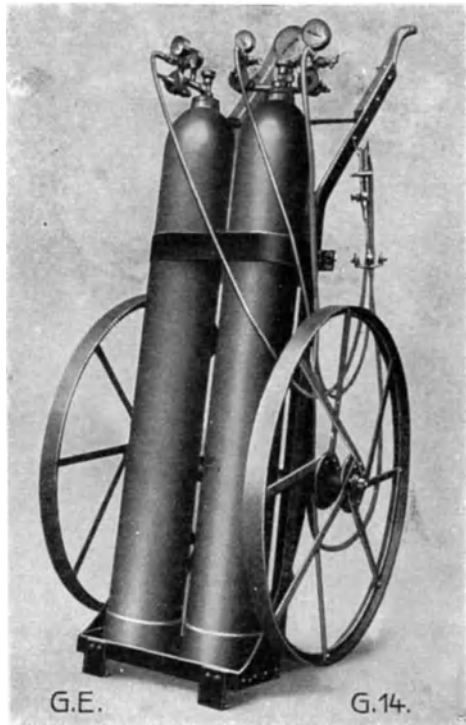


Abb. 116. Flaschenfahrgestell für die Gasschmelzschweißung. (Griesheim-Elektron.)

Wasser. Dabei wird die Möglichkeit, die Azetylen-Sauerstoffflamme im Wasser brennend zu erhalten, dadurch gegeben, daß man durch eine um die Schneidbrennerdüse ringförmig angeordnete zweite Düse Luft oder Sauerstoff unter



Abb. 117. Fahrbarer Schweißstromerzeuger.

entsprechendem Druck austreten läßt, so daß auf die passende Entfernung ein zylindrischer Hohlraum vom Wasser freigehalten wird. Als sehr wertvolle Ergänzung der Gasschmelzschweißverfahren hat sich im letzten Jahrzehnt die elektrische Lichtbogenschweißung entwickelt, die darauf beruht, daß zwischen Werkstück und einer Hilfselektrode ein Lichtbogen gebildet wird, dessen hohe Temperatur 3–4000° C zum Schneiden und Schweißen verwendet werden kann. Als Hilfselektrode dient ein Kohle- oder Eisenstab, der durch

sein Abschmelzen, wie auch beim Gasschweißen, das Zusatzmaterial für die Schweißnaht bildet. Es kann mit Gleich- und mit Wechselstrom geschweißt werden, jedoch nur unter ganz bestimmten Strom- und Spannungsverhältnissen, die nur von Sonderschweißdynamos dargestellt werden können. Abb. 117 zeigt einen fahrbaren Schweißumformer (für 250 Ampere bei 20 Volt Schweißspannung) der Siemens-Schuckertwerke. Die Lichtbogenschweißung eignet sich für Gußeisen und Stahl dickerer Wandstärken, das Schneiden mit dem Lichtbogen ergibt keine sauberen Schnitte. Immerhin kann man damit auch Spundwände abschneiden. Übrigens ist es mittels des elektrischen Lichtbogenschweißverfahrens gelungen, Spundwände durch Aufschweißen der gleichen Profile zu verlängern und tiefer zu rammen. Abb. 118 zeigt das Aufschweißen von Flanschen an Rohrleitungen, wie es bei Druckluftgründungen und Grundwassersenkung, oder wo sonst Rohrleitungen zu verlegen und zu verändern sind, mit Nutzen angewendet werden kann. Ganz besonders günstig ist die Lichtbogenschweißung für die Reparatur gußeiserner Maschinenteile, für das Verstärken zerschlossener Baggereimer und ihrer Zubehörteile, für Kesselinstandsetzungen u. ä. zu verwenden.



Abb. 118. Lichtbogenschweißung und ihre Zubehörteile. (Siemens-Schuckert-Werke.)

Jede mittlere und größere Grundbaustelle kann mit Vorteil eins der beiden oder beide Verfahren anwenden, Anschaffungs- und Betriebskosten sind mäßig, die Ersparnisse an Material, Arbeitslöhnen und Zeitverlust gegenüber anderen Schweiß- und Reparaturverfahren aber erheblich. Vorbedingung ist jedoch die

Verwendung zuverlässiger, gut ausgebildeter Schweißer, denn jede Schweißung ist Vertrauenssache und die Handlung mit den explosiblen Gasen oder mit dem für die ungeschützten Augen schädlichen elektrischen Lichtbogen verlangt ein gewisses Maß von Verantwortlichkeit.

Preßluftwerkzeuge.

Zu den kraftbetriebenen Werkzeugen, die sich im Baubetrieb einer großen Beliebtheit erfreuen, gehören die Preßluftwerkzeuge. Im Gründungsbau werden sie als Preßluftschlämm-, -meißel- und -bohrer benutzt, um felsigen Boden zu beseitigen, neuerdings werden auch sogar Preßluftgrabschaukeln hergestellt zum schnelleren Abgraben des Bodens (Abb. 119), Preßluftstampfer dienen zum Feststampfen des Betons. Wo Eisen- oder Holzkonstruktionen im Grundbau zu bearbeiten sind, können ebenfalls mit Vorteil preßluftgetriebene Bohrer, Meißel und Hämmer benutzt werden. Preßluftwerkzeuge haben den Vorteil einer ungefährlichen, dabei schnellen Arbeitsweise. Bei Arbeiten in engen, abgeschlossenen Räumen (Senkkästen) ist ihr weiterer Vorzug, daß sie die Luft nicht verschlechtern, sondern, sofern die Preßluft (meist 5—7 atü) selbst gehörig gekühlt und von Öl befreit ist, eher zur Luftverbesserung beitragen. Ein gutes Preßluftwerkzeug soll sich auszeichnen durch einfache, betriebssichere Konstruktion, durch geringe Belästigung des Arbeiters durch Gewicht, Rückstoß und Luftauspuff, und durch hohe Leistung bei möglichst kleinem Luftverbrauch. Preßluftstampfer, -schlämm- und -meißel verbrauchen etwa $\frac{1}{4}$ —1 cbm Luft in der Minute, Preßluftbohrmaschinen 1—2 cbm, je nach Leistung. Die Arbeitsweise der Preßluftgeräte beruht darauf, daß von der Luft ein Kolben außerordentlich schnell in einem Zylinder hin und her bewegt wird. Bei der einen Art Geräte fliegt der Kolben (Abb. 120) frei hin und her (800—1500mal in der Minute) und gibt seine Schlagenergie an das Ende des Zylinders ab, an dem das zu benutzende Werkzeug (Pickel, Nietkopfhämmer, Meißel, Bohrer, Stampfer u. ä.) in einer entsprechenden Einspannvorrichtung befestigt ist (Abb. 121). Bei der anderen Art treiben zwei bis vier Kolben an Kolbenstange und Kurbel ein Zahnradgetriebe, das die drehende Bewegung auf das Werkzeug abgibt,



Abb. 119. Preßluftgrabschaukel. (Flottmann Vertriebsgesellschaft, Berlin.)

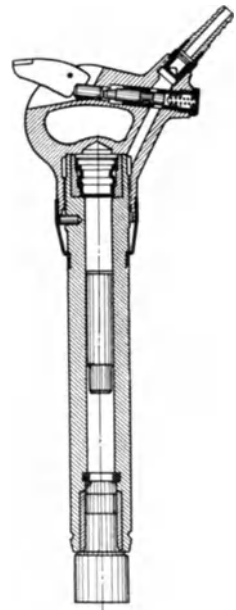


Abb. 120. Wirkungsweise des Preßlufthammers.



Abb. 121. Preßluftpickeisen.



Abb. 123. Preßluftstampfer.

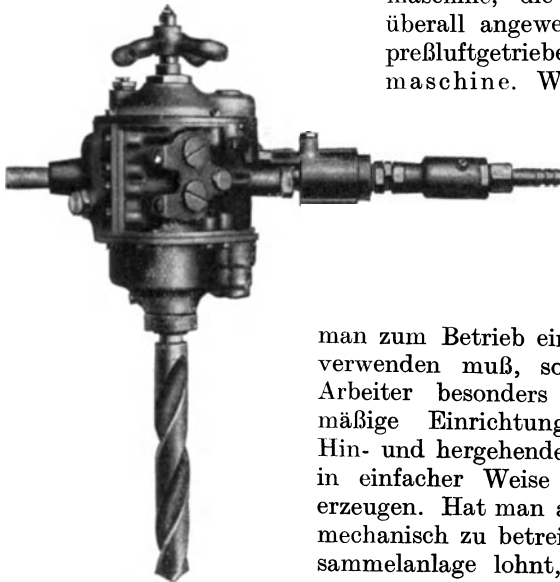


Abb. 122. Preßluftbohrmaschine. (Ebenso wie Abb. 120 und 123 von der Frankfurter Maschinenbau - A. - G. vorm. Pokorny & Wittekind.)

Abb. 122 zeigt eine auf diesem Grundsatz beruhende Preßluftbohrmaschine, die Löcher von 30—80 mm Durchmesser bohrt. Die Steuerung des Luftein- und -austritts vor und hinter den Kolben geschieht selbsttätig, ihre teilweise sehr verwickelte Arbeitsweise kann hier unbesprochen bleiben.

Preßluftbohrmaschinen leisten bis zum 20fachen des Handbohrens. Zur Verarbeitung größerer Stampfbetonmengen eignet sich der Preßluftstampfer gut (Abb. 123); bei etwa $\frac{1}{3}$ cbm minütl. Luftverbrauch leistet er in der Hand eines Arbeiters so viel wie 5—8 Handstampfer. Abb. 124 zeigt den Gebrauch einer Preßluftbohrmaschine mit einem etwa 1,5 m langen Spiralbohrer, um zur Verzimderung von Kaimauertragpfählen entsprechend tiefe Löcher durch das Holz zu bohren. Ist bei einem Grundbau festes anstehendes Felsgestein zu beseitigen, so kommen entweder Preßluft-Pickenhämmer oder aber Preßluft-Stoßbohrmaschinen zum Einbringen von Sprenglöchern in Frage, diese letzteren sind so schwer, daß sie nicht mehr von Hand gehalten werden können, sondern an Stützen befestigt werden müssen. Daß die Preßluft auf Baustellen auch gelegentlich zur Hebearbeit in Hubzylindern, zum Blasen bei Schmiedefeuern, zum Fördern und Einpressen von Beton, zum Herausziehen der Formrohre von Ortspfählen aus der Erde u. ä. verwendet wird, sei nebenbei bemerkt. Eine ähnlich bequem zu handhabende Bohrmaschine, die als tragbares Werkzeug ziemlich überall angewendet werden kann gleich wie die preßluftgetriebene, ist die elektrische Bohrmaschine. Wenn sonst keine Preßluft auf der

Baustelle verwendet wird, ist der elektrische Bohrantrieb auch wirtschaftlicher als der pneumatische. Die elektrische Bohrmaschine ist im Grundbau üblich in den Leistungsabmessungen bis zu etwa 30 mm Bohrlochdurchmesser in Eisen. Da

man zum Betrieb eine Spannung von 110 bis 220 Volt verwenden muß, so achte man zur Sicherheit der Arbeiter besonders auf zuverlässige und vorschriftsmäßige Einrichtung der Stromzuführungsleitungen. Hin- und hergehende (Schlag-) Bewegungen sind leider in einfacher Weise nicht unmittelbar elektrisch zu erzeugen. Hat man also 1 oder 2 Hämmer, Meißel u. ä. mechanisch zu betreiben, für die sich keine Preßluft sammelanlage lohnt, so verwendet man mit Nutzen sogenannte Kleinstkompressoren, die in fahrbarer oder tragbarer Ausführung bei 1,5 bis 2,5 kW Anschlußwert ein bis zwei Preßluftwerkzeuge zu betreiben gestatten.

Neuerdings wird für die Bearbeitung von Pfahlköpfen eine tragbare, kraftgetriebene (etwa 1 PS Benzin- oder Elektromotor) Kettensäge empfohlen; für den Baugrubenbetrieb scheint dies Gerät reichlich empfindlich zu sein.

Beleuchtungsanlage.

Im weiteren Sinne gehören zu den maschinellen Hilfsmitteln einer Grundbaustelle auch die

Beleuchtungseinrichtungen, um so mehr, je weitgehender auch die Dunkelstunden zur Bauarbeit herangezogen werden. Gewisse Gründungsarten, wie Druckluftgründungen, Absenkung von Brunnenschächten spielen sich sowieso im Dunklen ab. Es ist heute müßig, über verschiedene Beleuchtungsarten zu sprechen, denn ab-



Abb. 124. Preßluftbohrmaschine auf der Baustelle.

gesehen von den in Not- und Behelfsfällen benutzten Flammenfackeln aus Azetylen- oder Petroleumgas, kommt ausschließlich das elektrische Licht als künstliche Beleuchtung in Frage und zwar nur in der Form der elektrischen Glühlampe von 25—1000 Watt Lichtstärke bei 110 oder 220 Volt Spannung. Hat man enge und feuchte Räume zu erhellen, wo man die Glühlampen nicht ganz dem Handbereich entziehen kann oder sogar nur mit Handlampen arbeiten kann, da ist es geboten, bei Verwendung von Wechselstrom diese Lampen mit ganz niedriger Spannung (24 oder 40 Volt) zu betreiben, um Unfälle zu vermeiden. Ist bei der Einrichtung einer größeren und entlegenen Baustelle weder Strom aus einem Ortsnetz zu bekommen, noch auch die eigentliche Kraftanlage für die Baumaschinen schon aufgestellt, so kann man in dringlichen Fällen sich durch kleine trag- oder fahrbare Stromerzeugungsanlagen (Benzinmotor direkt gekuppelt mit einer Dynamomaschine von 2—5 kW, ausreichend für 40—80 Glühlampen mittlerer Lichtstärke von 100 Kerzen) das nötige Licht beschaffen. Auf die Notwendigkeit, auch bei vorübergehender Baustelleneinrichtung elektrische Leitungen sorgfältig zu verlegen, ist schon oben hingewiesen worden. In Druckluftarbeitsräumen sollen die elektrischen Lampen mindestens auf zwei voneinander unabhängige Stromkreise verteilt werden, für alle Notfälle sollen Schleusenwärter und Aufseher elektrische Taschenlampen oder Kerze und Streichholz bei sich führen. Ein einsichtiger Bauleiter sage sich immer, daß ausreichende und sichere Beleuchtung die Arbeitsleistung steigert. Ebenfalls kann eine bauseitige Fernsprechanlage bei ausgedehnten Baustellen manchen Weg ersparen und den Betrieb wesentlich vereinfachen; bei Druckluftgründungen ist eine Fernsprecheinrichtung bestimmten Umfanges vorgeschrieben.

G. Maschinen zur Bereitung und Verteilung von Beton.

Unter den für Gründungsbauten benutzten Baustoffen hat der Beton zuerst und weitgehend die Ausbildung von Sondermaschinen zu seiner Bereitung

und Verteilung, in engerem Sinne Baumaschinen genannt, veranlaßt. Und zwar war nicht nur die Massenhaftigkeit seiner Anwendung, sondern auch die nötige Geschwindigkeit, Sauberkeit und Genauigkeit seiner Mischung der Grund dafür, daß man die Menschenhand, die weder genügend leistungsfähig und wirtschaftlich noch auch zuverlässig genug war, um diese Arbeitsform an mittleren und größeren Baustellen beizubehalten, stetig mehr aus diesem Gebiet durch Maschinen verdrängte. Es handelt sich nicht nur darum, die notwendigen Zuschlagsstoffe zum Zement, wie Sand, Kies, Steinbrocken, Splitt u. ä., sofern sie nicht in erreichbarer Nähe der Baustelle in genügender Menge und ausreichender Reinheit vorhanden sind, durch Zermahlen und Sortieren aus größerem, vorhandenem Material zu gewinnen, sondern sie müssen auch entsprechend gereinigt werden, bevor sie in der vorgeschriebenen Mischung mit dem Bindemittel, ebenfalls in Sondermaschinen, zu Beton und Mörtel verarbeitet werden. Da bei Gründungsarbeiten größeren Ausmaßes, wie sie z. B. bei Schleusen, Talsperren, Wehr- und Wasserkraftanlagen vorkommen, erhebliche Mengen Betons (mehrere 100—1000 cbm täglich) verarbeitet werden müssen, so ist schließlich auch noch eine maschinelle Anlage zur Beförderung und Verteilung des einzubringenden Betons erforderlich. Die Einrichtungen zur Bereitung und Verteilung so großer Mengen Betons nehmen dann, zumal wenn es sich um Bauzeiten von einem Jahr und mehr handelt, fabrikähnlichen Charakter an, bei denen Zeit- und Lohnersparnisse von 50—75% gegenüber reinem Handbetrieb erzielt werden. Bei der Einrichtung großer Gründungsbaustellen nimmt neben der Frage der wirtschaftlichen Baustoff- und Bodenförderung und der Kraftversorgung diejenige der vorteilhaftesten Betonbereitungsanlage den wichtigsten Platz ein. Im folgenden werden die Maschinenarten von der Vorbereitung der Zuschlagsstoffe bis zum Einbringen des fertigen Betongemisches in typischen Vertretern behandelt werden.

Maschinen zur Aufbereitung der Zuschlagstoffe.

Wascheinrichtungen. Kies und Steinschotter, der an Ort und Stelle gewonnen wird, besitzt fast nie den Grad der Reinheit, der für eine zuverlässige Betonherstellung nötig ist; er muß von den erdigen und lehmigen Bestandteilen gereinigt werden. Das geschieht durch Waschen, indem man die Zuschlagsstoffe auf Sieben bewegt, wobei sie von Wasser durchspült werden. Maschinell bewerkstelligt man das durch sog. Waschtrommeln, das sind zylinderförmige Siebe, die um eine wagerechte oder schwach geneigte Achse umlaufen. In ihnen wird das zu reinigende Zuschlaggut entweder von selbst durch die Neigung oder durch Förderschnecken von der Einwurfs-

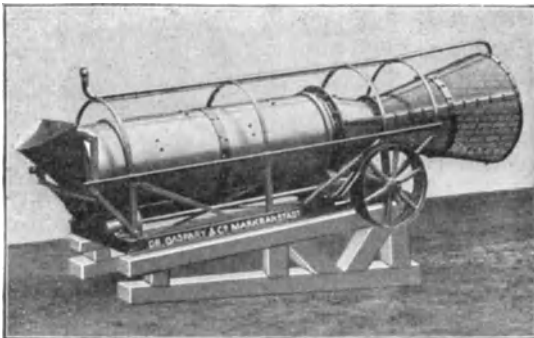


Abb. 125. Waschtrommel (Maschinenfabrik Dr. Gasparý & Co. Markbranstädt.)

bis zur Auswurfsöffnung bewegt, wobei es reichlich vom Waschwasser durchsetzt wird. Dabei taucht entweder die untere Hälfte des Siebzylinders in einen Waschtrog oder aber es strömt das Waschwasser dem durch Schnecken beförderten Material entgegen (Gegenstromprinzip). Eine einfache Waschtrommel dieser Art zeigt Abb. 125; solche Waschmaschinen werden in Größen von etwa 2—8 cbm stündlichem Waschgut bei einem Kraftbedarf von 2 Mann bis 7 PS geliefert, sie können von Hand oder maschinell beschickt werden.

Zerkleinerungsmaschinen. Als zu zerkleinernde Zuschlagstoffe für die Beton- und Mörtelbereitung kommen Tuff, Basalt, Granit u. ä. in Frage, Stoffe, die verschiedene Härtegrade besitzen und die in verschiedenen Feinheitsgraden verwendet werden. Die Industrie der Steine und Erden benutzt für diese sog. Hartzerkleinerung verschiedene Maschinenarten, wie Kollergänge, Walzen- oder Kugelmühlen, Backenbrecher u. ä. Einige dieser Maschinen sind in Sonderausführungen für die Beton- und Mörtelbereitung an der Baustelle entwickelt worden. Als Beispiele für derartige Baumaschinen, die auch im Grundbau benutzt werden, sollen im folgenden Kollergang, Walzenmühle und Backenbrecher beschrieben werden.

Zur Erzielung höherer Feinheitsgrade in der Zerkleinerung, etwa wie Mehl und Grieß, wird bei nicht zu hartem Gestein der Kollergang benutzt. Er besteht aus einer tellerförmigen Mahlbahn, auf der im Kreise schwere Walzen (Läufer) herumbewegt werden. Es gibt auch Ausführungen mit umlaufender Mahlbahn und auf der Stelle sich drehenden Walzen. Die ersterwähnte Art ist aber die für Baustellen geeignetere. Die Kollergänge mit festliegender Mahlbahn erhalten am besten ihren Kraftantrieb von oben (Abb. 126); sie können sowohl für absatzweises als auch fortlaufendes Zerkleinern eingerichtet werden.

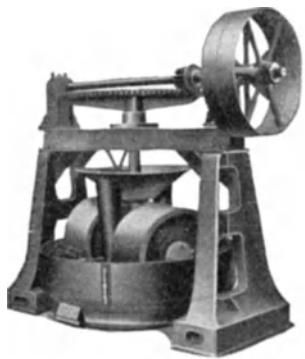


Abb. 126. Kollergang (Maschinenfabrik Dr. Gaspary & Co., Markranstädt).

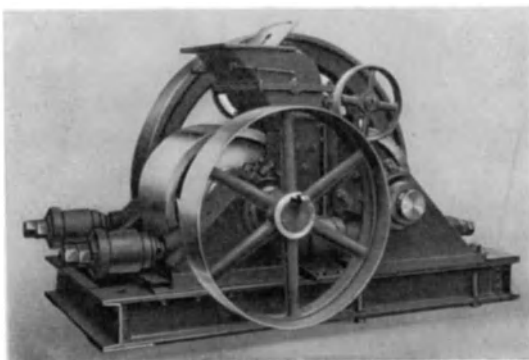


Abb. 127. Glattwalzwerk (Quetschwalze), Ansicht.

Mahlbahn wie Walzen bestehen aus hartem Eisen. Das aufgegebene Mahlgut wird durch die schweren Walzen zerdrückt, eine Scharvorrichtung streicht das noch nicht genügend zerkleinerte Gut immer wieder vor die Walzen, das zermahlene Gut wird dann durch einen Ausräumer dem Auslauf am Rande der Mahlbahn zugeführt. Kollergänge mit fester Mahlbahn von 1–2 m Durchmesser leisten stündlich etwa 500–2000 kg feines Mahlgut mit einem Kraftaufwand von 5–10 PS. Es eignet sich der Kollergang auch gut zum Mischen von Beton und Mörtel, indessen spielt er sowohl beim Zerkleinern wie beim Mischen auf der Baustelle nicht mehr die Rolle wie früher. Von den sonst in der Hartzerkleinerung gebräuchlichen Maschinenarten haben sich zur Bereitung der Betonzuschlagstoffe die Walzen- und die Kugelmühlen für die Baustelle als geeignet erwiesen, wobei allerdings die Kugelmühlen ihre frühere Bedeutung stark eingebüßt haben, so daß wir sie an dieser Stelle übergehen können. Die Walzenmühlen bestehen aus einem (oder zwei) Satz über- oder nebeneinander gelagerter Walzen von glatter, rauher oder gar gezahnter Oberfläche aus Hartguß oder Stahl. Die Walzen sind soweit einander genähert, daß sie grob vorgebrochene Zuschlagstoffe zu sich hinanziehen und auf die gewünschte Feinheit zermalmen. Der Abstand der Walzen wird durch Schraubspindel eingestellt, damit sie bei zu harten oder nicht hineingehörigen Stücken ausweichen können, sind Pufferfedern hinter den Walzenlagern angeordnet. Abb. 127 zeigt ein Glattwalzwerk

der Firma Kampnagel, Hamburg, Abb. 128 läßt die Anordnung der Walzen erkennen. Walzenmühlen werden für Leistungen von 1000—15000 kg in der Stunde bei Kraftverbräuchen von 4—20 PS hergestellt. Das Brechgut verläßt gewöhnlich in Korngrößen von etwa 5—10 mm Kantenlänge die Walzen und kann in Stücken von 20 bis höchstens 50 mm Kanten aufgegeben werden. Meist können die Walzenmühlen daher nur in Verbindung mit einer Vorzerkleinerung benutzt werden. Die Maschinenfabrik Dr. Gaspary & Co., Markranstädt, baut beispielsweise Walzenmühlen und Steinbrecher in einer Maschine vereint (Abb. 129). Hat man grobe Zerkleinerungsarbeit zu leisten, sei es, daß als Rohstoff nur große ausgesprengte oder vorgefundene Steinbrocken zur Verfügung stehen, oder daß als Enderzeugnis ein grober Zuschlagstoff zum Beton genügt oder

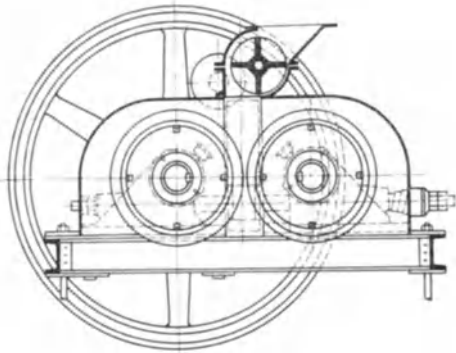


Abb. 128. Glattwalzwerk. Querschnitt.

daß schließlich eine Vorzerkleinerung für Walzenmühlen, Kollergänge u. ä. nötig wird, so bedient man sich des sog. Backenbrechers. Die hauptsächlichen Bestandteile dieser Art Steinbrecher sind eine feste und eine mit erheblichem Druck sich dagegen bewegend Backe aus härtestem Eisen (Schalenhartguß u. ä.). Die bewegliche Backe bildet mit der feststehenden (Abb. 130) einen keilförmigen Schacht, dessen obere Öffnung das zu brechende Gut (gewöhnlich mit 200—250 mm

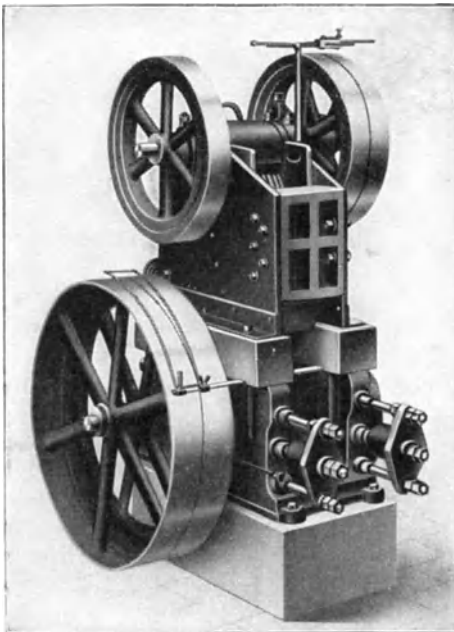


Abb. 129. Steinbrecher und Walzenmühle (vereint).

Kantenlänge) aufnimmt. Durch hin- und herschwingende Bewegungen der Backe wird der Schacht abwechselnd erweitert und verengt, wobei die Steinbrocken allmählich soweit zermalmt werden, daß sie die untere schmalere Öffnung (den Spalt) mit etwa 40—80 mm Kantenlänge verlassen können; wenn nötig, kann auch feinerkörnigerer Gruß mit dem Backenbrecher gewonnen werden. Die Antriebsbewegung der Brechbacke geschieht durch eine Schwinde, die durch Kniehebel- und Exzenterwirkung von der Antriebswelle (Riemenscheibe) ihre Kraft erhält. Wie aus der Abbildung zu erkennen ist, läßt sich der Ausfallspalt durch einen Keil in der Weite verstellen. Da Backenbrecher hohen Belastungen und roher Behandlung ausgesetzt sind, so müssen sie auf das allerstärkste gebaut sein, ohne jedoch für den Transport auf der Baustelle zu schwer zu werden. Das Ausführungsbeispiel Kampnagel, Hamburg

(Abb. 131), zeigt ein Gehäuse mit Seitenwänden aus verschraubten Stahlplatten, andere Ausführungen zeigen die Gehäuse ganz aus Gußeisen. Die Stundenleistungen von Backenbrechern bewegen sich bei 6 cm Spaltweite zwischen 1000 und 30000 kg, wobei Antriebskräfte von 2—25 PS benötigt werden. Um eine größt-

mögliche Beweglichkeit für die Baustelle zu erlangen, empfiehlt es sich, den Backenbrecher fahrbar zu gestalten, entweder für Tierzug oder Motorschlepper eingerichtet. Vorteilhaft ist fernerhin, die Brecheranlage mit eingebautem Antriebs-(Verbrennungs-)Motor zu versehen, der gegebenenfalls als Fahrtrieb dienen kann.

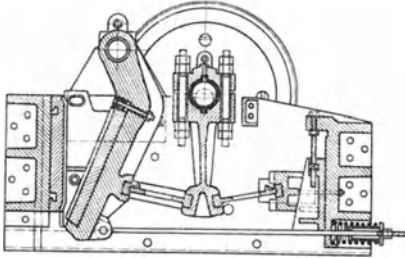


Abb. 130. Backenbrecher, Querschnitt.

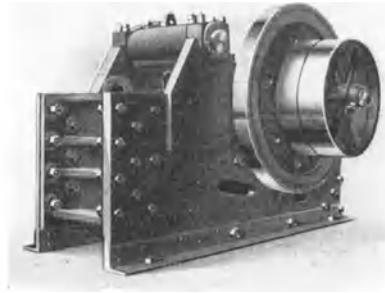


Abb. 131. Backenbrecher. Ansicht.

Sortieranlagen. Das Brechgut, das den eben beschriebenen Brecher verläßt, ist ein Gemisch der verschiedensten Körnungen, von Sandfeinheit bis zur Bruchsteingröße, wie sie der Ausfallspalt noch zuläßt. Um es wirtschaftlich zu verwenden, muß man es noch sortieren, welche Arbeit ebenfalls nötig ist, wenn man die etwa verwendeten, aus Gruben stammenden Kiesmengen auf einheitliche Korngröße bringen muß. Praktisch wird man für Baustellen die Sortierung auf 3 Körnungen beschränken. Das Aussieben der verschiedenen Korngrößen geschieht maschinell in Sortiertrommeln, das sind wagerecht umlaufende Zylinder, deren Mäntel aus verschiedenen gelochten Blechen bestehen. Die Trommeln haben Durchmesser von 0,5–1 m, Längen von 2–8 m, die Sieblöcher haben 3–80 mm Öffnung. Bei Feinkörnigkeit gehen die Stundenleistungen bis zu 20 cbm, bei Grobkörnigkeit bis zu 40 cbm hinauf; der Kraftbedarf schwankt zwischen 1–10 PS. Diese abgerundeten Zahlen variieren nach Ausführungsart der Lieferfirma und nach Art des zu siebenden Gesteins. Für Baustellen mit riesigem Steinschotterverbrauch und längerer Bauzeit kommen die Sortier-

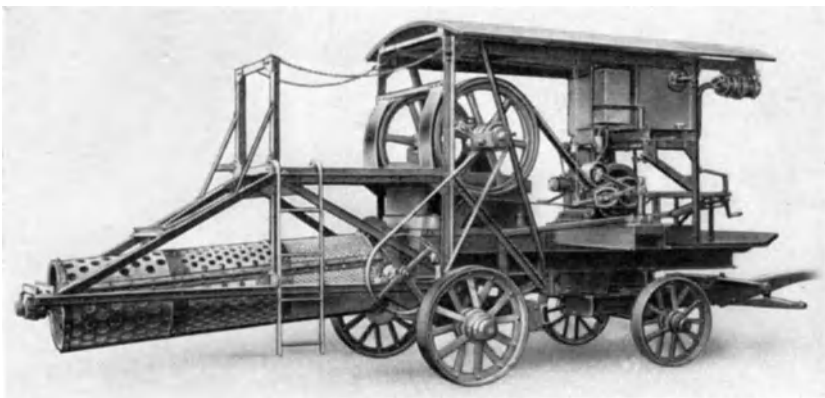


Abb. 132. Fahrbare Schotteranlage. (Kampnagel, Hamburg.)

anlagen mit den größeren Abmessungen und Leistungen in Frage, während für verhältnismäßig kleine Gründungsbetonierungen sogar eine handbetriebene Sortiermaschine mit Rüttelsieben von Nutzen sein kann, die stündlich etwa 2–3 cbm Schotter, Kies oder Sand verarbeitet. Fahrbare Sortiertrommeln werden

öfter mit fahrbaren Brechern zu einer gemeinsamen Schotteranlage vereinigt, die dann mit Vorteil bei mittleren und größeren Tiefbaustellen (auch beim Bahn- und Straßenbau) Anwendung findet, die Leistungen solcher fahrbaren Anlagen (Abb. 132) reichen bei Antriebskräften bis 20 PS an 10 cbm stündlich

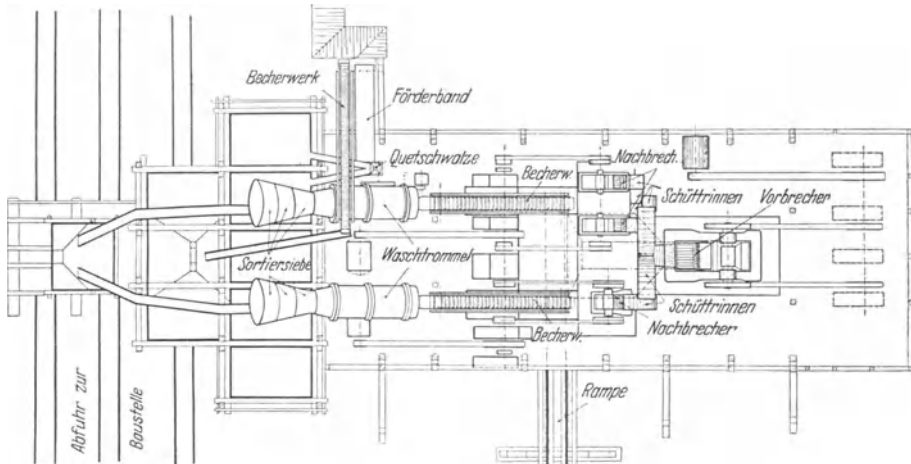


Abb. 133 a. Großanlage zum Brechen, Waschen und Sortieren von Steinzuslag. Grundriß.

heran. Auch diese Anlagen werden automobilfahrbar angeboten. Bei sehr großen Baustellen, wie z. B. für Talsperren und Wasserkraftwerke, ergibt sich die Notwendigkeit, die zur Aufbereitung der Zuschlagsstoffe dienenden Maschinen (Zerkleinern, Waschen, Sortieren) zusammengefaßt und ortsfest in einem größeren, wenn auch behelfsmäßigen Bauwerk unterzubringen, weil nur so günstigste Maschinenausnutzung, vorteilhafter Kraftverbrauch und geringste Transportwege gewährleistet sind. Zur Veranschaulichung einer solchen Anlage wählen

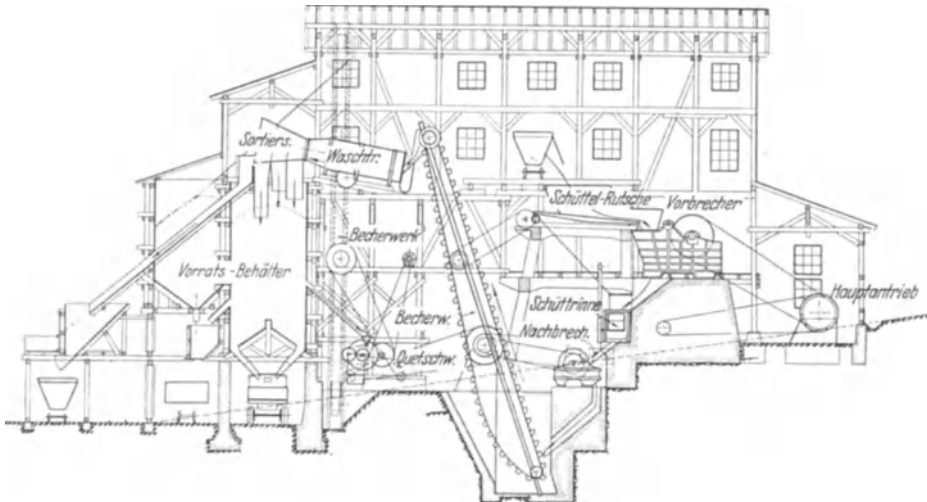


Abb. 133 b. Desgl. Querschnitt.

wir das Beispiel der Steinbrech- und Waschanlage, wie sie die Siemens-Bauunion in zweifacher Ausführung bei den Wasser- und Kraftwerksbauten am Shannon (Irland) errichtete. Abb. 133a und 133b zeigen uns im Grundriß und Querschnitt eine dieser Anlagen, die in der Lage war, stündlich 40—50 cbm

Sand, Splitt und Kies verschiedener Körnung aus den mittelst Förderzug angelieferten Felsbrocken herzustellen. Die auf einer Schrägrampe in das Bauwerk gezogenen Wagen entleerten das Rohgestein in einen Zwischenbehälter, von wo es durch eine Schüttelrutsche in einen Vorbrecher (mit 1200 · 900 mm Maulweite!) und von dort mittels Schüttrinnen in drei kleinere Brecher gelangte, welche die gewünschte Maximalkörnung herstellten. Becherwerke schafften dann das zerkleinerte Gut in zwei Waschtrommeln, wo es von erdigen und lehmigen Bestandteilen durch fließendes Wasser gereinigt wurde. Die an der Austrittsöffnung der Trommeln befindlichen Sortiersiebe verteilten die verschiedenen Körnungen in Vorratsbehälter, aus denen das fertige Zuschlagsgut nun entweder auf die Bauzüge oder Lastkraftwagen abgezogen werden konnte. Ein 15 t-Kran, eine Sandmühle, Quetschwalze, Pumpanlage und die Elektromotoreinrichtung vervollständigten das Bild dieser großzügigen Baumaschinenanlage, die in ihren Hauptteilen von der Internationalen Baumaschinen A.-G. und Krupp hergestellt war.

Maschinen zum Mischen von Beton und Mörtel.

Allgemeines. Zu den am allermeisten benutzten Baumaschinen gehören die Betonmischmaschinen, auch im Grundbau, weil dort ebenfalls Beton als Baustoff fast in jedem Fall in größeren Mengen benutzt wird. Vielfach sind diese Mischmaschinen auch für die Bereitung kalkhaltigen Mörtels eingerichtet. Mischmaschinen ergeben nicht nur gegenüber Handmischung ganz erhebliche Kostenersparnisse, sondern auch eine durchaus bessere Mischung. An eine brauchbare Mischmaschinenkonstruktion sind folgende Anforderungen zu stellen: Herstellung einer guten, innigen Mischung mit nicht zu großem Zeitaufwand, übersichtliche und starke Bauart, bequeme Bedienung, mäßiger Kraftbedarf. Es sind im Laufe der Zeit viele Beton- und Mörtelmischmaschinen auf den Markt gekommen, da die Konstrukteure die verschiedensten Wege benutzten, um zum Ziele zu kommen. Es gibt Maschinen, die in ununterbrochenem Betriebe die Bindemittel und Zusatzstoffe aufnehmen und auch dauernd die fertige Mischung abgeben, andere nehmen jeweils nur einzelne Füllungen auf und verarbeiten sie zur fertigen Mischung, wieder andere Sorten lassen sich sowohl als Dauermischer wie auch als Zeitmischer benutzen. Maschinen mit stetigem Durchlauf des Mischgutes sind zwar billiger und arbeiten schneller als Zeitmischer, doch muß man sorgfältig darauf achten, daß die Zuschlagstoffe schon bei der Aufnahme gut durcheinander geworfen werden. An der Dauer des Mischvorganges in der Maschine kann nichts geändert werden, während man bei den Zeitmischemern mit Einzelfüllung so lange mischen lassen kann, wie es das Enderzeugnis mit Rücksicht auf die Art der Zuschlagstoffe erfordert. Immerhin wird man die Mischdauer, um den Beton so frisch wie möglich einzubringen, tunlich kurz halten (höchstens etwa 2 $\frac{1}{2}$ Minuten). Das nötige Zusatzwasser (Anmachwasser) wird bei fast allen Betonmischmaschinen erst dann zugegeben, nachdem die Bindemittel (Zement, Kalk, Traß u. ä.) und Zuschlagstoffe (Kies, Sand, Steinschotter u. ä.) eine Zeitlang trocken gemischt sind. Bei einigermaßen großen Mischmaschinen liegt die Beschickungsöffnung so hoch, daß Bindemittel und Zuschlagstoffe, nachdem sie vorher in vorgeschriebenen Gewichtsmengen in einem Behälter eingefüllt sind, mittels eines kleinen Aufzuges dort hinaufgewunden werden müssen.

Die Mischung in der Maschine kann auf zweierlei Art erfolgen, einmal durch die Schwerkraft der durcheinanderfallenden Bestandteile (Freifallmischer), sodann durch ein Rührwerk (Zwangsmischer). Bei beiden Arten hat man wieder mehrere Unterarten entwickelt, ohne daß sich ein bestimmtes System bisher einer anerkannten Bevorzugung erfreute. Die Entleerung der Mischgefäße erfolgt auf verschiedene Art und Weise, teils durch Umkippen derselben, Öffnen von

Bodenklappen, teils durch Ausschüttrinnen, Auseinanderziehen der Mischtrommelhälften u. a. m.; stets aber ist darauf zu achten, daß das Entleeren der fertigen Mischung ein vollkommenes ist, so daß keine verhärteten, abgebundenen Rückstände im Mischraum zurückbleiben, die die folgenden Füllungen schädlich beeinflussen konnten. Besondere Sorgfalt ist dem Schutz der Wellen und Lager gegen Zement- und Gesteinsstaub zu widmen. Da der Beton ein so außerordentlich vielseitig verwendbarer Baustoff ist, bildet man auch seine Mischmaschinen so universal wie möglich aus; dazu gehört vor allem, daß man sie fahrbar gestaltet und ihnen einen Antrieb gibt, der überall brauchbar ist, nämlich den Verbrennungsmotor (Benzin-, Benzol- usw. Motor). Die Leistungsfähigkeit der fahrbaren Betonmischer schwankt zwischen 3 und 50 cbm stündlich, ihre Antriebsmotoren sind etwa 2—16 PS stark. Die größten ortsfest eingebauten Mischer leisten bei einem Kraftaufwand von etwa 20 PS bis zu 60 cbm stündlich. Die Ausführungsarten der Betonmischmaschinen sind sehr verschieden, indessen hat man sich neuerdings zwischen den beteiligten Verbänden auf gewisse Füllungsgrößen geeinigt, genormt sind danach 150, 250, 375, 500, 750 und 1000 l.

Freifallmischer. Die auf dem freien Fall beruhenden Beton- und Mörtelmischer sind die ältesten Bauhilfsgeräte dieser Art. Sie bestanden aus einem

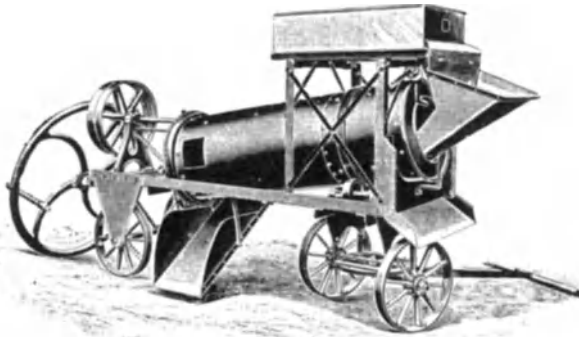


Abb. 134. Trommelmischmaschine. (Gauhe, Gockel & Co., Oberlahnstein.)

3—5 m langen eisernen oder hölzernen Schacht von rundem oder rechteckigem Querschnitt, der mit Bolzen und schrägen Blechen durchsetzt war. Am oberen Ende war ein Aufnahmetrichter vorgesehen, in den die Bestandteile der Mörtel- oder Betonmischung roh durcheinander geschüttet aufgegeben wurden. Nachdem die Bodenklappe des Trichters geöffnet und der

Wasserzufluß angestellt war, fiel das Mischgut, heftig durch die Widerstände in der Fallbahn durcheinandergewirbelt, zur unteren Öffnung, wo es verwendungsbereit entnommen wurde. Diese reinen Freifallmischer haben den großen Vorteil, daß sie keinerlei Antriebskraft gebrauchen und daß bei tiefliegenden Baustellen, wie gerade bei Gründungsbauwerken, der natürliche Durchlauf des Mörtels oder Betons der gewünschten Förderrichtung entspricht, dagegen ist die Erzielung einer wirklich einwandfreien Mischung sehr wenig bei ihnen sichergestellt. Diese Art Freifallmischer haben sich in Deutschland kaum eingeführt, man hat hier mehr Gewicht auf die Entwicklung derjenigen Mischerformen gelegt, die zwar auch das Durcheinanderfallen der Mischungsbestandteile bezwecken, diese Fallbewegung aber durch rotierende Trommeln, in welche das Mischgut eingefüllt wird, hervorrufen. Solche Trommeln haben die Form von Zylindern, von Kugeln oder Doppelkegeln, die entweder um eine Mittelachse umlaufen oder auf Stützrollen lagernd ihre Drehbewegung durch Antrieb ihres Außenrandes erhalten. Auch diese Trommelmischer werden für stetigen Durchgang oder absatzweise Füllung des Mischgutes gebaut.

Ein Ausführungsbeispiel einer einfachen, im Gründungsbau brauchbaren Trommelmischmaschine gibt uns Abb. 134. Die Trommel ist etwa 2 m lang bei 0,75 m Durchmesser und an der Innenwandung mit Führungsblechen versehen, die das trockene, am oberen Trommelboden eingefüllte Misch-

gut durcheinanderstürzen, wobei es sich langsam der Austrittsöffnung am unteren Ende nähert. Der Wasserzusatz findet erst kurz vor dem Ausschütten statt. Der Durchgang des Mischgutes ist ein fortlaufender. Trommelmischer kleinerer Leistungen (etwa bis 7 cbm stündlich) können von Hand (1—2 Mann) betrieben werden. Größere Leistungen (etwa von 10—40 cbm stündlich) dagegen bedürfen motorischer Antriebe von etwa 8—18 PS einschließlich Beschickungsaufzug. Außer diesem Zubehör haben die größeren Maschinen automatisch wirkende Zumeßvorrichtungen für die trockenen Mischbestandteile und das Wasser. Die Trommel macht etwa 12 Umdrehungen in der Minute.

Eine anerkannt gute Freifallmischerkonstruktion ist die nach dem sog. Ransomesystem, die ursprünglich in New York von der Ransome Concrete Machinery Co hergestellt wurde. Das Mischgefäß ist hier eine Trommel großen Durchmessers mit geräumigen Öffnungen in den Böden. Die Achse der Drehbewegung ist horizontal zu denken, sie ist allerdings in Wirklichkeit nicht vorhanden, da der Antrieb der Trommel durch einen auf ihren äußeren Umfang aufgeschraubten Zahnkranz mittels eines Zahnradvorgeleges erfolgt. Die Stützung der Trommel geschieht dabei durch 4 Rollen, auf denen sie, ohne

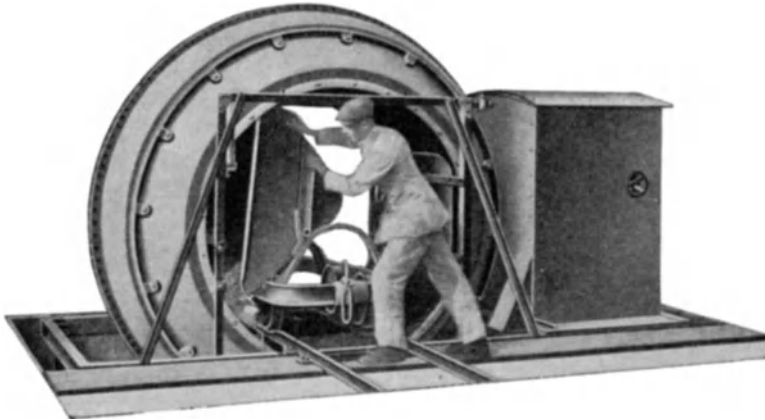


Abb. 135. Trommelmischer für Durchfahrt „Simplex“.

der Drehung Widerstand zu bieten, ruht. Durch diese sinnreiche Anordnung bleiben die Seitenböden mit ihren Beschickungs- und Entnahmeöffnungen für die Bedienung vollkommen ungehindert zugänglich. Die Innenwandungen der Trommel haben die üblichen Mitnehmer- und Kehrbleche, die das Mischgut unter dauerndem Durcheinanderstürzen nach der Entnahmeseite befördern, hier gerät es in taschenförmige Behälter am inneren Umfang, die es in ihrer jeweils höchsten Stellung auf eine schräge Entladerinne ausschütten, die zum Zweck der Entnahme in die Seitenöffnung der Trommel hineingeschoben wird. Bei etwa 125 Umläufen in der Minute soll die vollkommene Fertigmischung in $\frac{1}{2}$ —1 Minute erfolgen. Abb. 135 zeigt einen Betonmischer mit ähnlich angetriebener Trommel, die sich aber durch so große Seitenöffnungen auszeichnet, daß die Transportgeräte für die Mischbestandteile und den fertigen Beton in die Trommel hineinfahren können. Dort werden sie in die Trommel gekippt, die Mischung geschieht durch Trommeldrehung in der einen Richtung, die Entleerung durch Änderung der Drehrichtung, dabei wird das vorher entleerte Fördergerät (Kippkarre oder Muldenkipper) wieder gefüllt. Beschickungsaufzug und sonstiger Zubehör fällt ganz fort, so daß man diese „Simplex“-mischer mit vollem Recht als die einfachsten Mischmaschinen bezeichnen kann. Die gezeigte Type mit 500 l Füllung und 6 PS Kraftbedarf schafft 40 Mischungen in der Stunde. Sie wird von den Wolf-Netter- und Jacobi-Werken in Leipzig gebaut.

Einen leistungsfähigen Beton- und Mörtelmischer, dessen Mischtrommel aus zwei zusammenschiebbaren, halbkugelförmigen, um eine wagerechte Welle sich drehenden Schalen besteht, zeigt Abb. 136. Dieser Mischer wird in 6 Größen

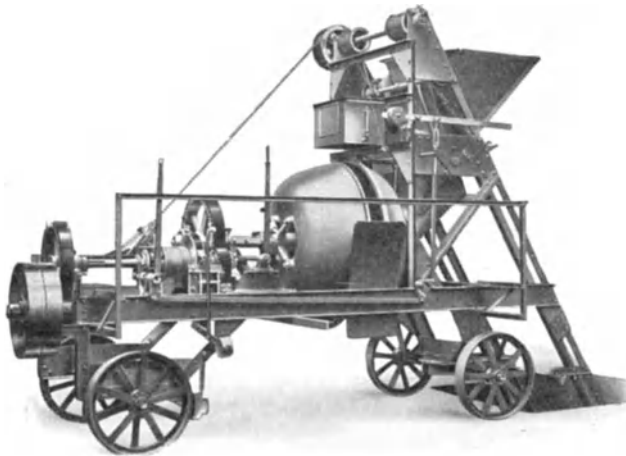


Abb. 136. Beton- und Mörtelmischmaschine „Original ABG“. Ansicht.
(Allgemeine Baumaschinen Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Wien.)

für Stundenleistungen von 4,5—40 cbm gebaut. Er ist fahrbar eingerichtet und für Kraftantrieb bis zu 20 PS, der entweder durch Riemenübertragung oder angebauten Elektro- bzw. Verbrennungsmotor hergestellt wird, bestimmt. Die Mischtrommel ist in Abb. 137 in geschlossenem und geöffnetem Zustand dargestellt; ihre Form zwingt das Mischgut zum dauernden Überkugeln nach allen Seiten, so daß in 1 Minute schon die fertige Mischung hergestellt ist und entleert werden kann, die Pfeile geben dabei die Bewegungsrichtung des Inhaltes an. Um die Trommel zu beschicken, ist ein kleiner Schrägaufzug nötig, der einen Vorfüllkasten mit Wandklappe über dem Einschüttrichter entleeren läßt (Abb. 138). Die ganze Beschickungseinrichtung nebst Trommel ist so gut abgedichtet, daß dieser Mischer auch für den im Gründungsbau so wichtigen Gußbeton vorteilhaft benutzt werden kann. Trotzdem bei dieser Mischmaschine eine Reihe teils von Hand, teils automatisch einzuleitender Bewegungen nötig sind (Heben, Senken, Öffnen des Vorfüllkastens; Drehen, Schließen und Öffnen der Mischtrommel, An- und Abstellen des Wasserzuflusses usw.), so ist doch die ganze Konstruktion stark, einfach und übersichtlich gehalten, so daß ein Arbeiter leicht zu ihrer Bedienung angelehrt werden kann. Die Vorteile einer kippbaren Mischtrommel, die in

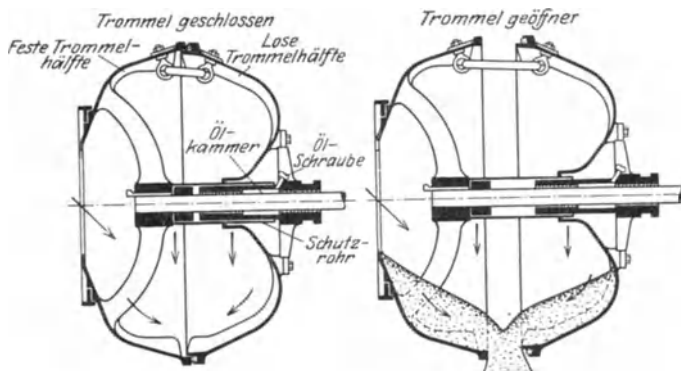


Abb. 137. Beton- und Mörtelmischmaschine „Original ABG“. Wirkungsweise der Mischtrommel.

ihrer Zweckmäßigkeit, Wirtschaftlichkeit und Zeitersparnis liegen, haben die Firma Eisenbau Schiege, Leipzig, veranlaßt, einen Kleinmischer zu bauen, der auch vom kleineren Unternehmer für einfache Beton- und Mörtelarbeiten mit Nutzen verwendet werden kann. Er wird bei 150 l Trommelinhalt für Stundenleistungen bis zu 4 cbm

mit $1\frac{1}{2}$ —2 PS Antriebskraft gebaut; bei reinem Handbetrieb sind die Leistungen entsprechend kleiner. Wie Abb. 139 zeigt, ist der ganze Mischer nebst Antrieb auf einem schubkarrenähnlichen Fahrgestell aufgebaut, so daß er bequem von Hand an den Kieshaufen herangefahren werden

kann, damit fällt die Haupttransportarbeit schon weg. Die Aufgabe des Mischgutes geschieht von Hand mittels Schaufel in die geräumige Öffnung, die Entleerung durch Kippen der Trommel, die so hoch gelagert ist, daß sie sich bequem ohne weitere Hilfsmittel in eine daruntergestellte Schubkarre ausschütten läßt.

Sehr beliebt und bewährt ist der sog. „Jäger“-Schnellmischer. Sein Erfolg beruht auf Form und Entleerungsart der eigenartigen Mischtrommel, die auf Grund einer amerikanischen Idee (Smiths-Trommel) für Deutschland von der Firma J. Vögele, Mannheim, gebaut wird. Die Trommel ist ein ungeteiltes Doppelkegel- oder birnenförmiges Gefäß, das sich um zwei rechtwinklig zueinander stehenden Achsen drehen läßt, wobei eine geschickte Konstruktion vermeidet, daß diese Achsen den Mischraum durchdringen (Abb. 140). Die Trommel hat nur eine Öffnung zum Einfüllen des Mischgutes und zum Abgeben des fertigen Betons; zu diesem Behuf kann sie um die eine Achse abwechselnd von Hand geschwenkt werden; das Entleeren geschieht

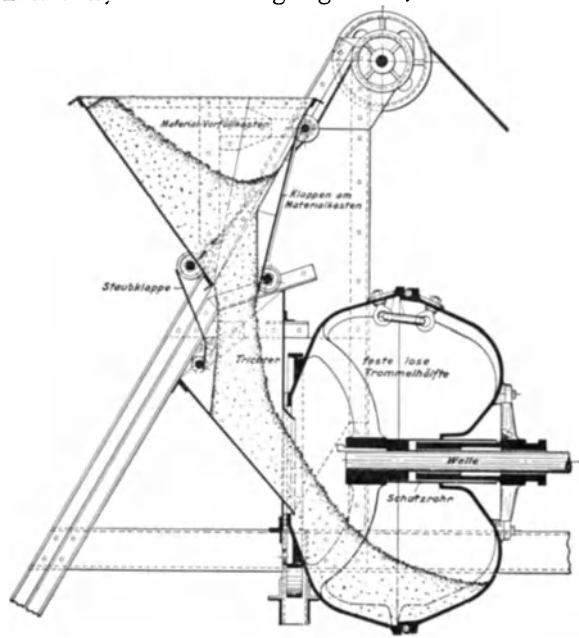


Abb. 138. Beton- und Mörtelmischmaschine „Original ABG“. Füllvorgang.

zum Abgeben des fertigen Betons; zu diesem Behuf kann sie um die eine Achse abwechselnd von Hand geschwenkt werden; das Entleeren geschieht



Abb. 139. Kleinmischer für Handbetrieb.

dabei ohne jedes weitere andere Hilfsmittel als die Mischdrehung. Um die andere Achse dreht sich die Trommel kraftgetrieben zur Mischung der aufgegebenen Mengen; das Anmachwasser wird bei diesem System vorher in die leere Mischtrommel eingefüllt. Auch diese Mischmaschine, die für alle üblichen

Füllungen hergestellt wird, mischt ihren Inhalt sicher in $1-1\frac{1}{2}$ Minute. Sie wird mit Vorteil mit eigenem Verbrennungsmotor eingerichtet.

Zwangsmischer. Man sagt den Zwangsmischern nach, daß sie durch die Wirkung des bei ihnen verwendeten Rührwerkes eine noch zuverlässigere Mischung als die Freifallmischer und dazu noch eine Durchknetung ergeben, was bei kalkhaltigem Mörtel wohl auch unbestreitbar von Vorteil ist. Indessen darf nicht übersehen werden, daß sie durch den Einbau des Rührwerkes größerer Antriebskräfte bedürfen und auch mehr dem Verschleiß und der Bruchgefahr besonders bei grobem Zuschlag ausgesetzt sind. Für Beton jedenfalls scheinen daher die Rührwerksmischer immer mehr von den Freifallmischern verdrängt zu werden. Es werden heutzutage nur noch Zwangsmischer mit feststehendem Mischgefäß und sich darin bewegendem Rührwerk gebaut, das Rührwerk dreht sich bei den verschiedenen Ausführungen um eine senkrechte oder eine wagerechte oder eine geneigte Achse. Zwangsmischer eignen sich sowohl für absatzweise



Abb. 140. Jäger-Schnellmischer mit Motorantrieb.



Abb. 141. Trichtermischer für Mörtel.

Bearbeitung einzelner Ladungen (Zeitmischer) als auch für ununterbrochenen Betrieb (Dauermischer), schließlich werden solche Maschinen auch für gemischten Betrieb hergestellt.

Rührwerksmischer für Dauerbetrieb sind auf die Herstellung von Mörtel beschränkt. Es gibt zwei grundlegende Arten für die Ausbildung des feststehenden Mischgefäßes, in dem sich das Rührwerk dreht: der Trichter mit einer senkrechten Rührwerkswelle und der Trog mit einer wagerechten oder schwach geneigten Welle. Die Welle ist mit starken Mischflügeln versehen, sie macht etwa 10–15 Umdrehungen in der Minute. Bei Handbetrieb haben diese Maschinen eine Leistungsfähigkeit von etwa 2–3 cbm in der Stunde, bei Maschinenantrieb (2–3 PS) etwa 4–6 cbm. Da diese Maschinen ausgesprochene Mörtelmischer sind, so hat sich bei dem verhältnismäßig geringen jeweiligen Bedarf dieses Baustoffes die Herstellung größerer Typen nicht gelohnt. Beispiele vorgenannter Kalkmörtelmischer zeigen uns die Abb. 141 und 142. Der Trichter- sowie der Trogmörtelmischer wird von der Allgemeinen Baumaschinen-Gesellschaft, Leipzig-Wien, für Hand- oder Riemenantrieb hergestellt. Die Einfüll- und die Entnahmeöffnungen sowie die Behälter für das Zusatzwasser sind deutlich zu erkennen. Eine für größere Betonmengen praktische Vervollkommnung solcher Trogmischmaschinen ist die Einrichtung, nach vollendeter Mischung

den Trog zur Entleerung um seine wagerechte Achse zu drehen, so daß die Beschickungsöffnung nach unten zu liegen kommt. Solche Kipptröge sind zylindrisch ausgebildet und beim Mischen völlig geschlossen, so daß die Mischflügel in ihnen sämtliche Bestandteile des Mischgutes ohne Ausweichen verarbeiten können. Diese sog. Lahnsteiner Kipptrogmaschinen werden in Größen von 50—100 l Füllung bei $\frac{1}{2}$ —2 PS Kraftbedarf, bei 100—500 l mit 5—15 PS Kraftbedarf bei entsprechend höherer stündlicher Füllungszahl gebaut. Noch leistungsfähiger ist diese Mischerart durch die Anordnung eines feststehenden doppelmuldenförmigen Troges geworden, indem sich zwei Wellen mit Mischflügeln in entgegengesetzter Drehung bewegen, wobei das Mischgut nicht nur stetig zerknetet und zerteilt, sondern auch in axialer Richtung einen Kreislauf vollzieht. Die Entleerung geschieht durch Aufklappen der unteren Trogwände.

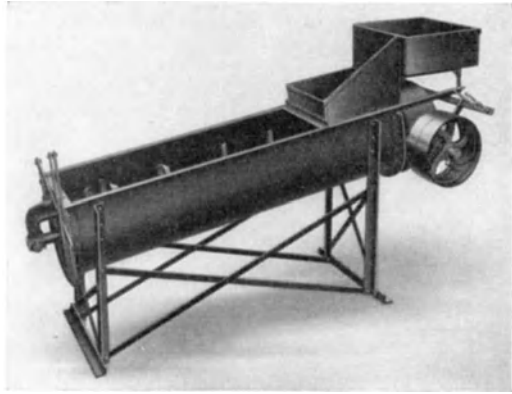


Abb. 142. Trogmischer für Mörtel (ebenso wie Abb. 141). Allgemeine Baumaschinen-Gesellschaft m. b. H. Leipzig-Wien.

Beschickungsaufzug und selbsttätig abmessender Wasserzufluß vervollständigen dies fahrbare Gerät, das mit 300—750 l Füllung arbeitet, die je 1 Minute zur Mischung nach Angaben des Lieferwerkes (Gauhe, Gockel & Cie) benötigt (Abb. 143). Diese sog. Kreislauf-Doppeltrogmischmaschine eignet sich gleich gut für Stampf-, Gußbeton und Mörtel.

Im Gegensatz zu den vorbesprochenen, in zylindrischen Trögen arbeitenden Zwangsmischern beruhen die sog. Tellermischer (System Eirich u. ä.) darauf, daß auf einem horizontalen Teller das Mischgut durch horizontal sich drehende Mischflügel gemengt wird, teilweise dreht sich der Teller dabei auch. Die an einem Speichenkreuz um die Tellerachse bewegten Mischflügel drehen sich selbst noch im entgegengesetzten Sinne (Gegenstromprinzip), so daß die einzelnen Mischgutbestandteile in sich endlos kreuzenden Schleifenbahnen

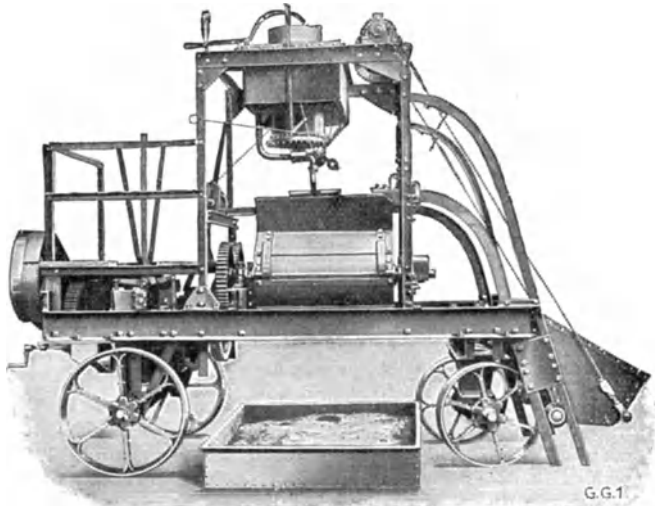


Abb. 143. Kreislauf-Doppeltrogmischmaschine.

durcheinandergewirbelt werden, wobei eine wirklich intensive und schnelle Mischung erfolgt. Beschickungs- und Anfeuchtungsvorrichtung dieser Tellermischer, die absatzweise arbeiten und für Füllungen von 100—500 l gebaut werden, ähnelt den sonst üblichen Bauarten.

Abb. 144 zeigt eine Ausführungsform solcher Tellermischer, wie sie die Maschinenfabrik Dr. Gaspary & Co., Markranstädt, auf den Markt bringt. Erfahrungen mit diesen Mixern liegen im Grundbau noch nicht genügend vor, im übrigen lobt man bei ihnen, daß sie im Verhältnis zu Anschaffungs- und Betriebskosten reichliche Mengen guter Betonmischung ergeben.

Es möge mit der Aufzählung und Beschreibung einiger typischer Ausführungsbeispiele für die Beton- und Mörtelbereitungsmaschinen hiermit sein Bewenden haben, obwohl noch viele gute Konstruktionen eine Erwähnung verdienen. Zu vielseitig ist das Gebiet dieser besonderen Baumaschinen, als daß es bei dem gegebenen Umfang dieses Buches restlos behandelt werden könnte. Es kann daher aus dem Erwähnen oder Fortlassen einzelner Fabrikate in dieser Beschreibung kein Urteil über die Güte abgeleitet werden. Das muß sich der Bauausführende selbst zu gewinnen suchen, indem er an Hand der gemachten Ausführungen sich noch einmal klar die Bedingungen für diese Baumaschinen vor Augen hält. Starke, übersichtliche Bauart, die dabei nicht das für eine ortsveränderliche Verwendung erträgliche Gewicht überschreitet, ist vor allem anzustreben. Der

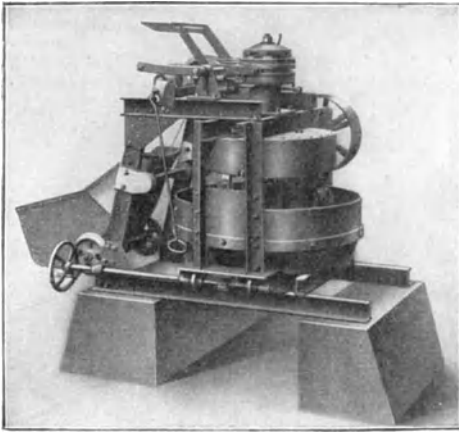


Abb. 144. Beton-Tellermischer.

Verschleiß soll so gering wie möglich gehalten werden, Ersatzteile müssen bequem zu erhalten und einzubauen sein. Die Leistung soll groß, der Kraftverbrauch gering sein. Wünschenswert ist ein mit der Maschine zusammengebauter Antriebsmotor, am besten ein für Rohöl oder Benzol eingerichteter Verbrennungsmotor. Die Bedienung soll einfach, sicher und gefahrlos erfolgen können, möglichst nur durch einen angeleiteten Arbeiter, dem die Überwachung des Mischvorganges keine Schwierigkeiten bereiten darf. Bei Erfüllung dieser Vorbedingungen wird man das höchste Maß der steten Betriebsbereitschaft erzielen. Für Beton- und Mörtelmischmaschinen kann

man weitere Forderungen hinzufügen, die sich auf ein zuverlässiges, bequemes und schnelles Abmessen und Füllen der Mischstoffe beziehen, wozu eine selbsttätige, regelbare Wasserzuführung gehört. Man sehe auch lieber auf eine absatzweise und innige Mischung als auf ununterbrochenen, aber schlechter zu überwachenden Mischgutdurchgang¹. Die Beschickung und Entleerung soll schnell, mit geringem Kraftaufwand und bequem erfolgen. Ein selbsttätiges Reinhalten des Mischgefäßes, mindestens aber eine bequeme Reinigungsmöglichkeit ist vorzuschreiben. Nicht zuletzt spielen natürlich hier wie überall die Anschaffungs- und Betriebskosten im Verhältnis zur Leistung und Benutzungsdauer eine wesentliche Rolle. Auf Grund der verbindlichen Angebotsunterlagen wird man eine Vergleichsrechnung durchführen können.

Verteilung von Beton und Mörtel auf der Baustelle.

Wird der Beton in großen Mengen — bis zu mehreren 100 cbm täglich — verarbeitet, so ist schon bei der Planung der Art seiner Beförderung vom Her-

¹ Der Mischmaschinenverband veranstaltet z. Zt. mit dem Deutschen Beton-Verein eine großzügige Versuchsreihe zur Prüfung der für Mischmaschinen wichtigen Fragen, wie Eignung der verschiedenen Systeme für die einzelnen Betonarten, ihr Güteergebnis, wirtschaftlicher Kraft- und Zeitverbrauch, Vorzug der absatzweisen oder dauernden Mischung, Unterschied des vorherigen oder nachherigen Zusatzes von Anmachwasser u. a. m.

stellungs- zum Verbrauchsort Aufmerksamkeit zu widmen. Die Verteilung soll möglichst schnell und reibungslos erfolgen, damit die Betonmischung im frischesten Zustand in den Bau eingebracht wird. Man kann auch hier eine absatzweise und eine ununterbrochene Förderung unterscheiden. Am meisten herrscht auch heute noch die Verteilung in eisernen Gefäßen vor, seien diese nun die Klapp- oder Kippkübel (Abb. 145) von Dreh- und Kabelkränen oder von Hängebahnen, oder seien es die Kippmulden der auf Gleisen fahrenden Fördermittel (Kipploren u. ä.), oder seien es große Sondertransportwagen (7 cbm-Zementtransportwagen, S. 32), oder seien es schließlich bei den meisten kleineren Baustellen die verschiedenartigen Hand- und Schubkarren. Immer aber kommt es darauf an, die Ladung schnell und ohne viele Handarbeit einzufüllen und ohne Rückstände auszuschütten. Die Entnahmeöffnungen der Betonmischer sollen so liegen, daß das Beladen der Transportgefäße bequem erfolgen kann. Für die beim Gründungsbau sehr oft überwiegende Tiefenförderung können Kräne (Abschnitt B), Winden und Aufzüge in Frage kommen, wenn nicht in einfachen Fällen Schütttrichter oder Rutschen ausreichen. Schütttrichter aus Holz oder Eisen, mit glatter Innenwandung und nach oben sich verjüngendem Querschnitt, spielen noch eine Rolle bei Betonierungen, die unter Wasser vorgenommen werden müssen. Die Trichter hängen



Abb. 145. Beton-Förderkübel.

dabei von einer schwimmenden oder gerammten Rüstung hinunter bis auf die jeweilige Oberfläche der eingebrachten Betonschicht. Sie sind fahrbar und in der Höhe verstellbar eingerichtet, um dem Fortschritt der Betonierung in wagerechter und senkrechter Richtung zu entsprechen, ohne daß das Wasser den frischen Beton wegspülen kann. Häufiger als das Trichterverfahren wird bei Unterwasserbetonierungen der zylindrische oder rechteckige Klappkübel benutzt. Von Winden oder Kränen ins Wasser gesenkt, öffnen sich diese Kübel durch den Aufstoß auf den Boden. Im modernen Gründungsbau haben beide Arten mit der zunehmenden Entwicklung der Grundwassersenkung und der Druckluftanwendung ihre Bedeutung eingebüßt.

Für trockene Baustellen großen Ausmaßes sind in den letzten Jahren für die Verteilung des Gießbetons sog. Gießmastanlagen in Aufschwung gekommen. Sie bestehen aus einem hölzernen oder eisernen turmartigen Gerüst, von dessen Höhe die Verteilung des ziemlich flüssigen Betons in geeigneten Rinnen erfolgt. Die Rinnen sind mit Seilen an Auslegern so aufgehängt, daß an ihrem unteren Ende unter Zwischenschaltung eines Gelenkes (Abb. 146), das den Durchfluß des Betons nicht hindert, ein weiteres Rinnenstück drehbar befestigt werden kann. Diese zweite Rinne, auf ausbalanciertem Träger, sog. Flieger, gelagert (Abb. 147) kann einen vollen Kreis beschreiben. Diese Flieger gestatten, Gießrinnen in Längen von 5—15 m aufzunehmen, weitere Längen können unter

Zwischenschaltung von Rinnengelenken angefügt werden, müssen dann allerdings besonders abgestützt werden. Im ganzen kann von solchen Gießtürmen, bei Höhen bis zu 80 m, eine Halbkreisfläche bis zu 40 m Halbmesser mit Beton beschickt werden. Das notwendige Gefälle, etwa 1:3 bis 4, kann natürlich nur dadurch erreicht werden, daß man den Beton mittels eines Aufzuges mit einfachem oder doppeltem Kübelbetrieb (Inhalt bis zu 1,5 cbm) auf die Einfüllstelle der Rinnen hebt. Die Rinnen sind halbrund oder parabolisch geformt; da ihre ungeschützten Wände stark dem Verschleiß durch den rutschenden Beton unterworfen sind, so kleidet man sie mit leicht auswechselbaren Verschleißblechen aus. Da die Gießtürme aus wirtschaftlichen Gründen gewöhnlich nicht freitragend ausgebildet werden können, so sind sie nach allen Seiten zuverlässig durch Stahlseile abzuspannen. Bei größeren Ansprüchen an Beweglichkeit und Leistungsfähigkeit werden jedoch Gießturmanlagen auch fahrbar eingerichtet einschließlich der Betonmischmaschine und der notwendigen Aufzüge. Die sehr schnell fahrenden Aufzugskübel entleeren sich an der Einfüllstelle der Gießrinnen durch selbsttätiges Kippen, so daß der Mischer niemals auf den Kübel zu warten braucht. Da es nicht immer möglich ist, einen hohen Mast mit Ausleger zum Aufhängen der Gießrohre zu benutzen, hat man auch schon mit Erfolg versucht, die Gießrinnensysteme an ausgespannten Seilen, z. B. an Tragseilen von



Abb. 146. Gießrinnen-Drehgelenk.

Kabelkränen u. ä., verschieblich aufzuhängen. Abb. 148 zeigt die grundsätzliche Anordnung einer solchen Betongießvorrichtung (Bauart Bleichert-Siemens Bauunion). Die gesamte Anordnung einer fahrbaren Gießmastanlage, aus der besonders die Aufhängung mit den Gelenken der hintereinandergeschalteten Rinnen (bzw. Rohre) hervorgeht, zeigt Abb. 149. Auch für Stampfbetonförderung hat man neuerdings die Verteilung von einem Turmgerüst mit gutem Nutzen durchgeführt. Da hier der plastische Beton natürlich nicht von selbst fließt, muß man ihn mit einem mechanischen Hilfsmittel bewegen, als welches sich das Förderband besonders bewährt hat. Bei der neuen Doppelschleuse in Mannheim, deren Bau eine stündliche Förderleistung von etwa 45 cbm Beton beanspruchte, hat man einen längs der Schleusenmauer fahrbaren Betonierturm errichtet, auf den hinauf Aufzüge führten, welche den Beton auf ein Förderband ausschütteten, welches in der Höhenlage einstellbar an einem Ausleger des Turmgerüsts hing. Das Förderband aus Gummi bestand aus zwei Teilen in je 13 m Länge und 60 cm Bandbreite, einem festen,

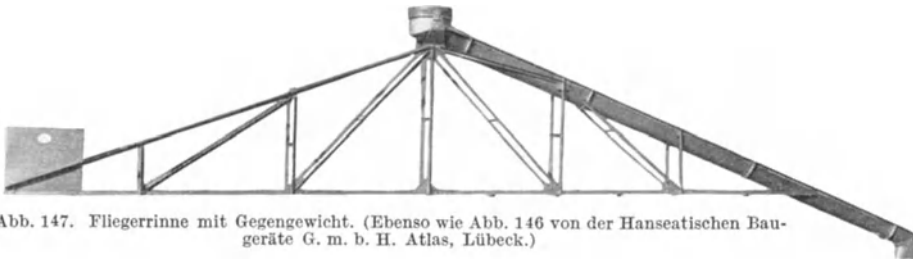


Abb. 147. Fliegerinne mit Gegengewicht. (Ebenso wie Abb. 146 von der Hanseatischen Baugeräte G. m. b. H. Atlas, Lübeck.)

unmittelbar am Turm, und einem ausziehbaren, der zur beliebigen Verlängerung des ersten Teiles diente. Die Bandfördergeschwindigkeit betrug 1,4 m/sec. Förderbänder, die fahrbar in Längen von 6–12 m hergestellt und hintereinandergeschaltet werden können, haben in neuester Zeit auch für die Horizontalförderung

von Beton, Kies u. ä. auf Baustellen einige Bedeutung gewonnen (siehe auch Abschnitt C). Bei der Frage der Massenförderung von Baustoff, wie sie ja bei großen Beton Gründungen vorliegt, ist sehr zu prüfen, ob Größe und Kostenaufwand dieser meist teureren Anlagen (Gießtürme, Kabelkräne, Förderbänder)

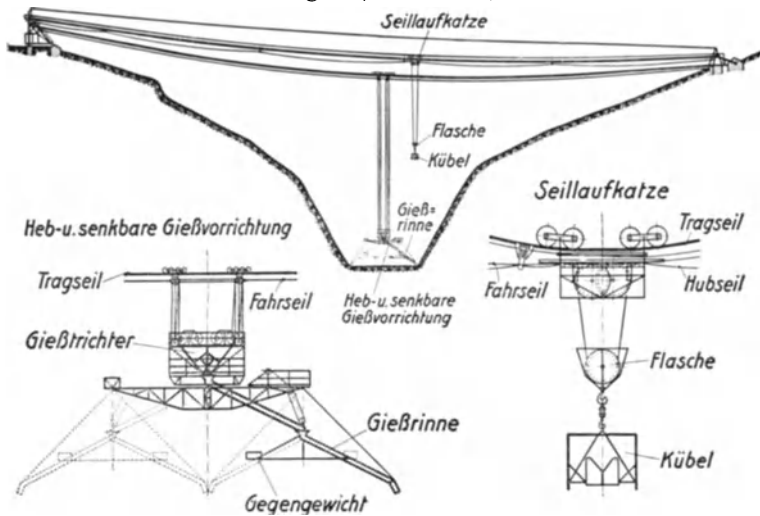


Abb. 148. Kabel-Betongießvorrichtung.

in den gesamten Bauvorgang hineinpaßt. Es ist ebenso unwirtschaftlich, so schnell zu fördern, daß die Arbeit an der Betonaufbereitungsstelle und der Verwendungsstelle nicht mitkommt, wie durch langsame Förderung diese Arbeiten

aufzuhalten. Moderne Anlagen werden daher im engen Zusammenbau mit der Betonmisch-einrichtung geliefert. Bei langen Förderwegen des Betons wird man sich im Winter zu überlegen haben, ob man durch Heizen der Mischmaschinen oder

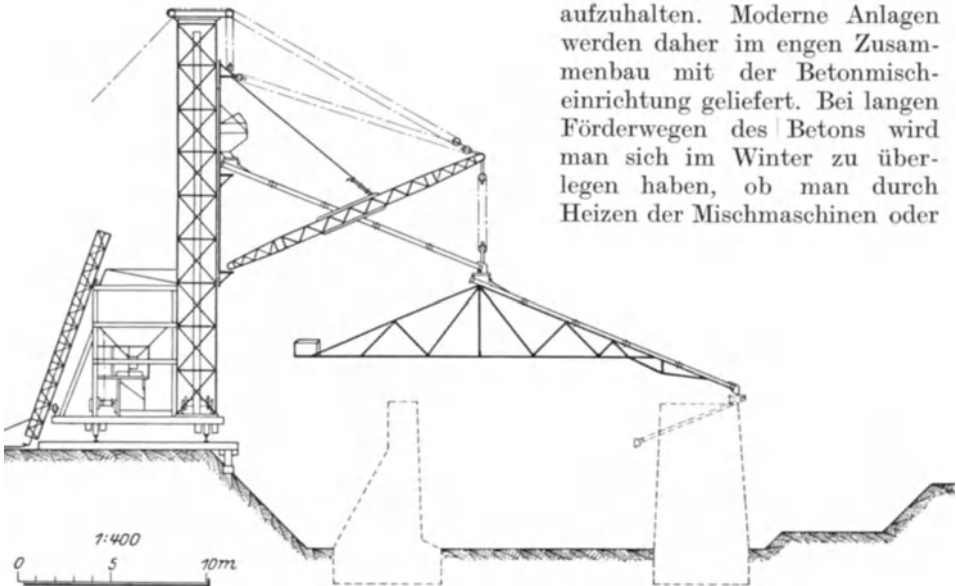


Abb. 149. Fahrbare Gießmastanlage. (A. Groß, G. m. b. H. Schwäb. Gmünd.)

Vorwärmen des Anmachewassers nicht dafür sorgen muß, daß der Beton nicht unter 15–20° C an Ort und Stelle eingebracht wird.

Ganz neue Wege für die Betonverteilung hat man beschritten, indem man ihn unter Preßluftdruck durch Rohre an die Verwendungsstelle preßt; die För-

derung in Rinnen mit Transportschnecken hat sich dagegen nicht besonders bewährt, bei beiden Systemen wird man die weitere Entwicklung verfolgen müssen.

Eines eigenartigen Verfahrens, Beton mittels Preßluft zu fördern und ihn damit in das Bauwerk einzubringen, muß hier noch gedacht werden. Es handelt sich um das sog. Torkretverfahren, das Sondermaschinen entwickelt hat. Bei diesem Verfahren wird das trockene Betongemenge durch Schläuche mittels Preßluft bis auf 200 m Entfernung und 100 m Höhe gefördert. Beim Austritt aus dem Schlauchmundstück (Düse) erst wird der Beton mit dem nötigen Zusatzwasser versetzt und dann mit großer Wucht (100 m/sec) auf die zu betonierenden Flächen, oder wo sonst der Beton eingebracht werden soll, geschleudert. Da dies Verfahren vorzüglich gegen Grundwasser dichte Betonschichten bilden kann, darf man seine Maschinen füglich auch zu den Hilfseinrichtungen des Grundbaues rechnen. Um

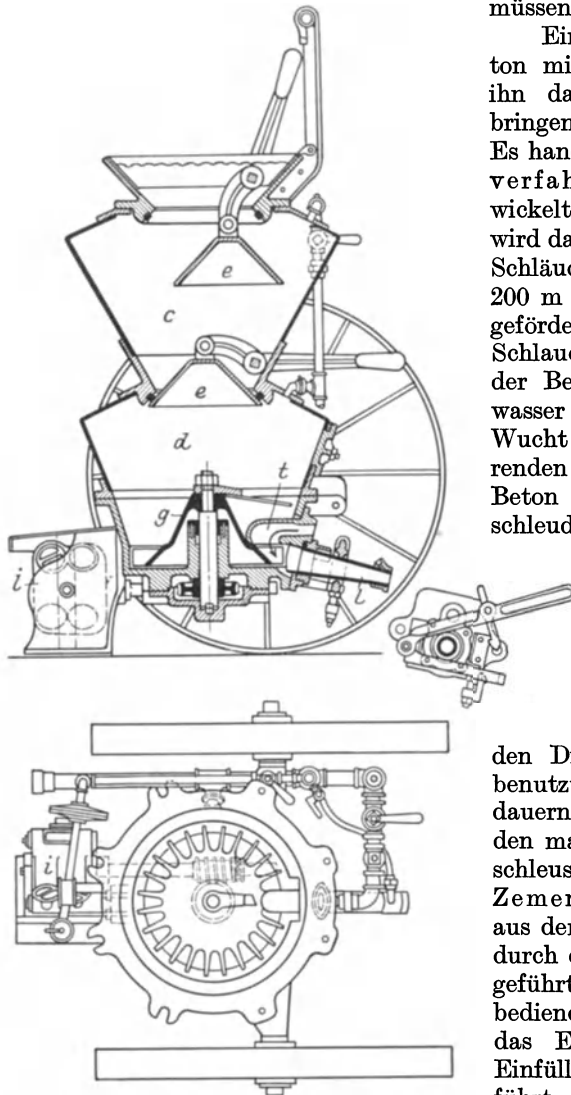


Abb. 150. „Torkret“-Zementkanone. Querschnitt und Grundriß.

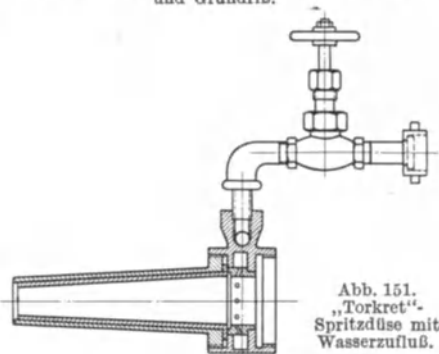


Abb. 151. „Torkret“-Spritzdüse mit Wasserzufluß.

das Betongemisch unter den Druck der Preßluft zu bringen, benutzt man einen Behälter, der dauernd unter Luftdruck steht und in den man den Beton durch eine Luftschleuse einfüllt. Dieser Apparat, Zementkanone genannt, besteht aus dem Behälter *d* (Abb. 150), in den durch die Schleuse *c* das Material eingeführt wird. Die abwechselnd zu bedienenden Klappen *e* verhindern das Entweichen der Preßluft beim Einfüllen. Am Boden des Gefäßes *d* führt ein Verteilerrad *g*, das durch einen Preßluftmotor *i* betrieben wird, dauernd dem konischen Rohr *l* den Beton zu, wobei gleichzeitig die Preßluft durch das Druckrohr *t* den Beton im Luftstrom mit in die angeschlossene starkwandige Schlauchleitung reißt. Abb. 151 läßt den Wasserzutritt an der Düse des Schlauches erkennen. Diese Zementkanonen leisten in acht verschiedenen Größen 0,5–10 cbm loses Gemenge in der Stunde, bei Luftdrücken von $3\frac{1}{2}$ –1 atü, die Schlauchdurchmesser liegen dabei

zwischen $\frac{3}{4}$ und 4 Zoll. Die Preßluft wird in Kompressoren erzeugt, die die Torkret G. m. b. H. eigens für diese Zwecke entwickelt hat, die im übrigen aber im Prinzip den gewöhnlichen Preßluftpumpen (vgl. Seite 268 ff.) gleichen. Sie verbrauchen für die angegebenen Leistungen 10 bis 100 PS Antriebskraft. Die Kompressoren sind meist fahrbar eingerichtet, wie übrigens die Zementkanone auch, Abb. 152 zeigt ein fahrbares Gerät für 200 l Inhalt. Man kann mit dem Druck der Preßluft auch den Beton in Spalten und Risse von Mauerwerk oder Felsboden einpressen.



Abb. 152. „Torkret“-Zementkanone. Ansicht.



Abb. 153. Pneumatische Betonförderung. System „Torkret“.

Bei Austrittsmengen von über 4 cbm stündlich nimmt das Verfahren den Charakter einer reinen pneumatischen Betonförderung an, die bis zu 1000 m Förderlänge zu erreichen gestattet. An der Düse wird der im Luftstrom mit hoher Geschwindigkeit mitgerissene Beton durch ein Prallblech (Abb. 153) aufgefangen, so daß er ohne Rückprall in die Schalung einfließen kann. Bei Mengen bis zu 25 cbm in der Stunde werden Schlauchdurchmesser von 6 Zoll (150 mm) benötigt. Für enge Baugruben ist diese Fördereinrichtung gut zu gebrauchen.

Gesamtbetonierungsanlagen.

Im vorhergehenden sind die Maschinen zur Bereitung, Verteilung und Einbringung von Beton getrennt und in Einzelheiten besprochen worden. Es ist aber bei mittleren und großen Betonbauten, bei denen ja stets die Gründung eine Hauptrolle spielt, lohnend und notwendig, von vornherein die Planung auch auf eine zusammenhängende Betonierungseinrichtung zu erstrecken. Nur so kann die größte Wirtschaftlichkeit hinsichtlich der Transportwege, des Arbeitsstundenverbrauches und der Antriebskraftausnutzung, nur so eine ununterbrochene, reibungslose und einwandfreie Verarbeitung der riesigen Betonmengen gewährleistet werden. Solche Betonierungseinrichtungen werden sehr verschieden aussehen können, je nach den räumlichen Erstreckungen des Gründungsbauplatzes (langgestreckte Kaimauer, umfangreicher Schleusenbau,

zusammengedrängte Fundamente eines Häuserblocks u. ä.), auch wird die Anfuhr- und Lagerungsmöglichkeit der Baustoffe (Zement, Traß, Schotter, Kies, Sand usw.) bestimmend mitwirken. Kann der Baustoff auf dem Wasserwege angeliefert und der fertige Beton vom Wasser aus eingebracht werden, so ist es unter Umständen angebracht, die ganze Betonierungsanlage schwimmend einzurichten, wie das z. B. beim Bau des Fußgängertunnels unter der Spree bei Friedrichshagen (Berlin) der Fall war. Muß oder kann der benötigte Zuschlag aus ausstehendem Gestein in der Nähe gewonnen werden, so sieht die Gesamtanlage für die Betonierung natürlich anders aus, als wenn riesige Lager von Kies und Sand u. ä. unmittelbar bei der Baustelle eingerichtet werden müssen. Die Großanlagen zur Aufbereitung von Zuschlagsstoffen aus Rohgestein sind bereits auf S. 334 ff. behandelt worden, bei den im folgenden behandelten Beispielen können sie daher außer Betracht bleiben. Kommt die Verbindung gemischter Bindemittel wie Zement und Traß in Frage, so gehört auch diese sog. *Vormischanlage* zu der Gesamteinrichtung. Die eigentliche Betonmischanlage, aus mehreren Mischmaschinen bestehend, kann entweder ortsfest an geeigneter Stelle des Bauplatzes angelegt sein und die Beförderung des Betons an seine Verwendungsstelle durch Gießturmanlagen, Förderbänder, bei ganz großen Anlagen sogar durch Betonwagenzüge erfolgen, oder aber die Mischanlage ist fahrbar mit dem Verteilersystem (Gießmast, Betoniergerüst u. ä.) verbunden und rückt mit fortschreitender Verwendungsstelle dieser nach; in diesem Falle müssen die Zuschlagsstoffe und der Zement die längeren Wege zurücklegen, was nach Möglichkeit vorzuziehen ist, da der Beton am frischesten auf kurzem Förderweg eingebracht wird. Um die vorteilhafteste Art der Betonierungsanlage ausfindig zu machen, wird man sich bei der Planung die einzelnen Phasen des Betoniervorganges genau vor Augen halten müssen.

Im folgenden sollen zwei Anlagen beschrieben werden als typische Beispiele der Anpassung an die Entwicklung des Bauwerks: *Kaimauerbau* am Griesenwärdter Hafen in Hamburg-Waltershof und *Bau der Schleppzugschleuse* zu Flaesheim (Lippe-Seitenkanal).

Die neu zu bauende Kaimauer erstreckt sich in Richtung Südost-Nordwest auf rund 1200 m und benötigte etwa 45000 cbm Beton. Der Bauvorgang nahm seinen Anfang im Südosten, woselbst auch die beste Anfuhrmöglichkeit für die Baustoffe bestand (vgl. auch S. 73 ff.). Nachdem die Pfahlrammung und die Schalung für den Betonkörper der Mauer auf etwa 300 m fertiggestellt war, stellte die bauausführende Arbeitsgemeinschaft (insbesondere die Firma Dyckerhoff & Widmann) zwei Betonieranlagen auf, die unter Benutzung der noch vorhandenen Rammgerüstgleise mit dem Betoneinbringen nach Nordwest vorrückten. Jede Anlage bestand aus einem eisernen, auf Rollen fahrbaren Gerüst von etwa 11 m Höhe bei 4,5 · 4,5 m Grundfläche (Abb. 154). Das Gerüst trug eine Drais-Mischmaschine (7501) mit Vorfülltrichter, Zementvorratstrichter (2 cbm) und Meßvorrichtung, dazu einen Antriebselektromotor von 30 PS mit Riemenübertragung zum Antrieb der Mischmaschine, des Aufzuges für die Kieskübel und des Schrägaufzuges für die Zementspezialkübel. In Richtung zur Betonierstelle erstreckte sich vom Gerüst aus auf etwa 8 m ein Förderbandausleger mit einem Gelenkschüttrohr. Das Förderband bestand aus einem 50 cm breiten Gummiriemen, der von einem Elektromotor (3 PS) angetrieben wurde. Das Betoniergerüst konnte mit einer Winde an einem Seile in Richtung der Kaimauer verholt werden. Der Betoniervorgang spielte sich folgendermaßen ab: Vom Zementschuppen wurde der Zement in die etwa 700 l fassenden Spezialkübel gefüllt und auf Feldbahnwagengestelle gesetzt, desgleichen wurde eine entsprechende Menge Muldenkipper am Kiesplatz gefüllt. Dann fuhr der Baustoffzug vor das Betoniergerüst, entleerte den abgemessenen Kies in den Mischmaschinenaufzug und von dort in den Vorfülltrichter. Die Zementkübel wurden

mit dem Schrägaufzug über den Vorratstrichter gebracht und entleert. Von diesem gelangte der Zement nach Abmessung der gehörigen Menge ebenfalls in den Vorfülltrichter und von dort gemeinsam mit dem Kies und Anmachewasser in die Mischmaschine. Nach fertiger Mischung wanderte er über das Förderband und Schüttrohr auf die Schalung, wo er mit zwei Preßluftstampfern verarbeitet wurde. Die zu betonierende Strecke war in passende Abschnitte geteilt, die abwechselnd von den beiden Anlagen bedient wurden. Die Tagesleistungen jeder dieser Betonieranlagen bewegten sich zwischen 80 und 140 cbm in 8 Stunden. Wenn auch die Anfahrwege der Rohstoffe mit dem Fortschreiten der Kaimauer immer länger wurden, blieb der Weg für den Beton immer gleichbleibend etwa 10 m.

Bei dem Beispiel der Betoniereinrichtung für den Schleusenbau Flaesheim handelt es sich um eine Gründungsfläche von etwa $250 \cdot 25$ m. Da die



Abb. 154. Fahrbare Betoniereinrichtung für den Kaimauerbau Waltershof.

Zufuhrmöglichkeit nicht besonders gut war, wurden Sand und Kies größtenteils schon vor Beginn der Arbeiten angeliefert und für Zement und Traß reichlich Lagerungsmöglichkeit (etwa 1800 qm) vorgesehen¹. Wie der Übersichtsplan (Abb. 155 oben) zeigt, befanden sich die Lager für diese Baurohstoffe seitlich der Baugrube ziemlich zentral gelegen. Da gemischte Bindemittel für den Gußbeton zur Verwendung kamen, mußte der Zement und Traß in einer Vormischanlage, die inmitten der Lagerschuppen lag, aufbereitet werden. Abb. 156 zeigt diese Aufbereitungsanlage im Schnitt, aus der die Einzelheiten deutlich hervorgehen. Aus dieser Anlage konnte das Bindemittelgemisch in die Transportwagen abgezapft werden. Sand und Kies wurden mittels Greiferkräne von den Lagerhaufen über fahrbare Silos in die Transportwagen abgemessen (Abb. 155 unten links). Die Förderzüge mit den im richtigen Zahlenverhältnis eingestellten Transportwagen (Kies, Sand und Bindemittel) wurden dann zu den beiden

¹ Angaben nach dem Vortrag von Dipl.-Ing. Eggers auf der 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1926.

Betonieranlagen gebracht, die hier aus zwei fahrbaren Gießtürmen je zu 20 und 43 m Höhe (Abb. 155 Mitte und unten rechts) bestanden. Die Transportwagen entleerten in die Vorfülltrichter der Betonmischmaschinen (je 1000 l). Die beiden Gießtürme liefen auf 3 Schienen der Seitenböschung und konnten mittels Winde und endlosem Seil verholt werden. Der kleinere Gießturm wurde größtenteils zum Betonieren der Schleusensole, der größere für die Kammerwände

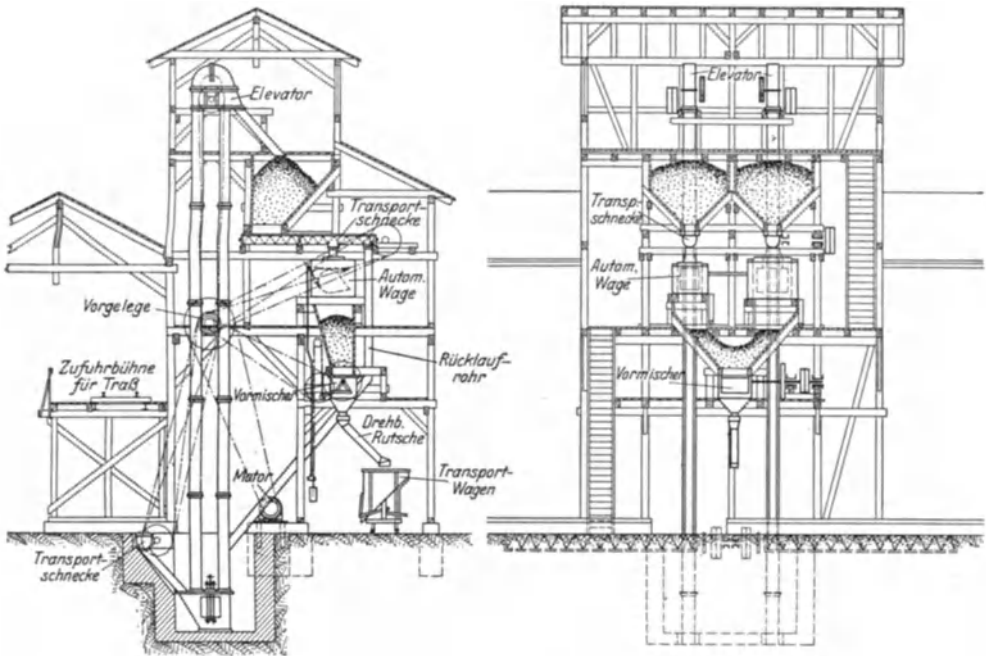


Abb. 156. Einzelheiten zur Vormischeranlage auf Abb. 155.

verwendet, letzterer unter Zuhilfenahme eines fahrbaren Bockgerüsts zum Abstützen der Gießrohre.

Die gesamte Betonierungsanlage war das Ergebnis der gemeinsamen Planung der bauausführenden Firma Hüser & Cie., Obercassel, und der Internationalen Baumaschinen-A.-G. Neustadt a. H. Es ist ein ausgesprochenes Beispiel für eine übersichtlich angelegte, weitgehend mechanisierte Betoniereinrichtung mit kurzen Förderwegen.

H. Ramm-Maschinen.

Allgemeines.

Das Hauptmittel, die für die Gründung benötigten Pfähle, Spundbohlen u. ä. in den Erdboden zu treiben, sind die Rammen. Es können an dieser Stelle die von Hand mehrerer Männer betriebenen einfachsten Rammen (Viermännerramme, Zugramme) übergangen werden, da sie die Merkmale von Baumaschinen nicht aufweisen. Die unter Verwendung von Maschinenelementen betriebenen Rammgeräte nannte man früher schlechthin „Kunstrammen“, heute unterscheidet man genauer direkt oder indirekt wirkende Dampfrahmen, elektrisch betriebene Rammen u. ä.

Der Hauptbestandteil einer Ramme ist das den Treibschlag bewirkende Fallgewicht, Rammbar genannt. Um ihm die für den Fall (kinetische Energie) notwendige Höhenlage (potentielle Energie) zu verleihen, muß der Rammbar

durch eine Winde hochgezogen werden. Hochziehen und Fallenlassen des Bären geschieht an Führungsleisten, die man mit dem Fachausdruck „Läufer-
ruten“ oder „Mäkler“ bezeichnet. Sie sind am Rammgerüst befestigt, das gleichzeitig auch der Winde Aufstellungsmöglichkeit bietet. Um den Bären von dem hochziehenden Seil in jeder gewünschten Höhe schnell und sicher lösen zu können — es ist hier zunächst nur von den Freifallrammen die Rede —, wird er von diesem Seil mittels einer durch Hilfsseil zu bestätigenden Auslöse-
vorrichtung, Schnepfer, gefaßt. Bei den von Hand betriebenen Kunstrammen kommen Bärge-
wichte bis zu 700 kg und Fallhöhen bis zu höchstens 3 m in Be-
tracht, mechanisch angetriebene Freifallrammen werden für Bärge-
wichte bis 2000 kg und mehr ausgeführt; Gewicht und Fallhöhe als Faktoren der Schlag-
leistung, die in mkg ausgedrückt wird, sind natürlich von der Art der einzu-
treibenden Pfähle und des zu bearbeitenden Erdreichs abhängig. Ermittlungs-
verfahren hierfür findet man im ersten Buchteil (S. 57ff.); als erster Anhalt
für die Wahl des Bärgewichtes kann die Faustregel gelten, daß der Bär min-
destens soviel wiegen soll wie der einzutreibende Pfahl. Mit der zunehmenden
Bauweise der Gründung auf langen und schweren Betonpfählen sind die Lei-
stungen der Dampfrahmen in dem letzten Jahrzehnt außerordentlich gewachsen,
bis zu Bärge-
wichten von 8 t und mehr.

Die Rammen müssen wie alle Baumaschinen hauptsächlich den Forderungen
des leichten Auf- und Abbaues und der Unempfindlichkeit und Betriebssicher-
heit genügen. Die Rammgerüste bestehen bei leichteren Ausführungen meist
aus Holz, bei mittleren und schwereren durchweg aus Eisen. Um Schrägpfähle
rammen zu können, sollen die Gerüste mit den Läufer-
ruten mindestens in einer
Vertikalebene verschieden (im Verhältnis 1:3 bis $2\frac{1}{2}$) geneigt eingestellt werden
können. Die Höhe des Rammgerüsts ergibt sich aus der Länge des zu be-
arbeitenden Pfahles und der notwendigen Fallhöhe. Ganz schwere Betonpfahl-
rammen sind gelegentlich bis zu einer Höhe von 30 m und mehr ausgeführt
worden. Leistungsfähige Rammen haben ein kraftangetriebenes Fahrgestell (Unter-
wagen), auf dem das Rammgerüst auch noch gedreht werden kann (Universal-
rammen).

Rammen mit Freifallbär.

Für kleinere Baustellen kommen auch heute noch handbetriebene Rammen
in Frage; diese sog. Handkunstrammen arbeiten mit Bärge-
wichten von 400—700 kg. An der Handwinde mit Doppelkurbel können 4 Arbeiter bei
700 kg Bärgewicht und 3 m Fallhöhe 25—30 Schläge in der Stunde wirken
lassen (Handzugrammen ohne Winde erzielen bei 100—250 kg Bärgewicht und
1,2 m Fallhöhe mit 8—16 Mann rund 15 Schläge in der Minute). Das ist natür-
lich eine sehr schlechte Ausnutzung, und nur bei kleinen Gründungen, in be-
engten Baugruben und bei der Notwendigkeit, billigste Baugeräte zu verwenden,
kann die Handkunstramme empfohlen werden. Das Gerüst ist durchweg aus
Holz hergestellt, eine gewisse Schräglage der Läufer-
ruten kann durch Versetzen
der Hinterstrebe *H* (Abb. 157) erzielt werden. Die Plattform *P* des Rammgerüsts
(auch Rammstube genannt) ist zum bequemen Verfahren mit Rollen versehen,
die leicht in die gewünschte Fahrtrichtung verstellt werden können. Drei-
eckige Plattformen mit den Läufer-
ruten an einer Ecke gestatten gut, in sonst
schwer zugänglichen Winkeln der Baugrube Pfähle einzurammen. Als Aus-
löse-
vorrichtung wird ein einfacher Haken gebraucht, der an einer Gleitvor-
richtung, der sog. Katze *K* (Abb. 158), so befestigt ist, daß er mit geringem
Seitendruck unter dem Haltebügel des Ramm-
bären *B* fortbewegt werden
kann. Der dazu nötige Zug wird durch ein Handseil auf den Hebel *A* über-
tragen. Ist der Bär auf dem Pfahlkopf zur Ruhe gekommen, so läßt man durch
Loskuppeln der Windentrommel das Hubseil mit der Katze bis zum Bären

nachlaufen, wo sich der Haken durch seine Formgebung von selbst in den Haltebügel wieder einhakt. Daß die Handwinde mit den nötigen Sicherheitsvorrichtungen

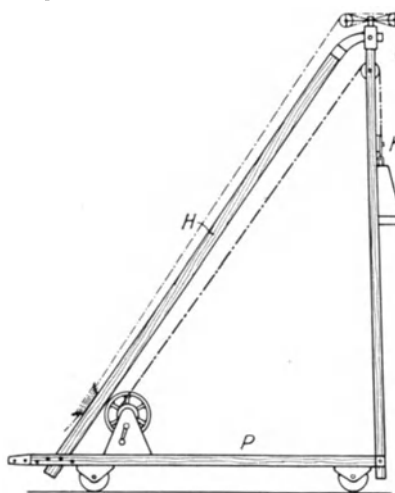


Abb. 157. Wirkungsweise der Handkunstramme.

(Bremsse, Gesperre usw.) versehen und fest auf der Plattform verankert sein muß, versteht sich von selbst. Als Zugorgane kommen Hanfseile, Drahtseile und Ketten in Frage. Um die Rammfähle in die richtige Lage unter dem Rammhären zu Beginn des Einrammens bringen zu können, ist bei den Kunstrammen an der Gerüstspitze meist ein Flaschenzug oder Seilrollenpaar zum Hochziehen und Aufrichten der Pfähle angebracht (Triebkopf oder Eselshaupt).

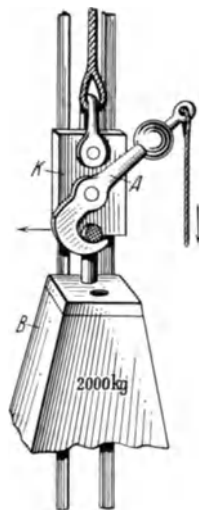


Abb. 158. Wirkungsweise der Auslösevorrichtung.

Für größere Rammleistungen ist die Handkunstramme schon sehr bald nach Entwicklung der Lokomobile durch die Dampframme verdrängt worden.

Die älteste Form derselben bestand darin, daß man die in Gerüst und Bärgewicht vergrößerte Ramme mit einer von einer Lokomobile durch Riemen angetriebenen Winde versah. Wir haben das Mißliche eines Windenantriebes durch Riemen bereits im Kapitel der Hebezeuge erörtert; es war daher ein großer Fortschritt hinsichtlich der Betriebssicherheit, als in den sechziger Jahren des vorigen Jahrhunderts die Dampframme mit einer Dampfwinde ausgerüstet wurde, die Kessel, Dampfmaschine und Winde in sich vereinigend auf dem Rammgerüst untergebracht war. Diese ältere Form der Dampfwinde, die auch noch heute sehr viel für mittelschwere Rammarbeiten verwendet wird, hatte das vor- und rücklaufende Hubseil und die Nachlaufkatze mit Schnepper. Mit solchen Rammen können bei Bärgeichten von 1—2 t etwa bis zu 4 Schläge aus 5 m Höhe oder etwa 10 Schläge aus 2 m Höhe in der Minute ausgeführt werden, was einer zwanzigfachen Leistungssteigerung gegenüber den Handkunstrammen entspricht. Nachteilig wirkte bei dieser Ramme angesichts der sonst erzielten Arbeitsgeschwindigkeiten, daß man nach jedem Schlag die Seiltrommel vom Antrieb abkuppeln mußte, damit die Nachlaufkatze mit dem Schnepper sich dem Bären wieder nähern und ihn erneut fassen konnte. Abkuppeln, Nachlaufen der Katze und Wieder-

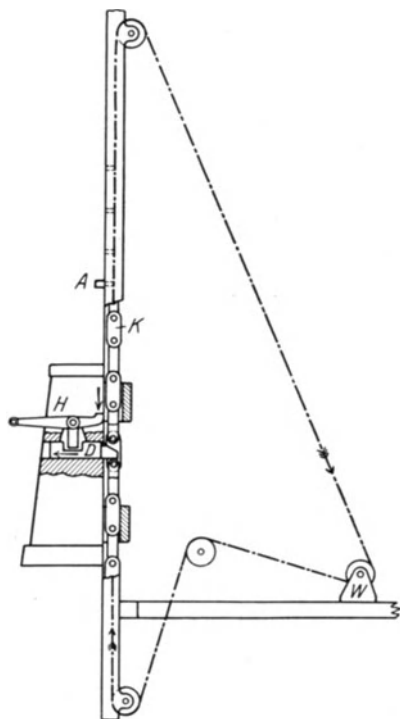


Abb. 159. Wirkungsweise der Kettenramme.

kuppeln der Seiltrommel verbrauchte eine gewisse Zeit, die als Verlust an Arbeitsgeschwindigkeit stark ins Gewicht fiel. Es war daher ein Fortschritt, als man Rammen baute, bei denen das hin und her gehende Hubseil durch eine stets in gleicher Richtung laufende endlose Kette *K* ersetzt wird (Abb. 159), in deren Glieder ein Haken (Daumen) *D* des Rammbären eingreift. An einem Anschlag *A* in gewünschter Höhe wird der Haken ausgelöst, so daß der Rammbär herabfällt. Auf dem Pfahlkopf zur Ruhe gekommen, wird der Haken durch einen Zug am Hebel *H* wieder in ein Kettenglied hineingestoßen und somit der Bär wieder bis zum Anschlag gehoben. Bei nicht zu großen Hubhöhen (bis 3 m) hat dieser endlose Kettenantrieb eine Vergrößerung der Schlagzahl auf 6–12 in der Minute mit sich gebracht. Allerdings sind die Dampf- oder elektromotorisch angetriebenen Rammen mit endloser Kette in ihrer Anwendung gegenüber den Freifallrammen mit vor- und rücklaufendem Seil insofern im Nachteil, als mit ihnen nicht tiefer als bis zur Plattform bzw. zum

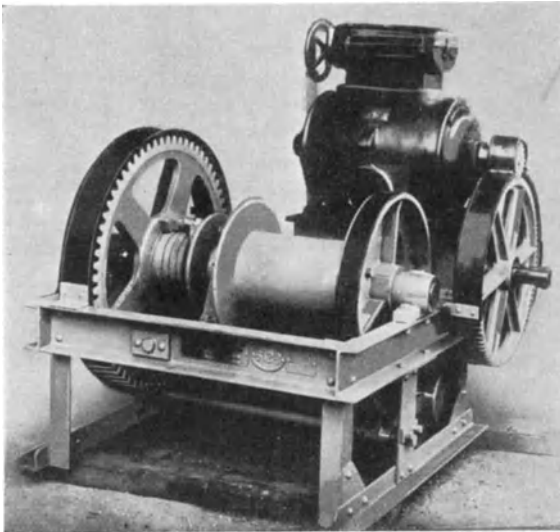


Abb. 160. Elektrisch betriebene Rammwinde.

Fahrgleise des Gerüstes gerammt werden kann, weil man wegen der unveränderlichen Länge der endlosen Kette diese ja nicht beliebig weit nach unten führen kann. Bei der gewöhnlichen Dampftramme mit Freifallbären kann man dagegen durch Verlängern der Läuferfutren nach unten beliebig tief unter die Plattform rammen, da man das Hubseil für den Rammbären ja nach Bedarf lang machen kann. Diese Art Rammen beherrscht daher auch heute noch für Holzpfehlrammungen das Feld. Weitere Verbesserungen an ihr betreffen eine gesonderte Seiltrommel mit Hubseil zum Heranholen und Aufrichten der Rammpfähle; dies mußte früher durch das Hubseil des Bären geschehen, nachdem man diesen davon abgelöst hatte, was umständlich und zeitraubend war. Kann oder will man keinen Dampftrieb für die Freifallramme verwenden, so empfiehlt sich der Einbau eines Elektromotors oder Verbrennungsmotors von rund 10–20 PS Leistung für 1–2 t Bärge-
 wicht. Die Leistung dieser Art Antriebsmotoren muß jedenfalls erheblich größer sein als die einer Dampfwinde, weil das geforderte hohe Drehmoment zur gewünschten Hubbeschleunigung des Bärge-
 wichtes beim Dampftrieb aus dem Kraftspeicher des Kessels ohne weiteres hergegeben wird, während Elektro- und besonders Verbrennungsmotor diese Überlastbarkeit bekanntlich nicht besitzen. Abb. 160 zeigt eine elektromotorisch angetriebene Rammwinde für Freifallbären am hin und her gehenden Seil. Beachtenswert an dieser Winde ist der Zusammenbau des Motors mit seiner Anlaßvorrichtung und die durch Handhebel gesteuerte Federbandkupplung, die stoßfrei das treibende Zahnrad mit der Seiltrommel verbindet. Obwohl diese elektrischen Freifallrammen für gewöhnlich mit Nachlaufkatze und Auslösehaken betrieben werden sollen, haben Versuche auf der Baustelle ergeben, daß man den Rammbären einfach durch Entkuppeln der Seilwinde, ohne ihn vom Seil zu lösen, herabsausen lassen

kann. Das Nachschießen des Seils, nachdem der Bär aufgefressen ist, kann durch geschickte Bremsung vermieden werden. Auf diese Weise wird die Zeit für das Nachlaufen der Katze und das Einschnappen des Auslösehakens gespart.

In Abb. 161 erblicken wir eine neuzeitliche elektrisch betriebene Kettenramme, an der die Führung der Kette gut zu verfolgen ist. Das Bärgewicht beträgt 2400 kg, die Kettengeschwindigkeit 0,4 m/sec; mit einem 25 PS-Elektromotor war gegenüber einer gleichschweren Dampfmaschine (Seilbetrieb) eine um 40% höhere Schlagzahl zu erreichen. Die Ramme arbeitete mit Spülbetrieb für Kaimauergründungen im Hamburger Hafen.

Dampfrahmen mit Dampf- bär. Pfahlhämmer.

Der Umstand, daß bei den Freifallrammen der Bär nach dem Fall durch Zugorgane (Kette oder Seil) nur mäßig schnell wieder gehoben werden konnte, und daß er durch Auslöse- und Einschnappvorrichtungen umständlich gesteuert werden mußte, und fernerhin die Überlegung, daß der Wirkungsgrad vom Kessel über die Dampfwinde bis zum Bären hinsichtlich der Hubleistung nur gering war, führte schon verhältnismäßig früh (um die Mitte des vorigen Jahrhunderts) zu dem Gedanken, den Dampfzylinder ohne irgendwelche Zwischenübertragung unmittelbar im oder am Dampf-
bären anzubringen. Ohne auf die sehr interessante Entwicklungsgeschichte der unmittelbar betriebenen, direkt wirkenden Dampf-

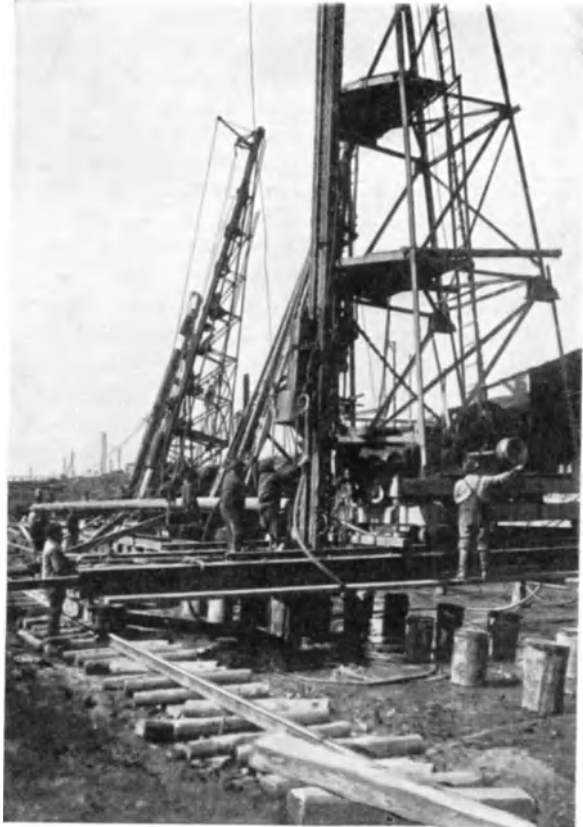


Abb. 161. Kettenramme im Baubetrieb.

rammen, der sog. Dampf-
bär-rammen einzugehen, sollen an dieser Stelle nur zwei Namen und Konstruktionsgedanken erwähnt werden, weil sie Marksteine auf dem Entwicklungsweg waren. Die älteste Konstruktion des Dampf-
bären stammte von Nasmyth, der 1845 einen Dampfzylinder baute, der mit einer Stütze auf den zu rammenden Pfahl aufgesetzt wurde. Die Stütze diente gleichzeitig zur Führung der nach unten durch den Kolbendeckel hindurchtretenden Kolbenstange, die das Rammgewicht trug. Diese Vorrichtung arbeitete ganz nach dem Prinzip der damals schon viel verwendeten Dampf-
hämmer. Der Dampf trat von unten in den Zylinder, hob den Kolben mit dem Bären so weit hoch, bis die Dampfzufuhr selbsttätig abgestellt und das Entweichen des Dampfes aus dem Kolben durch Ventilöffnung ermöglicht wurde. War auch der Fallweg des Bären durch die Kolbenstangenlänge auf etwa 1 m beschränkt, so war doch die Anzahl der Schläge bzw. Kolbenhübe durch Fortfall jeden Zwischengliedes gegen die Freifallrammen ganz erheblich gesteigert, etwa bis zu 60 in der Minute.

Diese Dampfbarkeonstruktion hat sich nicht sehr lange gehalten, von den fortschrittlicheren Ausführungen sei noch die von Lacour erwähnt, die 1878 erschien. Lacour benutzte den schweren gußeisernen Zylinder als Bärgewicht und Schlagkörper, indem er die Kolbenstange als auf dem Rammpfahl stehende Stütze verwendete. Wenn der Dampf nun zwischen Kolben und oberen Zylinderboden eintrat, hob sich dieser, bis man die Dampfzufuhr abstellte und den Austritt des Dampfes aus dem Zylinder freigab; damit fiel der schwere Zylinderkörper, von der Kolbenstange und den Läuferrieten des Gerüsts geführt, auf den Pfahl herab, und das Spiel konnte von neuem beginnen. Rammen nach dem System von Lacour sind bis 2,5 m Hubhöhe und 3–4 t Rammgewicht entwickelt, sie konnten 30–40 Schläge in der Minute ausüben. Doch auch dies System der Dampfbarrammen wies noch unverkennbare Nachteile auf, die vor etwa 20 Jahren den Anstoß zur Entwicklung der jetzt gebräuchlichen Konstruktionen gaben. Der Hauptnachteil des Lacourschen Dampfbarrens bestand darin, daß mit dem sich auf und ab bewegendem Zylinder auch das Dampfzufuhrrohr heftig mitbewegt und erschüttert wurde, daher großen Verschleiß und stete Undichtigkeiten aufwies. Auch durchnäßte das aus dem unteren Zylinderdeckel ausströmende Niederschlagswasser den Pfahlkopf in unerwünschter Weise. Das Aufstützen der Kolbenstange auf dem Pfahlkopf konnte nur dann zuverlässig sein, wenn Rammgerüst und Pfahl zueinander stets die gleiche Richtung behielten.

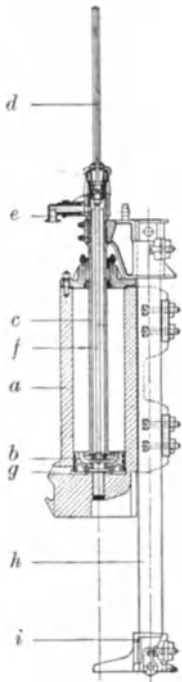


Abb. 162. Wirkungsweise des Menckschen Dampfbarrens.

- a Dampfzylinder (Schlagkörper).
- b Kolben.
- c Kolbenstange.
- d Steuerstange.
- e Frischdampfzufuhr.
- f Steuerkolbenstange.
- g Auspufföffnung.
- h Bärtschiene.
- i Bärtschienufuß.

Die neuzeitlichen Dampfbarrammen vermeiden diese Nachteile durch die im folgenden beschriebenen Anordnungen, die sich am höchsten entwickelt bei den Erzeugnissen der Menck & Hambrock G. m. b. H., Altona, vorfinden. Bei den Menckschen Dampfbarrens, die auch den Zylinder als Schlagkörper benutzen, steht zwar ebenfalls Kolben und Kolbenstange still, aber die Kolbenstange tritt durch den oberen Zylinderdeckel aus und führt durch eine hohle Bohrung in ihrer Mitte den Dampf in den Raum oberhalb des Kolbens (Abb. 162). War der Bär vorher in seine tiefste Stellung gefallen, so hebt er sich jetzt unter dem Dampfdruck bis in die höchste Stellung, wobei die in der hohlen Kolbenstange befindliche Steuerstange durch einen Anschlag oder durch einen von Hand betätigten Steuerhebel betätigt, die im Kolben befindlichen Kanäle öffnet und die Frischdampfzufuhr abstellt. Anschlag oder Steuerhebel sind in geeigneter Weise mit der ständig aus dem Bärkörper hervorragenden Steuerschiene verbunden. Damit ist dem Dampf, der im oberen Zylinderraum unter dem Druck des Zylindergewichtes steht, der Ausweg in den unteren Zylinderraum und von dort durch eine Auspufföffnung ins Freie geboten. Ist der Bär (Zylinder) wieder in seine tiefste Stellung gelangt, so wird die Steuerkolbenstange, durch Steuerseil betätigt, wieder so umgestellt, daß die im Kolben befindlichen Kanäle den Frischdampf nur in den Raum oberhalb des Kolbens eintreten lassen, womit das Spiel von neuem beginnt. Will man kürzere Hübe erzielen, als sie der vollen Länge der Kolbenstange und Bärtschiene entsprechen, so kann man mit Hilfe eines zweiten Seiles (Abzugseil) die Kolbenkanäle vorzeitig zum Auspuff öffnen. An Hand der Bezeichnungen in Abb. 162 kann man den Vorgang leicht verstehen. Da die Kolbenstange nicht mehr wie früher zum Abstützen auf dem Pfahl dient, sondern dies durch eine besondere Stützvorrichtung (Bärtschiene

mit Fuß) geschieht, so tritt auch nach unten auf den Pfahlkopf kein Kondenswasser mehr aus. Der Dampf entweicht schnell, aber ohne starkes Geräusch nach der Seite. Der Dampfverbrauch ist beim Menck-
schen Bären gegenüber älteren Systemen erheblich verbessert. Der Zylinder bleibt durch die stete Dampfberührung im oberen und unteren Raum stets warm, so daß Niederschlagsverluste praktisch fortfallen, die hohle Kolbenstange zeigt keinen schädlichen Raum, da der Dampf unten austritt. Da die Kolbenstange feststeht, kann die Dampfzuführung in unbewegten und unbeanspruchten Röhren und Schläuchen erfolgen, da ferner beim Auspuff dem Dampf kein Gegendruck entgegengesetzt wird, fällt der Bär fast ebenso hart wie ein Freifallbär mit gleichem Gewicht und Hub. Neben diesen Vorteilen zeichnen sich diese Dampfbären durch große Betriebssicherheit und einfache Bedienung aus. Abb. 163 läßt die Außenansicht eines Menck-
Dampfbären erkennen. Nor-

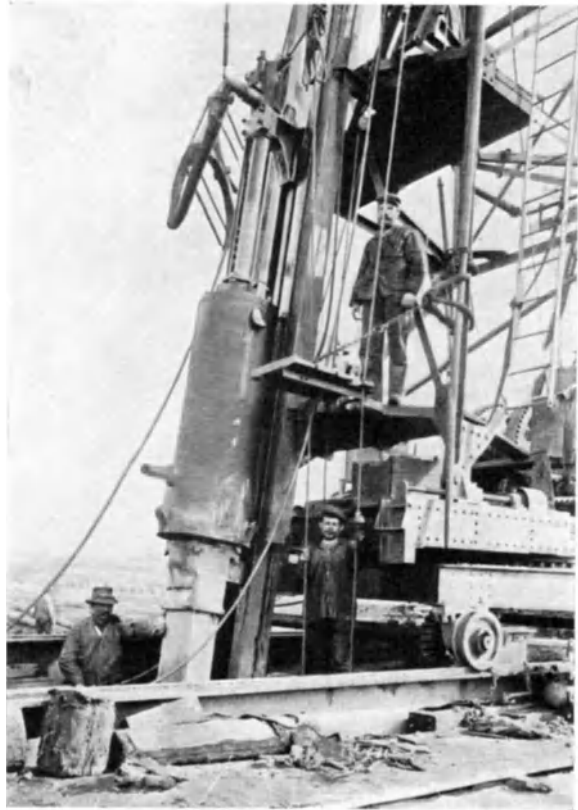


Abb. 163. Dampfbär, Ansicht.

Abb. 164.
Dampf-
hammer.

malerweise werden diese Bären, wie Freifallbären, in Verbindung mit hohen Gerüsten gebraucht, doch gibt es auch Ausführungen, bei denen man den Dampfbären von einem Dreibock oder einem Drehkran aus an einem Seil hängend unmittelbar auf den Rammpfahl einwirken läßt, was bei engen Fundamentgruben von großer Wichtigkeit ist. Abb. 164 zeigt einen solchen, meist kleineren Dampfbären, den man auch Dampfhammer nennt. Die Zuleitung des Betriebsdampfes vom Kessel aus (8—10 atü Betriebsdruck) geschieht bei Bären bis zu 1600 kg durch bronzene Metallschläuche, bei größeren Leistungen durch Gelenkrohre, die gewisse Bewegungen mitmachen können. Der Dampf wird in stehenden Quersiederohrkesseln zur Verringerung der Kondensationsverluste in den langen Dampfwegen mit Überhitzung erzeugt, für Bären von 1000—6000 kg Fallgewicht werden

Kessel von 7—25 qm Heizfläche benötigt. Die Dampfkessel sind, wie auch bei den Freifallrammen, mit einer Dampfmaschine verbunden, die Windentrommeln für das Halteseil des Bären wie für das Hubseil zum Handhaben

Abb. 165. Dampfkessel
mit Winde für Dampf-
rammen (ebenso wie
Abb. 162, 163, 164
Menck und Hambrock,
Altona).

der Pfähle besitzt, vielfach haben diese Dampfwinden auch noch ein bis zwei Spillköpfe für Nebenarbeiten (Abb. 165). Moderne Hochleistungsrammen, die für die längsten Betonpfähle genügen sollen, müssen entsprechend kräftige, dabei doch leicht bewegliche und hohe Gerüste haben (bis zu 30 m Gesamthöhe). Fahren, Drehen und Neigen des Gerüsts wird bei mittleren und größeren Rammen durch die Maschine mitbesorgt. Abb. 166 läßt das Wichtigste der Gerüstkonstruktion nebst Kessel und Maschine erkennen, die im Hintergrunde arbeitende kleinere Freifalldampframme schlägt die Pfähle für die Schienenbahn, welche die über 20 t schwere nachfolgende Dampfbaramme tragen soll. Für die vorliegende Arbeit (Kaimauergründung) war es nötig, die Ramme auch quer zur Richtung

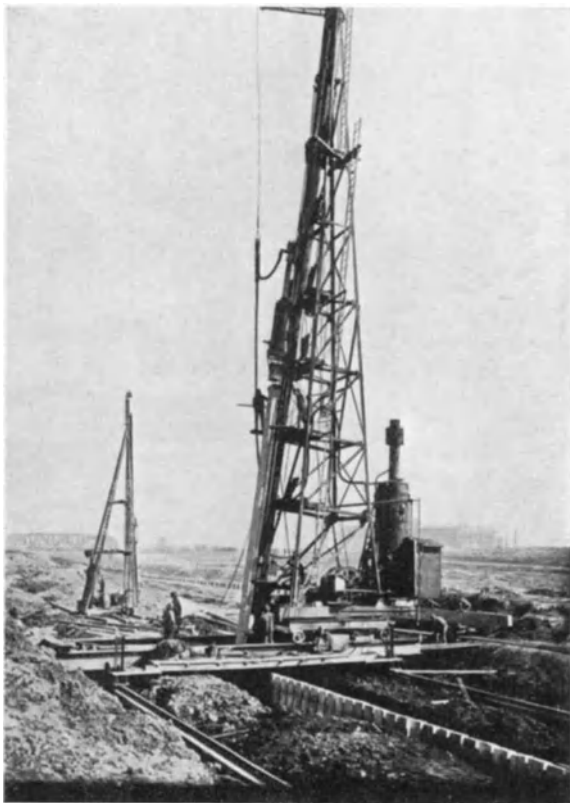


Abb. 166. Gesamtansicht einer Dampfbaramme.

der Kaimauer auf größere Längen hin- und herzubewegen; für solche Fälle bedient man sich eines sog. Unterwagens, auf dem die Ramme leicht verschoben werden kann.

Daß die Dampfbarammen ihren größten Vorteil bei schweren Rammarbeiten erweisen, besagt nichts gegen ihre Verwendungsmöglichkeit für leichte Arbeiten bei Pfählen und Spundwänden, die sonst etwa von Handrammen gesetzt würden. Solche Kleindampframmen werden für Bärgewichte bis zu 500 kg hergestellt. Die Gerüste dieser Rammen sind leicht und einfach aus Holz oder Profileisen konstruiert und fahrbar; ihre Nutzhöhe beträgt bis zu 8 m. Um die leichte Verfahrbarkeit dieses Gerätes zu erhöhen, hat man den Kessel vom Gerüst getrennt und für sich fahrbar eingerichtet, bei den geringeren Ansprüchen an seine Dampf-

leistung (3—4 qm Heizfläche) kann er leicht gehalten werden. Eine Kleindampframme der Mukag, Düsseldorf, zeigt Abb. 167. Die bei der Verwendung von Dampframmen sorgfältig zu klärende Frage nach dem Bärgewicht — die Schlagwucht kann hier nicht nachträglich vergrößert werden wie bei den Freifallrammen, da die Fallhöhe unveränderlich bleibt — spielt eine besondere Rolle bei diesen Kleindampframmen, wenn man bei den leichten Bärgewichten keine unliebsamen Überraschungen erleben will. In vielen Fällen wird die Handkunst-ramme größere Bärgewichte und Fallhöhen bewältigen können (bis 700 kg und 3 m Höhe gegenüber 500 kg und 1 m Fallhöhe), immerhin wird bei ausreichender Schlagwirkung die Kleindampframme soviel schneller arbeiten als der teure Handbetrieb, so daß auch für kleinere Arbeiten ihre Anschaffung zu erwägen ist.

Eine besondere Abart der Dampfbarammen sind die in Amerika und England oft benutzten Pfahlhämmer (Pile-driver), die nach Art der Dampf-

hämmer arbeiten (vgl. auch Abb. 164). Diese Pfahlhämmer bedürfen keines Rammgerüsts, sie können an einem Seil hängend auf den einzutreibenden Pfahl (Spundwand u. ä.) aufgesetzt werden. Ihre Wirkung beruht darauf, daß in einem starken gußeisernen Gehäuse ein Dampfzylinder enthalten ist, dessen Kolbenstange mit einem schweren Schlagkörper verbunden ist. Dieser übt am unteren Ende des Gehäuses seinen Schlag aus, indem er durch den Dampfdruck sehr schnell gehoben und niedergeschleudert wird, ohne daß dabei das schwere Gehäuse in die Höhe springt. Bei den kleineren Hämmern ist die Schlagzahl sehr hoch, bei schwereren geringer, sie liegt bei Gesamtgewichten von 200 bis 5000 kg zwischen 300 und 100 minutlich. Der Hauptvorteil dieser Hämmer soll darin liegen, daß bei der schnellen Schlagfolge die Pfähle keine Zeit haben, die höhere Reibung der Ruhe anzunehmen und schneller bei kleinerer Schlagenergie eindringen. Mit einem 3000 kg-Pfahlhammer sind bei Pier- und Kaimauergründungen in der Nähe von New York bei 120—140 Schlägen minutlich Rammleistungen von 12 m Eintreibtiefe in 5—10 Minuten erzielt worden. Die in Abb. 168 zu sehenden riesigen Holzpfähle von rund $40 \cdot 80$ cm Querschnitt bei rund 20 m Länge, die in den Royal Albert Docks in London gerammt wurden, benötigten bei Verwendung eines 5000 kg-Pfahlhammers 90 bis 120 Minuten zum Festwerden. Abb. 169 zeigt in einer Querschnittsskizze das Innere eines Pfahlhammers (System McKiernan-Terry), der auch tief unter Wasser rammen kann. Damit kein Wasser in den Schlagraum eindringen kann, wird er unter Preßluftdruck gehalten. Zu diesem Zweck hat der Hammer auch einen Stutzen zum Anschluß an eine kleine Preßluftpumpe. Übrigens ist es auch möglich, Pfahlhämmer ganz und gar mit Preßluft zu betreiben; Betriebsdruck 4—6 atü. In der auf der nächsten Seite folgenden Tafel werden einige wichtige Werte für Rammen zusammengestellt, wie sie sich teils schon in der Besprechung der einzelnen Rammen ergaben und wie sie als gute Durchschnittswerte für die Praxis von Belang sind.



Abb. 167. Kleindampfrahmen (Maschinen- u. Kranbau A.-G., Düsseldorf).

Die Bestimmung des Bärgewichtes bei Auswahl der Ramme muß dem Bauingenieur überlassen bleiben. Bei den Freifallrammen kann man notfalls die Schlagwucht durch höheren Fall vergrößern, falls der Pfahl gegen Ende der Rammperiode schlecht zieht, diese Möglichkeit ist bei den Dampfbarrammen sehr begrenzt und nur dadurch möglich, daß man von vornherein nicht mit

Art der Ramme	Bärgewichte	Fallhöhen	Schlagzahlen	Antriebskraft	Bedienung
Handkunstramme . . .	bis 700 kg	bis 3 m	15—20 i. d. St.		4 Mann
Handzugramme . . .	bis 250 kg	bis 1,2 m	15 i. d. Min.		16 Mann
Kleindampframme . . .	bis 500 kg	0,8—1 m	30—45 „ „	3—6 PS	2 Mann
Pfahlhämmer	0,2—5 t	—	100—300 „ „	—	2 Mann
Dampframme mit Seil und Freifallbär . . .	1—3 t	1,5—3 m	4—12 „ „	5—16 PS	3 Mann
Dampframme mit end- loser Ketteu. Freifallbär	0,8—2,5 t	1,2—3 m	6—12 „ „	5—13 „	3 „
Universal-Dampfbär- Rammen	1—6 t	0,5—1,7 m	30—40 „ „	6—25 „	4 „

der vollen Hubhöhe arbeitet. Ob man eine geringere Schlagzahl mit großem Gewicht einer höheren Schlagzahl mit kleinerem Bärgewicht vorzieht, ist Sache der Bauerfahrung bei verschiedenen Bodenarten.

Wie man aus obiger Tafel ersieht, ist von seiten der Maschinenteknik für alle Fälle gesorgt. Die Frage nach der Wirtschaftlichkeit und Leistung in bezug auf bestimmte Rammaufgaben und Geräte ist schwierig zu beantworten, da die



Abb. 168.
Pfahlhammer in Tätigkeit.

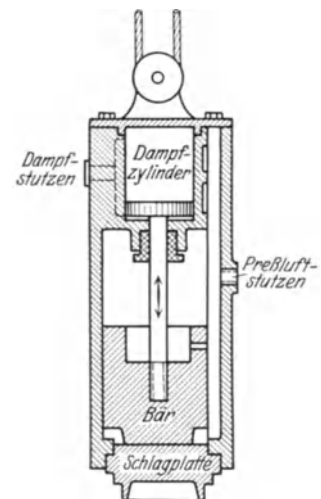


Abb. 169.
Wirkungsweise des Pfahlhammers.

Verhältnisse an der Baustelle und die Bauarten der Rammen zu verschiedenartig sind. Garbotz hat in seinem Buche: „Betriebskosten und Organisation im Baumaschinenwesen“ auch über Rammen gute Zahlenangaben bezogen auf geleistete Meterkilogramm als Vergleichsbasis gebracht.

Sonderarten von Rammen.

Wenn mit den üblichen landfesten Rammen die beabsichtigten Rammungen nicht ausgeführt werden können, z. B. bei Pfahlgründungen, die nicht vom Land aus zu bearbeiten sind oder denen sich der sichere Standplatz der Ramme nicht soweit nähern kann, daß man vom gewöhnlichen Rammgerüst aus zu

arbeiten vermag, dann kommen schwimmende Rammen in Frage oder solche landfeste Rammen, bei denen das Gerüst auslegerartig so konstruiert ist, daß die Läufertruten 4—6 m über den vorderen Stützpunkt der Ramme hinausragen, wie Abb. 170 in einer grundsätzlichen Anordnung zeigt. Diese kranartigen

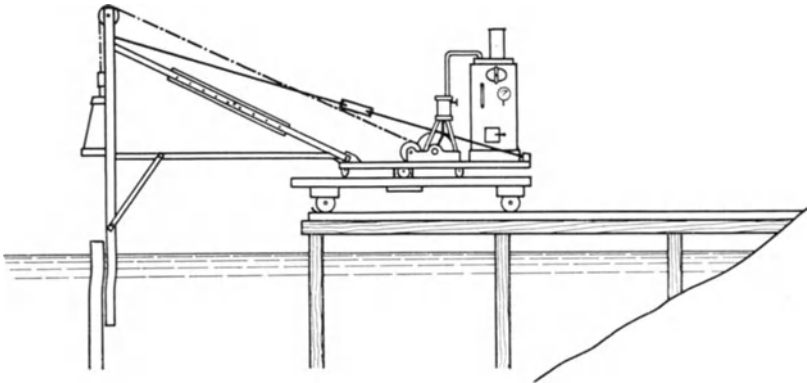


Abb. 170. Ausleger-Ramme.

Rammen werden beim Vorausschlagen von Pfählen bei Brückengründungen benutzt. Abb. 171 zeigt eine Schwimmramme, und zwar eine solche, die nicht durch behelfsmäßigen Zusammenbau eines Schwimmprahms mit einer Landramme entstanden ist, sondern in ihrer ganzen Anlage eine organische Einheit bildet. Der Schwimmkörper hat durchaus Schiffsform, Dampfkessel mit ge-

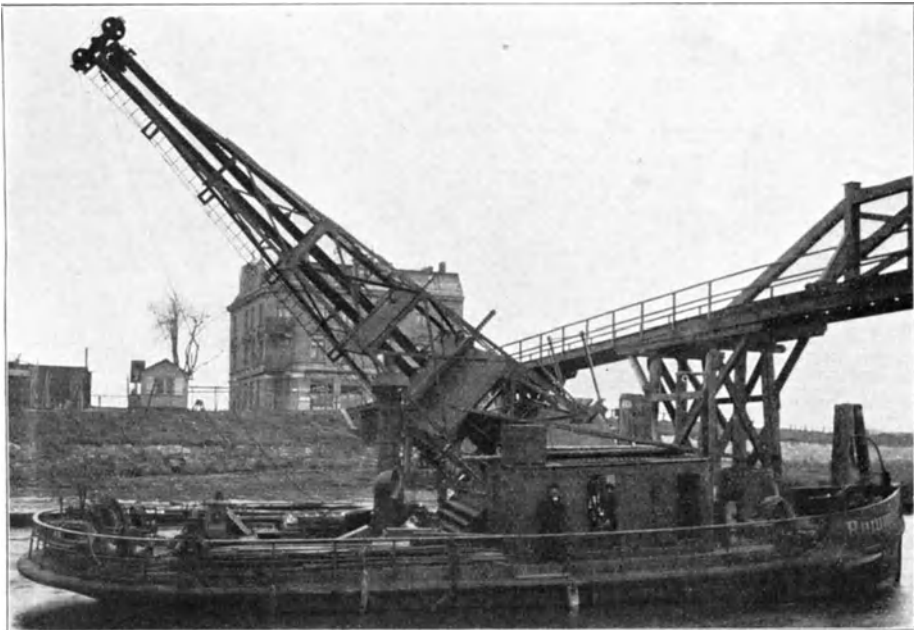


Abb. 171. Selbstfahrende Dampfschwimmramme.

trennter Maschinenanlage für die Doppelschrauben, die Rammwinden und Ankerspille machen diese Ramme zu einer schnell auf dem Wasser beweglichen. Ein weiterer Vorteil dieser Ramme, die zum Baumaschinenbestand des Hamburger Hafens gehört, ist die Möglichkeit, das Rammgerüst, das sich in der

senkrechten Rammebene nach vorn und hinten im Verhältnis 1:4 neigen läßt, in der Richtung der Schiffsachse ganz umzulegen, um die vielen Brücken des Hafens passieren zu können. Diese umfangreiche Bewegung geschieht durch zwei Paare kraftgetriebener Schraubenspindeln, die die Basis des Rammgerüsts entsprechend umlegen können. Die Übersichtszeichnung in Abb. 172 läßt den Vorgang und die Einzelheiten der Anordnung deutlich werden. Diese Rammen können mit Bärgeichten bis zu 4 t arbeiten.

Eine andere Art von Rammen schlägt nicht Pfähle selbst in den Grund, sondern stellt nur zylindrische Vertiefungen mit oder ohne Rohrung im Erdreich her, die nachher mit Beton oder sonstwie erhärtenden Baustoffen ausgefüllt werden (Ortspfähle S. 80 ff.). Bei der sog. Simplex-Pfahlrammung wird ein nahtloses Rohr (bis 12 m Länge und 40 cm Weite) mit Eisenspitze in die Erde geschlagen und dann mit Beton ausgestampft. Danach wird durch die starke, dafür besonders ausgebildete Rammwinde das Rohr wieder heraus-

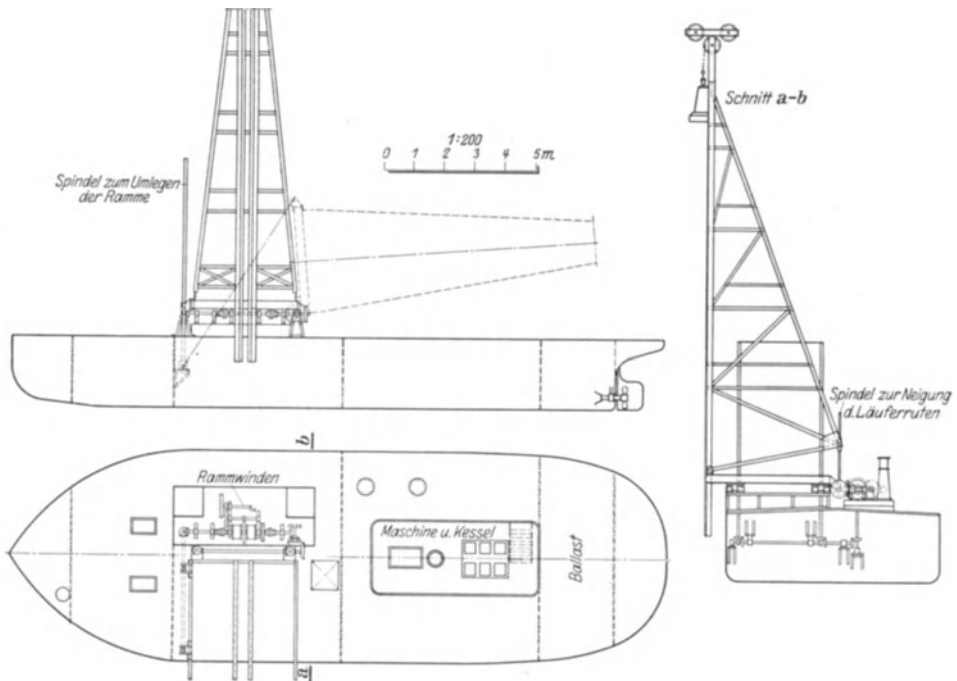


Abb. 172. Anordnung der schwimmenden Dampfamme (Wasserbaudirektion Hamburg).

gezogen, wobei man die Spitze entweder verlorengelassen lassen kann oder sie, falls sie infolge einer mehrteiligen Ausbildung dem Pfahl ausweicht, wieder mit herauszieht. Nach dem von Dulac entwickelten, in Deutschland selten angewendeten Grundstößelverfahren wird die Vertiefung im Erdreich ohne Hilfe eines Rohres, sondern nur durch die Wucht eines bis 2 t schweren, aus 8–10 m Höhe freifallenden Stößels erzeugt, der je nach der Bodenart verschiedene Schneidens zeigt; meist sind diese gußeisernen Stößel kegelförmig spitz mit Höchstdurchmessern über $\frac{1}{2}$ m. Die Stößel werden an einem Rammgerüst mit Seil und Auslösevorrichtung emporgezogen, von bestimmter Höhe fallengelassen und aus dem Erdloch wieder zum nächsten Fall emporgezogen. Die in den Boden gerammten Löcher werden dann mit Beton vollgestampft unter Verwendung ähnlich freifallender Grundstößel mit plattem Boden. Rammgerüste und Rammwinden dieser beiden Verfahren weichen nur wenig von gewöhnlichen Rammgeräten ab.

Als Sonderbauart einer Ramme muß wohl auch jene durch die Abmessungen auffallende Ausführung bezeichnet werden, die zur Pfahlgründung für die Lydingoe-Brücke bei Stockholm verwendet wurde und mit 10 t Bärgewicht 35—40 m lange hohle Betonpfähle einzurammen hatte (S. 95).

Hilfseinrichtungen für Rammarbeiten.

Damit die einzutreibenden Pfähle durch die Schläge des Rammjärens an ihrem Kopfe nicht zerschlagen werden, benutzt man verschiedene Schutzvorrichtungen. Holzpfähle erhalten meist einen 2—3 cm starken schmiedeeisernen Ring, Betonpfähle sichert man dadurch, daß man ihnen eine eiserne Schlaghaube aufsetzt, die mit Holz ausgefüllt ist (Abb. 173). Übrigens gibt es eine ganze Anzahl von Konstruktionen für Pfahlschutzhauben, wie auch von eisernen Pfahlschuhen, die bei ungünstigen Bodenverhältnissen die Pfahlspitze vor dem Zersplittern schützen sollen. An dieser Stelle mag ein Hinweis auf ihre Beschreibung im ersten Buchteil genügen (S. 78). Sollen Pfähle wieder aus dem Boden ausgezogen werden, entweder weil sie nur als Hilfsstützpfähle dienten, die nach Beendigung der Arbeit zu beseitigen sind, oder weil bei abgebrochenen Pfählen ihre Stummel zu entfernen sind, so sind starke Zugkräfte aufzuwenden, wofür Hebebäume, Spindelhebeböcke (Abb. 174), Flaschenzüge u. ä. die einfachsten Geräte sind. Neben der Zulänglichkeit der Zugkraft kommt es sehr darauf an, daß der Pfahl sicher gefaßt wird, wozu Kettenschlingen, Klemmringe, Greifzangen usw. benutzt werden. Sind stärkere Zugkräfte zu entwickeln, so kommen Dampfwinden und Kräne in Frage. Die stärksten Hubkräfte kann man durch den Auftrieb des Wassers erzielen, wenn man Pfähle im Wasser auszuziehen hat. Entweder befestigt man im Tidegebiet den Pfahl bei Ebbe an einen starken Schwimmkörper (Prahm u. ä.), der mit der Flut den Pfahl hochzieht, oder aber bei gleichbleibendem Wasserstand pumpt man zunächst den Schwimmkörper bis zur Sinkgrenze voll, befestigt darauf den Pfahl und pumpt den Prahm wieder leer; der steigende Auftrieb übt die stärksten Zugkräfte auf den Pfahl aus. Im Hamburger Hafen sind zwei schwimmende Pfahlauszieher von je 25 und 75 t Zugkraft in Betrieb, den größeren zeigt Abb. 175. In einen geräumigen Prahm ist eine Dampfwinde (10 PS) eingebaut, die durch sehr weitgehende Übersetzung in einer Windenanordnung, die nur wenig über die Bordkante hinausragt, vermittelt einer Gallschen Kette 75 t Zug ausübt.

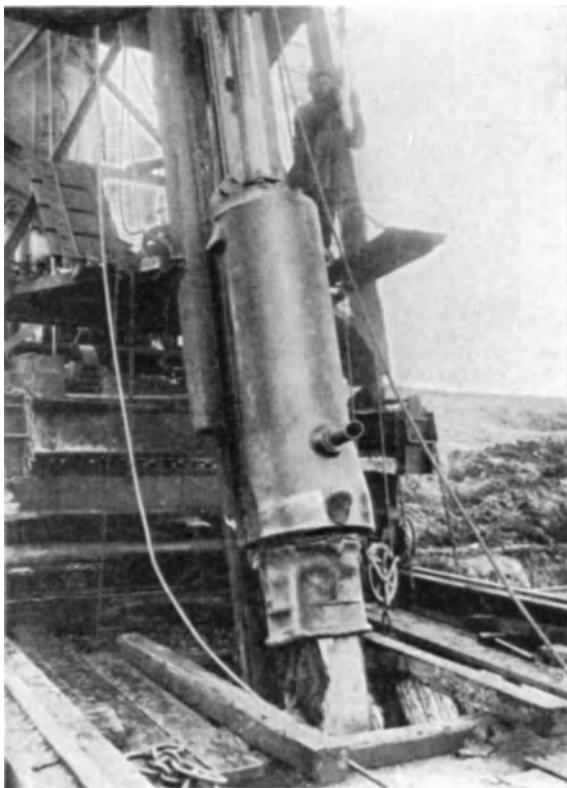


Abb. 173. Schlaghaube (unter dem Dampfjären).

Die bei Grundbauten oft mit gutem Nutzen verwendeten eisernen Spundwände nach Erfüllung ihres Zweckes wiederzugewinnen, war bis vor noch nicht



Abb. 174. Spindelhebebock zum Pfahlausziehen.

langer Zeit sehr schwierig, da die Zugvorrichtungen dafür mangelhaft entwickelt waren. Die Demag-A.-G. hat in dem sog. Demag-Union-Pfahlzieher ein mechanisches Zug- und Schlaggerät herausgebracht, das allen Anforderungen

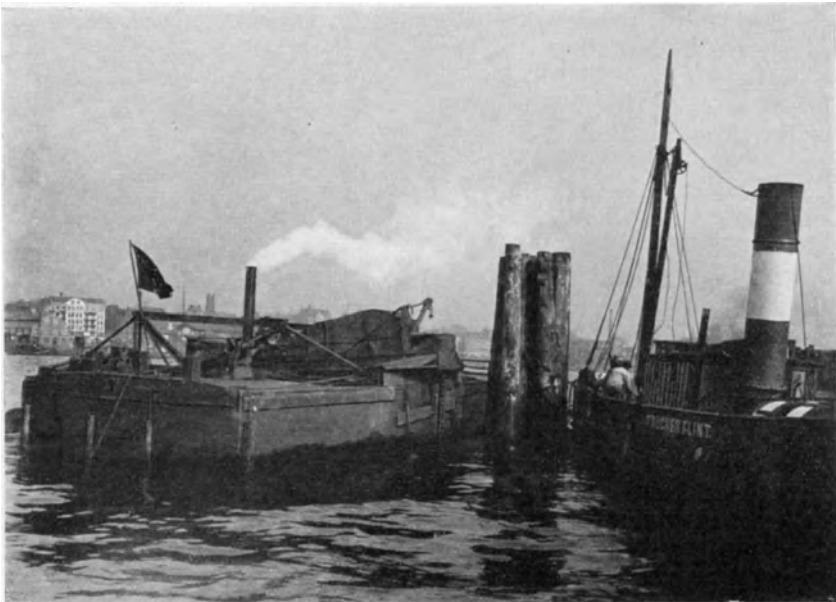


Abb. 175. Schwimmender Pfahlauszieher.

nach leichtem, billigem und sicherem Ziehen der Spundwandeseisen genügt. Abb. 176 zeigt den Pfahlzieher in Schnitt und Ansicht. Seine Wirkung ist mit der eines

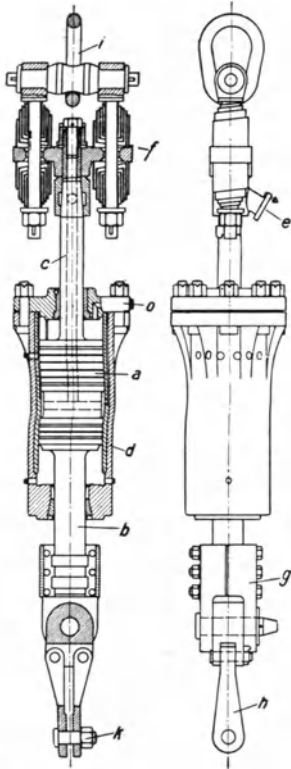


Abb. 176. Wirkungsweise des Demag-Pfahlausziehers.

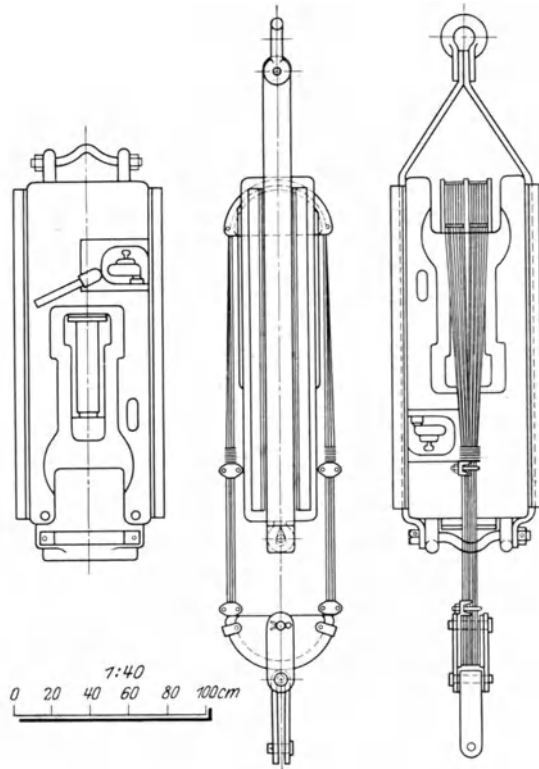


Abb. 178. Pfahlhammer als Pfahlauszieher verwendet.

Dampfbarren vergleichbar. Das Gerät hängt mit einem Ring *i* am Seil eines kräftigen Stützgerüsts. Durch ein Federgehänge *f* ist die Kolbenstange *c* aufgehängt, die am unteren Ende die Greifvorrichtung *h, k* trägt. Die Kolbenstange *c* mit ihrem Kolben *a* ist von einem schweren, beweglichen Schlagzylinder *d* umgeben, der durch den in den oberen Zylinderraum eintretenden Dampfdruck kräftig in die Höhe geschleudert wird und den Schlag auf die Kolbenunterseite und die untere Kolbenstange *b* und damit auf das Spundwandisen überträgt. Dann sinkt der Kolben nach Umsteuerung zurück und das Spiel wiederholt sich, bis 200mal in der Minute. Dabei lockert sich das Spundwandisen und kann samt dem Pfahlzieher an einem kräftigen Flaschenzug emporgezogen werden, wie es Abb. 177 erkennen läßt. Als Triebmittel, das durch die Öffnung *e* dem Gerät zugeführt wird, kann Dampf oder Preßluft von 5—7 atü sein, bei Dampfbetrieb reicht ein mittlerer Rammkessel aus, der Preßluftverbrauch bei 6 atü ist 5,5 cbm Ansaugluft in der Minute.

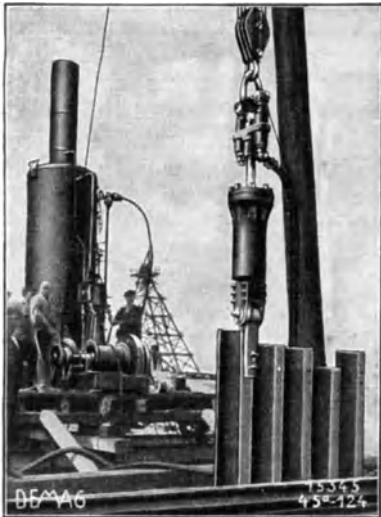


Abb. 177. Pfahlauszieher beim Ziehen von eisernen Spundwänden.

Der Pfahlzieher ist insgesamt rund 3 m lang und 1000 kg schwer. Je nach Länge der Eisen- und Bodenart wurden Larssenspundisen in reinen Ziehzeiten von

1–10 Minuten je Stück herausgezogen. Auch das Wiederausziehen von Betonpfählen ist mit Erfolg ausgeführt. Wie man übrigens einen Pfahlhammer auch umgekehrt als Pfahlzieher benutzen kann, zeigt uns in Abb. 178 die Ausführung der Union Iron Works, Hoboken U. S. A. Entfernt man vom Pfahl-

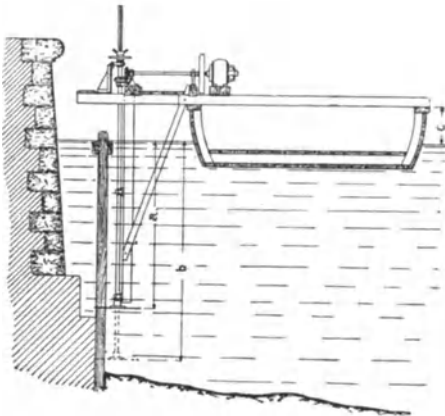


Abb. 179. Unterwasser-Pfahlsäge.

hammer (Abbildung links) die Schlaghaube und legt, nachdem man den ganzen Hammer auf den Kopf gestellt hat, an ihre Stelle einen Schlagkörper zur Aufnahme einer Seilschleife (Abbildung rechts), so wirkt der Hammer ähnlich wie der Demag-Pfahlzieher. Der amerikanische Pfahlzieher ist 4,5 m lang und 2500 kg schwer, der Kolben führt 145 Schläge in der Minute aus, wobei er 8,5 cbm Luft verbraucht.

Sind Pfähle oder Spundwände unter Wasser abzuschneiden, so benutzt man horizontale Kreissägen, die mit vertikaler Welle an Führungsgerüsten an die abzuschneidenden Holzpfähle heran-

gebracht werden können. Solche Sägenerüste können entweder wie ein Rammbar zwischen den Läuferinnen einer Ramme geführt werden, oder aber sie werden, wenn z. B. unter einer Brücke keine Rammgerüste wegen der Höhe in Frage kommen, auf ein Schwimmgefäß (Prahm usw.) aufgebaut. Abb. 179 zeigt eine solche Anordnung; die Kraftübertragung auf die senkrechte Welle geschieht von einer horizontalen mittels Kegelrädern, als Antrieb kommt ein Elektromotor oder die Dampfmaschine der Ramme in Betracht. Die Höhen-



Abb. 180. Universal-Pfahlsäge.

verstellung der Säge bewirkt eine Schraubenspindel, der Vorschub geschieht durch Seilzüge oder Brechstangen. Zum Abschneiden von eisernen Spundwänden ist wohl nur das Verfahren mittels der Schneidflamme aus Brenngasen und Sauerstoff noch zeitgemäß; es ist sogar ein Unterwasserschneidverfahren für die Gasflamme (System Dortmund Union) ausgebildet worden, nach dem ein Taucher eiserne Spundwände unter Wasser abschneiden kann. Das Nähere hierüber ist auf S. 324 ff. (Schneid- und Schweißverfahren) gesagt worden.

Zur Bearbeitung der Rammpfahlenden, die zur Aufnahme einer Kai- mauer verzimmert werden sollen, sind neuerdings bei den großen Hafengebauten in Hamburg-Waltershof von der Firma Dyckerhoff & Widmann eigenartige und sehr leistungsfähige Sägen entwickelt worden, wie sie die Abb. 180–182 zeigen. Auf der Rammfahrbahn über der Pfahl-

reihe kann sich ein Laufgestell bewegen, das wiederum ein Fahrgerüst mit Elektromotor trägt. Von diesem Gerüst ragt verschieden tief und geneigt

einstellbar eine Welle in die Baugrube, die an einem durch Kegelräder gebildeten Gelenkkopf die benötigten Sägen aufnehmen und antreiben kann. In diesem Falle wurde eine Kreissäge für gerade Schnitte an den Pfählen und eine neuartige Zylindersäge verwendet, welche die Pfählenden zum Aufnehmen der Schrägpfähle aushöhlen sollte. Abb. 181 zeigt die Einstellung des Gelenkkopfes für eine senkrecht, Abb. 182 für eine wagerecht benutzte Sägenwelle. Diese ganz neuartige Baumaschine kommt natürlich nur bei großen Pfahlgründungen, dann aber mit unübertrefflichem Erfolg, in Frage.

In manchen Fällen wird dem Eintreiben von Pfählen und Bohlen durch die Bodenart so starker Widerstand entgegengesetzt, daß man mit dem Rammen allein keinen oder zu geringen Erfolg hat. Hier hat sich schon seit langen Zeiten das Spülverfahren als eine vorteilhafte Hilfseinrichtung für die Rammarbeit erwiesen. Sie beruht darauf, daß man dicht an Pfahl oder Bohle ein oder zwei eiserne, starke Druckrohre (Spüllanze) von 40—50 mm Durchmesser mit in den Boden einführt, und zwar derart, daß die durchlöchernde Rohrspitze aus gehärtetem Stahl (Abb. 59 auf S. 78) sich etwas unterhalb der eindringenden Pfahlspitze befindet. Durch das austretende Druckwasser wird der Boden gelockert und der Rammwiderstand verkleinert, zumal auch noch durch das am Pfahl aufwärts wieder zur Oberfläche zurückdrängende Wasser die Pfahlreibung im Erdreich verringert wird. Es muß möglichst gleichzeitig gerammt und gespült werden. Damit die Spühlrohre sich im Boden nicht festsetzen, müssen sie ständig gedreht oder auf- und abbewegt werden, was je nach Länge und Schwere 2—3 Mann Bedienung erfordert. Die Zuleitung des Druckwassers geschieht durch Rohre und Schläuche von der Pumpe her, die etwa 3—700 l Wasser minutlich mit Drücken von 2—8 atü an jedes Spülrohr zu liefern hat. Es können dazu Kolben- wie Kreiselpumpen benutzt werden, ihr Kraftbedarf ist in den angegebenen Leistungsgrenzen ohne Leitungsverluste etwa 3—15 PS, die man bei genügender Größe dem Rammkessel entnehmen kann (Abb. 183), meist kommt



Abb. 181. Universal-Pfahlsäge. Zylinder mit senkrechter Welle.



Abb. 182. Universal-Pfahlsäge. Kreissäge mit wagerechter Welle.

ein Sonderantrieb der Spülpumpen in Frage, etwa durch einen besonderen Dampfkessel mit Dampfmaschine oder durch einen Verbrennungs- bzw. Elektromotor. Spülpumpen mit eigenem Kraftbetrieb werden mit Vorteil fahrbar eingerichtet. Die Bemessung des notwendigen Wasserdrucks kann nur durch



Abb. 183. Rammkessel mit Spülpumpe.

Versuche und auf Grund von Erfahrungen richtig gewählt werden, da die rechnerische Erfassung der Reibung, die der Boden dem Wasserdruck entgegensetzt, praktisch unmöglich ist. In außergewöhnlich günstigen Fällen kann man sogar mit Handpumpen zum Ziel kommen, doch tut man gut, sich für Spülungen beim Rammen auf 5 atü Wasserdruck von vornherein einzurichten.

Bei den umfangreichen Kaimauergründungsarbeiten für die neuen Hafenanlagen in Hamburg-Waltershof waren die maschinellen Einrichtungen zur Beschaffung des Spülwassers besonders groß. In einer Pumpstation waren 3 Hochdruck-Kreiselumpen mit zusammen 290 cbm stündlicher Leistungsfähigkeit aufgestellt, ihr Antrieb bestand aus 3 Elektromotoren mit zusammen 222 PS. Mit 12 atü Anfangsdruck wurde das Spülwasser dem Leitungsnetz zugeführt, das für den Gebrauch der fünf Rammen längs der Rammstrecke die Spülrohranschlüsse trug. Bei vollem Betrieb wurden 10 Spüllanzen benutzt, die je 29 cbm Wasser stündlich mit einem Druck von rund 5,5 atü verbrauchten. Der Kraftverbrauch war in diesem Fall wegen der langen Leitungen von der Sammelpumpstelle zu den Rammen (etwa 300 m) sehr hoch.

I. Maschinenanlagen für Druckluftgründungen.

Druckluftgründungen sind ohne umfangreiche Maschineneinrichtungen nicht möglich, unter denen die Anlagen zur Beschaffung der Druckluft (Preßluft) die wichtigste Rolle spielen. Erst als zuverlässige Druckluftpumpen (Kompressoren) entwickelt waren, beginnt diese Gründungsart einen hervorragenden Platz im Grundbau einzunehmen. Zu der Druckluftanlage gehören ferner die Rohrleitungen, welche jene Pumpen mit dem unter Druck stehenden Arbeitsraum (Senkkasten, Druckluftkammer, Taucherglocke u. ä.) verbinden; auch die Einrichtungen, welche den Zutritt zum und den Austritt vom Arbeitsraum den Arbeitspersonen sowohl wie den Baustoffen und Bodenmengen ermöglichen, die sog. Schleusen, können füglich zu den besonderen maschinellen Hilfsmitteln der Druckluftgründung gerechnet werden. Hinzu kommen noch einige kleinere mechanische Hilfsmittel zur Ermöglichung und Sicherstellung der Arbeiten unter Druckluft. Nicht in diesem Buchteil, sondern bereits im vorangehenden (S. 173 ff.), sind die Taucherglocken beschrieben worden, da sie in maschineller Hinsicht nur eine Zusammenstellung der hier zu besprechenden Maschinenteile auf einen Schwimmkörper bedeuten.

Luftbeschaffungsanlage.

Allgemeines. Um die Größe und Einrichtungsart einer Druckluftbeschaffungsanlage richtig planen zu können, sind als wichtige Grundlagen nötig, 1. die Feststellung des Druckluftbedarfes, 2. die Beachtung der in Frage kommenden Reichsverordnung. Diese „Verordnung zum Schutze der

Preßluftarbeiter“, welche am 28. Juni 1920 auf Grund der Gewerbeordnung herausgegeben wurde, hat unter ihren 55 Paragraphen einige, die sich besonders mit der Luftbeschaffungsanlage befassen. Da von dem zuverlässigen Arbeiten dieser Anlage die Sicherheit aller in der Druckluft arbeitenden Personen im höchsten Maße abhängig ist, so trifft diese Verordnung einige besondere Vorschriften hinsichtlich der notwendigen Sicherung gegen Versagen der Druckluftpumpen. Ist eine Betriebsluftpumpe vorhanden, so muß eine Hilfsdruckluftpumpe von gleicher Leistung aufgestellt werden, werden mehrere Luftpumpen aufgestellt, so müssen 50% der benötigten Leistung als Reserve vorhanden sein. Und zwar muß die Reservepumpenanlage einen Antrieb besitzen, der von dem der Betriebsanlage vollkommen unabhängig ist. Oft wird dieser Vorschrift dadurch entsprochen, daß man jede Luftpumpe durch eine besondere Lokomobile antreibt. Man kann auch mehrere Lokomobile auf eine Transmissionswelle arbeiten lassen, von deren Riemenscheiben wiederum die verschiedenen Kompressoren angetrieben werden. Jede Lokomobile und jeder Kompressor kann für sich durch eine Kupplung von der gemeinsamen Transmissionswelle abgetrennt werden, so daß bei Störung irgendeiner Maschine andere nicht in Mitleidenschaft gezogen werden. Bei sehr großen Anlagen mit Dampftrieb bildet man für die Dampfverteilung eine Sammel-Ringleitung, an die einerseits die Dampfkessel, andererseits die Dampfmaschinen der Kompressoren angeschlossen sind. Reichlich verteilte Absperrschieber sorgen dafür, daß man außer Betrieb zu setzende Dampfkessel, Leitungsstrecken und Kompressoren bequem abschalten kann. Bei elektrischem Antrieb muß Betriebs- und Hilfsdruckluftanlage getrennte Stromquellen benutzen, d. h. etwa eine eigene Stromerzeugung und einen Fremdstrombezug. Von einer Reserve kann abgesehen werden bei Drücken bis 1,3 atü und bei Taucherglocken, sofern für jede Person 35 cbm frische Preßluft stündlich in den Arbeitsraum befördert werden können und wenn eine Schleuse vorhanden ist, die gestattet, auf einmal die gesamte Preßluftmannschaft ins Freie zu befördern. Reserveantriebsmaschinen müssen natürlich stets betriebsbereit gehalten werden, die nötigsten Ersatzteile stets vorhanden sein.

Die Preßluftverordnung macht sogar hinsichtlich der Leistungsgröße der Pumpenanlage ganz bestimmte Vorschriften, natürlich nur mit Rücksicht auf das Wohlergehen der unter Druckluft Arbeitenden, indem an zugeführter frischer Preßluft bei Drücken bis 0,5 atü (kg/qcm) 20 cbm, bei höheren Drücken 30 cbm stündlich für jede Person verlangt werden. Die Frischluft soll aus reiner Außenluft angesaugt werden, möglichst trocken, geruchlos, gleichmäßig und mit einer Temperatur zwischen 10 und 20° C in den Arbeitsraum gefördert werden. Luftfilter, Öl- und Wasserabscheider, Kühlvorrichtung und Windkessel gehören daher ohne weiteres zu der Druckluft-Pumpenanlage, natürlich auch mit der nötigen Reserve.

Luftbedarf. Die Bemessung der Pumpenleistung des Druckluftbetriebes hat von mehreren Gesichtspunkten auszugehen. Zunächst ist die Pressung der angesaugten Luft herzustellen, die dem Druck der Wassersäule bis zur Unterkante des Arbeitsraumes das Gleichgewicht hält, damit hier kein Wasser eindringen kann. Theoretisch trägt der äußere Luftdruck gegenüber einem luftleeren Raum eine Wassersäule von 10,33 m Höhe, die rund gerechnet auf die Fläche eines Quadratzentimeters einen Druck von 1 kg ausübt, eben jenes Maß, das man mit dem Ausdruck „Atmosphäre“ (at, vgl. S. 295) belegt hat. Will man gegen den äußeren Atmosphärendruck das Wasser verdrängen, so braucht man einen Überdruck (atü) darüber hinaus, welcher der Säulenhöhe H des zu verdrängenden Wassers entspricht (Abb. 184), also H (in Metern ausgedrückt) geteilt durch 10,33, z. B. bei einer Lage der Unterkante des Arbeitsraumes von 20 m unter der Oberfläche des Wassers rund 2 atü. Diese Berechnung gilt für statisches

Gleichgewicht, da aber die Preßluft im Arbeitsraum nicht dauernd unverbraucht bleibt, sondern wegen der noch zu besprechenden Luftverluste und der zur Erneuerung der Atemluft nötigen Frischluftmengen fortlaufend nachgeschoben werden muß, so ist noch ein gewisser Druck mehr als der oben errechnete aufzuwenden, der die Reibungswiderstände in den Rohrleitungen überwindet. Ebenfalls muß, wenn das den Arbeitsraum umgebende Erdreich für Luft schwer durchlässig ist, auch hierfür ein gewisser Druckbedarf mit eingesetzt werden. Man wird also gut tun, die nötigen Druckluftpumpen für eine Pressung zu bestellen, die jenen statisch ermittelten Druck bis zu 30% zu überschreiten gestattet. Zu Beginn der Absenkung des Arbeitsraumes ist der benötigte Druck natürlich geringer als beim Fortschritt der Druckluftgründung, immerhin ist die Druckluftpumpenanlage für den benötigten Höchstdruck zu berechnen. Für die Bemessung der Preßluftmengen ist außer der Bestimmung der Preßluftverordnung (20 bzw. 30 cbm je Person und Stunde) nachzuprüfen, ob die Verluste an Preßluft in Zuleitungsrohren (Z), Schleusen (S), Schachtrohren (R), Senkkästen (K, Abb. 184) nicht eine noch größere Rolle spielen. Solche Verluste entstehen durch die Undichtigkeiten des gesamten Preßlufttraumes, der aus Eisen oder Beton, aus genieteten, geschweißten, geflanschten oder noch weniger zuverlässigen Verbindungen besteht, der periodisch durch das Schleusen von

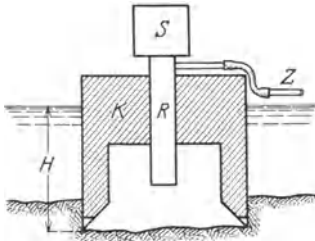


Abb. 184. Wirkungsweise der Druckluftgründung.

Arbeitern und Baustoffen Luft verliert und der schließlich an der Unterkante des Arbeitsraumes Luft austreten läßt. Die Verluste durch Undichtigkeiten sind im großen ganzen abhängig von der Wandungsfläche des gesamten Preßlufttraumes, die Verluste an der Unterkante (Schneide) des Arbeitsraumes von deren Umfang und an den Schleusen von deren Anzahl und Größe. Brennecke, der sich in seinem klassischen Werk über den Grundbau (3. Aufl. 1906) sehr eingehend in wenn auch teils überholter Betrachtungsweise mit der Berechnung des Kraft- und Luftbedarfs für Druckluftgründungen befaßt, gibt für diese Verluste einige Beiwerte an, z. B. für den stündlichen Verlust an Preßluft an der Decke des Arbeitsraumes 0,17 cbm je Quadratmeter und Stunde, für die Seitenwände 1,7 cbm und mehr, für die Schneidkante 1–3 cbm je Meter Umfang und Stunde je nach Durchlässigkeit der Bodenart. Sind Seitenwände und Decke des Arbeitsraumes aus Mauerwerk oder Beton, so ergibt obenerwähnte Quelle einen Beiwert von 0,67 cbm Luftverlust je Quadratmeter Wandungsfläche und Stunde an. Es ist schade, daß für solche Beiwerte keine neueren Zahlen veröffentlicht sind, die ebengenannten scheinen für heutige Verhältnisse, wo die Dichtung eiserner oder betonierter Senkkästen doch erhebliche Fortschritte gemacht hat, recht hoch gegriffen. Der Luftverlust, der durch die Schleusungen selbst entsteht, ist verhältnismäßig einfach und genau zu bestimmen, wenn man den Rauminhalt der Schleuse und die Anzahl der stündlichen Schleusungen kennt. Personenschleusen haben einen großen Rauminhalt, werden aber seltener benutzt als die reinen Materialschleusen, die den Bodenaushub nach oben und die Baustoffe nach unten zu befördern haben. Da die wünschenswerte Sparsamkeit im Luftverbrauch beim Schleusen aber doch nie streng geübt wird, so gebe man auf die errechneten Verbrauchswerte noch einen Sicherheitszuschlag von mindestens 50%. Bei großen gutgeleiteten Gründungsbauten spielt der Luftverlust in den Schleusen sowieso nur eine geringere Rolle.

Neben den beiden eben besprochenen Berechnungsarten für den Preßluftbedarf, einmal nach der benötigten Atmungsfrischluft, sodann nach dem für die Trockenhaltung des Arbeitsraumes nötigen Luftnachschieb, ist nachzuprüfen.

ob mit der Luftbeschaffungsanlage auch in praktisch kürzester Zeit das Wasser aus dem Preßluftraum zu entfernen ist, was zu Beginn der Druckluftgründung und nach gelegentlichen Wassereinbrüchen zu bewerkstelligen ist. Wenn der gesamte Rauminhalt der mit Preßluft zu füllenden Rohrleitungen, Schleusen, Schachtrohre und eigentlichen Arbeitsräume mit Q in Kubikmeter bezeichnet wird und der eingangs besprochene Höchstpressungsbetrag mit p in atü, so ist die zu beschaffende Luftmenge $V = Qp$ unter der Annahme, daß schon der ganze Rauminhalt mit Luft gewöhnlicher atmosphärischer Pressung angefüllt gewesen sei. Ist aber der Betrag des mit Wasser vor der Entleerung angefüllten Raumes $= Q_1$ und der des mit atmosphärischer Luft erfüllten $= Q_2$, so braucht dieser Betrag Q_2 von der Luftpumpe zwar nicht mit angesaugt zu werden, während jedoch für Q_1 die Luft in gewöhnlicher atmosphärischer Pressung mitbeschafft werden muß. Der Rauminhalt anzusaugender Luftmenge steigt damit auf $V = Qp + Q_1$. Bei einer Vorschrift, die Füllung der Preßluft Räume in n Stunden zu erreichen, wird damit die Pumpenleistung $L = \frac{Qp + Q_1}{n}$. Da aber nicht gleich von vorn-

herein der volle Druck auf die vom Wasser zu entleerenden Räume gegeben werden kann und während der Zeit der allmählichen Auffüllung mit Druckluft die schon erwähnten Undichtigkeitsverluste auftreten, so wird man auch bei dieser Rechnung einen gehörigen Sicherheitszuschlag machen, etwa 50—100%.

Hat man sich nach diesen 3 Rechnungsverfahren die stündlich benötigte Luftmenge errechnet, so muß man die sich daraus ergebende Höchstzahl der zu beschaffenden Pumpenleistung zugrunde zu legen, wobei man allerdings, weil handelsüblich, die Ansaugleistung der Druckluftpumpen auf die Minute zu beziehen hat. Den Antriebskraftbedarf für die Beschaffung einer beliebigen Menge Druckluft bestimmter Pressung zu errechnen, ist nicht so einfach, als daß solche Rechnung im Rahmen dieses Buches vorgenommen werden könnte, ist aber auch nicht erforderlich, da die Lieferwerke für Druckluftpumpen (Verdichter, Kompressoren) für jede Menge anzusaugender Luft oder abzugebender Preßluft bestimmte Typen mit genauen Kraftbedarfsangaben anbieten können. Will man trotzdem den angegebenen Kraftbedarf nachprüfen, so muß man sich der einschlägigen Werke (u. a. Hütte, Bd. 2) bedienen.

Anordnung von Luftpumpenanlage und Rohrleitungsnetz. Ist die Menge und Pressung der Druckluft und ferner Art, Zahl und Leistung der einzelnen Kompressoren bestimmt, dann muß man sich über die vorteilhafteste Art des Antriebes klar werden, wobei Dampf, Elektrizität und der Verbrennungsmotor in Frage kommen. Bei kleineren und mittleren Anlagen (bis 100 PS) sind Dampflokomobilen und Elektromotoren am Platze, bei größeren Leistungen treten Dampfmaschinen und Dieselmotoren in Wettbewerb, die unmittelbar mit den Kompressoren gekuppelt sind. Die gesamte Druckluftpumpenanlage wird in einem festen Bau untergebracht (mit den nötigen Werkstatt- und Bedienungsräumen), der möglichst dicht an der Druckluftbaustelle liegt. Bei Brückenpfeilergründungen ist zu prüfen, ob eine oder mehrere schwimmende Druckluftpumpenanlagen Vorteil bieten vor einer landfesten Anlage mit den entsprechend kostspieligen auf Behelfsbrücken zu verlegenden Rohrleitungen. Jeder Kompressor wird mit Absperrschieber und Rückschlagventil an die Druckluftsammlung angeschlossen, in welche Windkessel, Öl- und Wasserabscheider einzubauen sind. Da zeitgemäße Kompressoren mit einer Vorrichtung zum Kühlen der beim Zusammenpressen sich erhaltenden Luft versehen sind, wird man sich meist damit begnügen können, will man aber bei großen Druckluftgründungen, die im Laufe der Bauzeit Kälte- und Hitzeperioden mitzumachen haben, die Druckluft temperieren, so wird man besonders bei langen Zuleitungen zum Druckluftarbeitsraum nicht umhin können, Vorrichtungen zur zusätzlichen Heizung oder Kühlung der Druckluft anzubringen, um diese stets

mit der passenden Temperatur an den Verbrauchsort zu bringen. Solche Einrichtungen bestehen aus Rohrschlangen, die von kaltem Wasser oder Dampf umspült werden. Die Sammelleitung von den Kompressoren bis zum Arbeitsraum soll als Ringleitung ausgebildet sein, so daß bei Leitungsbruch oder Störung an den Pumpen und ihren Zubehöerteilen schadhafte Teile abgesperrt werden können, ohne indessen die ausreichende Luftzufuhr zu gefährden. Bei kleineren Druckluftanlagen mit 2 oder 3 Kompressoren ist besonders Gewicht auf ausreichende Windkessel zu legen, um die Stöße der Luftpumpenkolben sich nicht durch die Luftsäule bis zum Arbeitsraum fortpflanzen zu lassen; die Windkessel müssen ebenfalls eine Rückschlagklappe erhalten. Rohrleitungen zur Luftförderung haben etwa 100–400 mm Durchmesser, sie sind aus Stahl mit Schraubflanschen herzustellen und gesichert zu verlegen. Das ist besonders zu beachten bei langen Rohrleitungen wegen der durch Erwärmung auftretenden Längenänderungen. Zuleitungen zu den Senkkästen von Brückenpfeilern sind leichter gefährdet als bei landfesten Anlagen und daher besonders gut zu verlegen. An geeigneter Stelle soll die Sammelleitung ein Sicherheitsventil gegen zu hohen Druck und einen Entwässerungshahn zum Ablassen des Niederschlags-

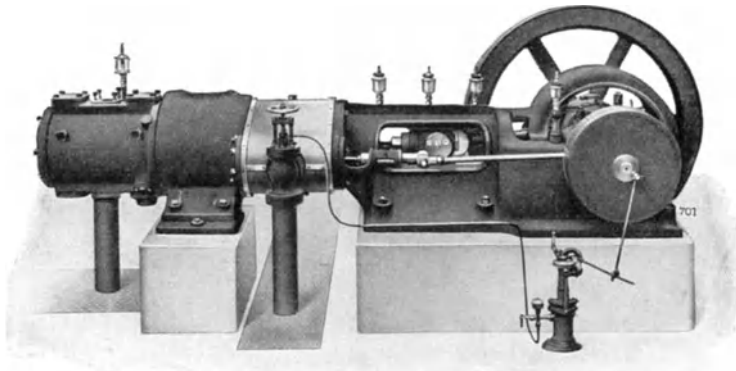


Abb. 185. Einstufige, doppeltwirkende Druckluftpumpe mit unmittelbarem Dampftrieb.
(Zwickauer Maschinenfabrik, Zwickau.)

wassers erhalten. Der Anschluß des festverlegten Rohrteiles an die (durch stetiges Tiefersinken) bewegten Drucklufträume geschieht durch Spiralschläuche, deren sichere Befestigung natürlich von größter Bedeutung ist. Vor dem Austritt der Druckleitung in den Arbeitsraum ist ebenfalls die Anbringung einer Rückschlagklappe erforderlich. Bei Drücken von mehr als $\frac{1}{2}$ atü müssen Rohrleitungen, Windkessel, Schleusen, Schachtrohre und alle damit in Verbindung stehenden Teile mit dem $1\frac{1}{2}$ -fachen Betriebsdruck, mindestens aber mit 3 atü, unter Aufsicht einer Dampfkesselüberwachungsbehörde abgedrückt werden.

Druckluftpumpen. Als Pumpen zur Verdichtung der angesaugten Luft wendet man heutzutage ausschließlich sog. trockene Kompressoren an, bei denen die Luft weder bei der Verdichtung noch bei der Kühlung unmittelbar mit dem Wasser in Berührung tritt. Durchweg kommen nur Kolbenkompressoren in Frage, die nach denselben Grundsätzen gebaut sind wie die Kompressoren zum Betrieb von Preßluftwerkzeugen (vgl. S. 268 ff.). Da aber für Druckluftgründungen die Pressungen einschließlich aller Druckverluste nicht über 4 atü getrieben werden, so kann man sich mit der einstufigen Kompression (also in einem Zylinderquerschnitt) begnügen. Hierbei saugt der Kolben im Zylinder beim Vorgang atmosphärische Luft an und verdichtet sie auf seinem Rückgang, nachdem das Einlaßventil geschlossen ist, ohne Unterbrechung auf die gewünschte Spannung. Bei größeren Leistungen sind die Kompressoren doppelt-

wirkend eingerichtet, so daß vor und hinter dem Kolben, also bei jedem Kolbenhub, eine Verdichtung stattfindet. Kleinere und mittlere Kompressoren, etwa bis 100 PS Antriebsleistung bei 1,5–4 atü, haben meist stehende Zylinder und Riemenantrieb, bei größeren bevorzugt man liegende Zylinder, die, falls Dampftrieb vorhanden, mit dem Dampfzylinder eine gemeinsame Kolbenstange besitzen (Abb. 185). Die einstufigen Kompressoren für Druckluftgründung bewegen sich in den Leistungsgrößen zwischen 50 und 300 PS, wobei man rund 4, 5 bzw. 6 PS für 1 cbm minutlicher Ansaugleistung zur Erreichung einer Endpressung von 2, 3 bzw. 4 atü veranschlagen kann. Da Druckluftbeschaffungsanlagen dauernd in Betrieb sind, so ist natürlich auf guten Wirkungsgrad und hohe Wirtschaftlichkeit der Kompressoren großer Wert zu legen, dabei ist aber die Betriebssicherheit nicht zu vernachlässigen. Druckluftmaschinenstationen bedürfen zu ihrer Bedienung eines zuverlässigen Fachpersonals. Der

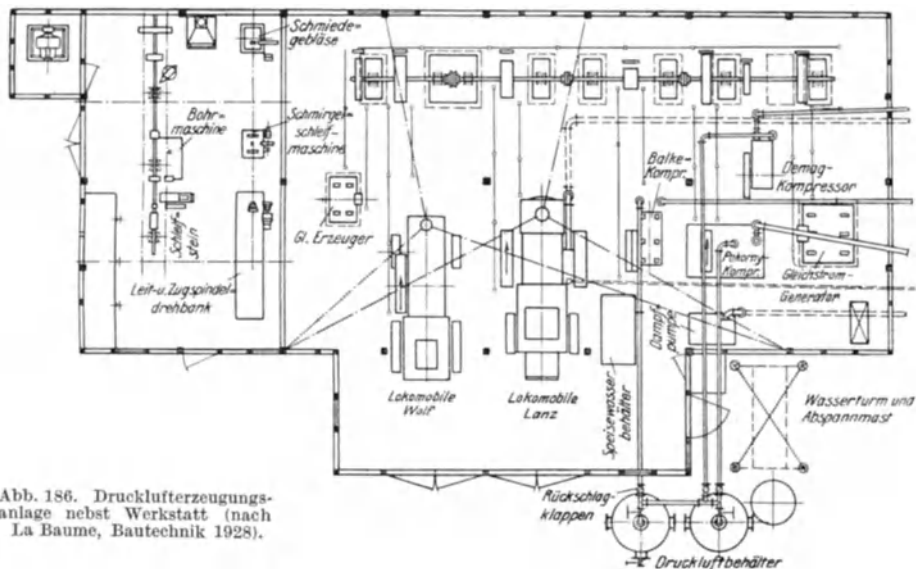


Abb. 186. Druckluftherzeugungsanlage nebst Werkstatt (nach La Baume, Bautechnik 1928).

Maschinenraum soll mit den Personenschleusen und der Druckluftarbeitskammer Fernsprechverbindung besitzen. Druckluftbeschaffungsanlagen haben je nach Umfang des unter Wasser auszuführenden Gründungsbaues bis zu mehreren 100 PS Antriebskraft notwendig. Praktischerweise wird man mit diesen Anlagen auch die sonst notwendigen Maschinen, wie z. B. zur Strom- oder Druckwassererzeugung, verbinden, gegebenenfalls auch die nötige Instandsetzungswerkstatt, um so das Fachpersonal für Bedienung, Unterhaltung und Aufsicht am günstigsten auszunutzen. Ein lehrreiches Beispiel für eine solche zusammenfassende Maschinenanlage ist in Abb. 186 dargestellt. Es ist die von Grün und Bilfinger für den Bau des Spreefußgängertunnels bei Berlin-Friedrichshagen benutzte Maschinenanlage mit 100 PS- und 80 PS-Lokomobilantrieb. Die in den Grundriß eingetragenen Bezeichnungen geben eine hinreichende Erläuterung.

Luftschleusen.

Den Verkehr zwischen den Drucklufträumen und der Außenwelt vermitteln die Schleusen, auf deren Betriebssicherheit höchster Wert zu legen ist. Für die Festigkeitsberechnung und Konstruktion der Schleusen bietet der Dampfkesselbau das geeignete Vorbild. Man wird hier wie dort zur gleichmäßigeren Verteilung des auf die Blechwände wirkenden Druckes möglichst zylindrische

oder gewölbte Flächen verwenden, wo ebene Flächen nicht zu vermeiden sind, muß auf genügende Versteifung größter Wert gelegt werden. Wenn auch die für Luftdruckschleusen in Frage kommenden Drücke (bis 3,5 atü) viel geringer sind als bei neuzeitlichen Dampfkesseln, so sind andererseits die Druckluftschleusen insofern schwereren Bedingungen unterworfen, als sie fortwährend einem Wechsel der Spannung im Betriebe unterworfen sind. Befindet sich die Schleuse außerhalb des Luftdruckarbeitsraumes über der Wasserlinie in freier Luft, wie das meist der Fall ist, so wechselt die Luftspannung vom Betriebsdruck bis zur völligen Entlastung, wenn innerhalb und außerhalb der Schleuse der gewöhnliche Atmosphärendruck herrscht. Liegt sie aus irgendwelchen Gründen innerhalb oder dicht oberhalb des Arbeitsraumes unter der Wasserlinie, so ist sie entlastet, wenn innerhalb und außerhalb der Betriebsdruck herrscht, und hat den höchsten Druck auszuhalten, wenn sie mit der äußeren Atmosphäre verbunden ist. Diese Druckänderung geht langsam vor sich bei Personenschleusen, schneller und unvermittelter bei den Baustofförderschleusen. Der stetige Wechsel in der Beanspruchung der Bleche führt zu einer Erscheinung, die man Ermüdung des Eisens nennt und die mit vorzeitigem Brüchigwerden desselben endet. Man muß daher mit einem höheren Sicherheitskoeffizienten als bei sonstigen Druckbehältern mit konstanter Spannung rechnen und im übrigen die Verwendungsdauer solcher Schleusen viel geringer ansetzen als bei Druckgefäßen, die für gleich hohe aber konstante Spannung gebaut sind. Eine weitere Erschwerung in der Berechnung der Schleusen sind die großen Eingangstüren, die sonst kaum bei Druckgefäßen vorkommen und die die Festigkeit der Blechwände grundlegend beeinflussen. Hier sind besonders starke Versteifungsringe vorzusehen. Klappen und Türen sollen natürlich nur in Richtung zum Druckraum geöffnet werden können und auf sauber gebohrten Anschlagflächen mit dauerhafter Gummidichtung versehen sein, damit niemals ein zu heftiges Entweichen der Luft vorkommen kann. Da zu Beginn bzw. zu Ende der Schleusungen die Luftdrücke zum Anpressen der Türen nicht ausreichen, so müssen sie zu diesem Zweck geeignete Schraubbügel oder Kniehebel erhalten. Drehtüren sind zuverlässiger und daher beliebter als Schiebetüren.

Man wird die Berechnung und Konstruktion der Druckluftschleusen, deren äußere Gestaltung fast immer die eines liegenden oder stehenden Zylinders ist, am treffendsten nach den Vorschriften und Grundsätzen für den Kesselbau durchführen können, wofür außer den Normen des Verbandes der Dampfkesselüberwachungsvereine eine hinreichende Literatur zur Verfügung steht. Besonders eingehend hat sich Brennecke in seinem Buche „der Grundbau“ mit der statischen Berechnung der Luftschleusen befaßt. Für die räumliche und sicherheitstechnische Anordnung der Personenschleusen gibt die Reichsverordnung zum Schutze der Preßluftarbeiter vom 28. Juni 1920 genaue Vorschriften. Danach soll das räumliche Ausmaß von Personenschleusen so groß sein, daß nicht nur die Höchstanzahl der gleichzeitig auszuschleusenden Menschen bequem, wenn nötig mit Sitzgelegenheit, darin Platz findet, sondern daß auch der Luftraum groß genug ist, daß während der immerhin längeren Schleusungsperiode (bis zu $1\frac{1}{2}$ Stunde) auch noch genügend Atmungsluft vorhanden ist. Nach der Preßluftverordnung soll man nicht unter 0,75 cbm Luftraum für jede Person heruntergehen. Da man aber aus der Druckluftleitung stets frische Luft nachströmen lassen kann, so ist diese Vorschrift reichlich weitgehend.

Schleusen und Schachttrohre sollen aus bestem Flußstahl bestehen. Die Schachttrohre, die entweder über oder unter den Schleusen liegen und öfter auch vom kreisrunden Querschnitt abweichen, weil sie Personen- und Baustoffördereinrichtungen (Steigleitern, Wendeltreppen, Krankenaufzüge, Betonkübel u. ä.) aufnehmen müssen, sind besonders zu berechnen, wobei neben dem Luftdruck manchmal die mechanische Beanspruchung (Gewicht der darauf

lastenden Schleuse) die größere Rolle spielt. Die Anordnung der Schachttrohre über den Schleusen hat den Vorteil, daß weniger Druckraum beansprucht wird, womit auch geringere Möglichkeit zu Undichtigkeiten geboten wird. Auch kann man die Schachttrohre unter normalem Luftdruck verlängern oder sonstwie verändern, ohne die Schleusen zu beeinflussen. Schachttrohre unter hochliegenden Schleusen sind weniger der Gefahr von Wassereinbrüchen ausgesetzt, können sogar als Zufluchtsort für die Druckluftarbeiter bei Wasserandrang in den Arbeitsraum benutzt werden. Die übliche, weil praktischere Anordnung ist die hochliegende Schleuse über den Schachttrohren. Die Verbindungsstellen zwischen Schleusen, Schächten und Luftleitungen müssen natürlich zur Verminderung von Luftverlusten mit bester Dichtung versehen werden, wozu sich ein Packungswulst aus nicht zu weichem Gummi am besten eignet. Da, wo die Schachttrohre in den Druckluftarbeitsraum einmünden, bringt man mit Vorteil noch eine Verschußklappe an, die im Falle von großen Schleusenstörungen geschlossen werden kann, damit der Betriebsdruck nicht in gefährlicher Weise absinken kann. Schachttrohre für Personen und Baustoffe sind getrennt zu verlegen (Abb. 187), ist nur eine Gemeinschaftsschleuse vorhanden, so soll der Schacht mindestens getrennte Abteilungen für Personen und Material besitzen.

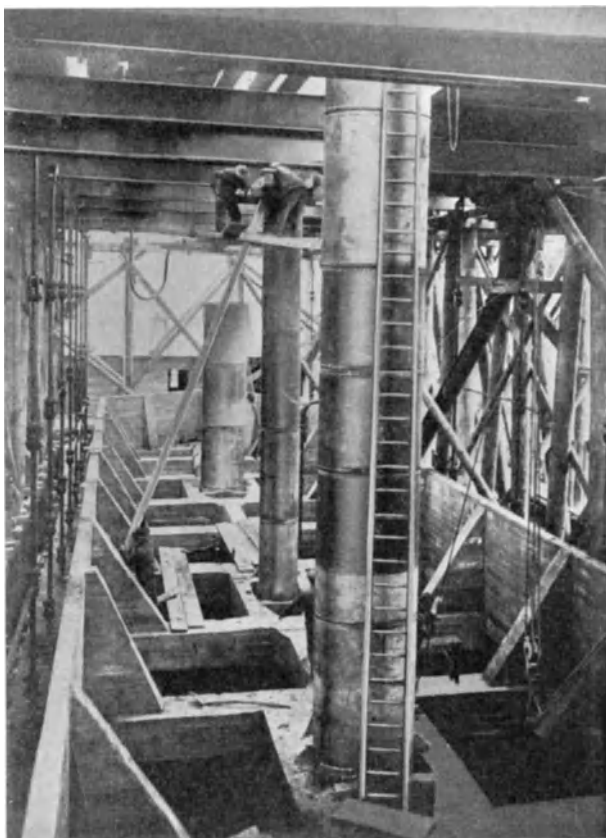


Abb. 187. Brückenpfeiler-Senkkasten mit getrennten Personen- und Materialschachttrohren.

Bei Pressungen über 0,5 atü muß in einem Schacht ein Notaufzug angebracht sein, um Kranke und Verletzte nach oben zum Ausschleusen zu befördern. Die Vorschrift, Schleusentüren nur gegen die Druckluftseite öffnen zu können, ist bei den reinen Materialschleusen (Materialhosen) dahin erleichtert, daß die untere Tür sich von außen anlegen darf unter der Voraussetzung, daß sie nicht plötzlich geöffnet werden und auch während des Öffnens gegen Material- und Luftdruck zurückgeschlossen werden kann. Innen- und Außenklappen der Materialschleusen sind zwangsläufig gegeneinander zu verriegeln, so daß nur eine Klappe zur gleichen Zeit geöffnet werden kann.

Bei Schleusen für Pressungen über 1,3 atü muß die Personenschleuse außer den jedenfalls verlangten Apparaten, wie Druckmesser, Thermometer, Uhr, Fernsprecher nach Arbeits- und Maschinenraum, auch noch einen selbsttätigen Zeitschreiber für die Schleusungszeiten enthalten. Die Druckluft zum Ein-

schleusen soll der Hauptzuleitung, nicht dem Arbeitsraum entnommen werden. Personenschleusen sollen aus demselben Grunde, nämlich zur Vermeidung unnötiger Erwärmung, nicht dem unmittelbaren Sonnenlicht ausgesetzt sein. Zur Erleuchtung des Schleuseninneren beschränkt man sich heute wohl ausschließlich auf das elektrische Glühlicht. Tagesfensterchen sind zwar möglich, verlangen aber eine schwere, luftabschlußsichere Konstruktion. In Krankenschleusen kann man allerdings das freundlichere Tageslicht nicht entbehren.

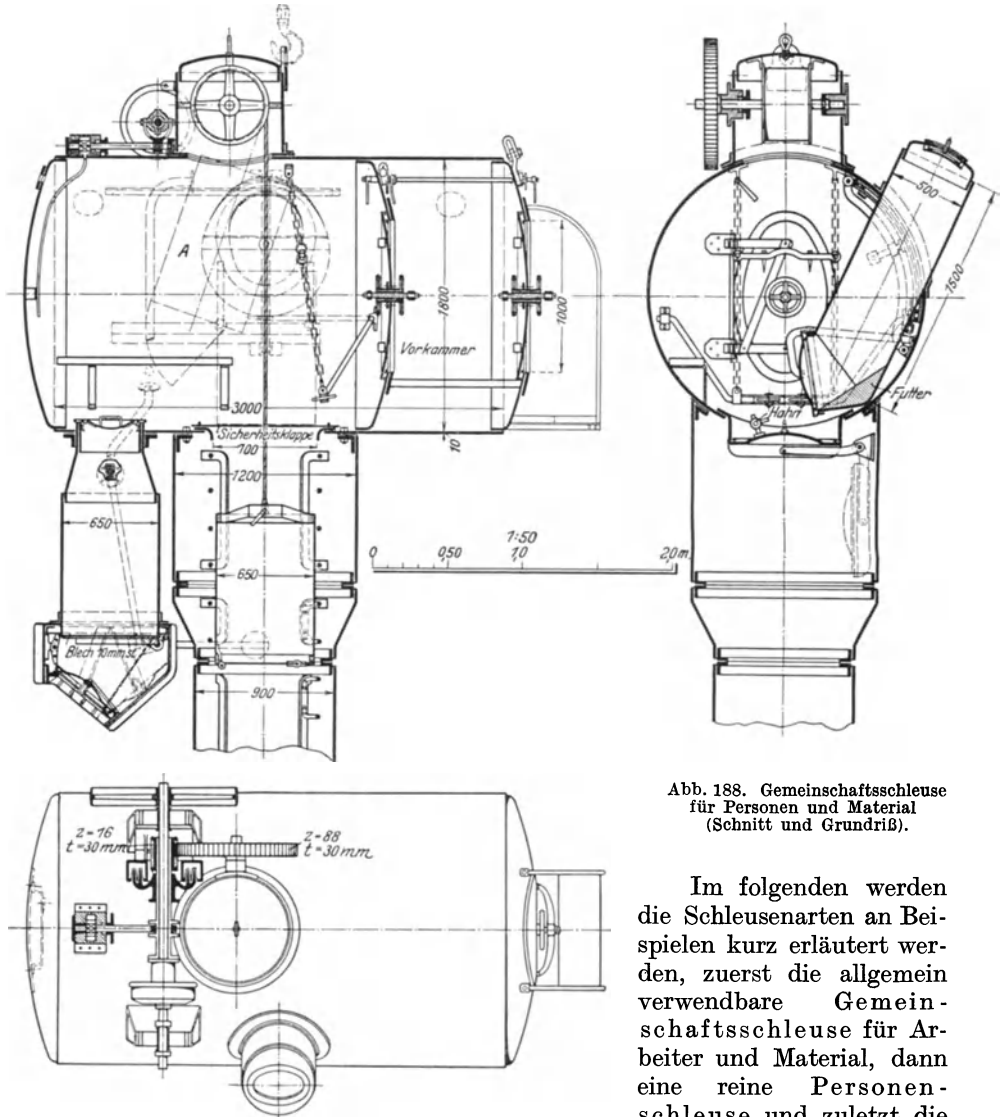


Abb. 188. Gemeinschaftsschleuse für Personen und Material (Schnitt und Grundriß).

Im folgenden werden die Schleusenarten an Beispielen kurz erläutert werden, zuerst die allgemein verwendbare Gemeinschaftsschleuse für Arbeiter und Material, dann eine reine Personenschleuse und zuletzt die

Schleusen zur Bodenaushub- und Baustoffförderung. Wenn auch die grundsätzlichen Unterschiede nicht groß sind, so weisen doch die einzelnen Typen viele Spielarten auf, die sich meist auf örtliche Bedingungen beziehen. Um die Gefahrenquellen, die für jede Druckluftgründung in den Schleusen enthalten sind, möglichst zu verringern, wird man mit einer Mindestanzahl von ihnen auszukommen suchen. Bei engbegrenztem Arbeitsraum, wie z. B. bei der Gründung von kleineren Brückenpfeilern u. ä., ist auch der Platzmangel an

sich schon Grund genug, sich mit einer Schleuse zu behelfen, die dann gleichzeitig Arbeiter, Bodenaushub, Baustoffe usw. zu befördern hat. Solche Gemeinschaftsschleusen sind auch recht leistungsfähig, wenn sie für das Durchschleusen von Bodenaushub und Baustoffen praktisch eingerichtet sind.

Eine Schleusenkonstruktion, die gleich gut für einen wie für beide der genannten Zwecke zu gebrauchen ist, zeigt Abb. 188 in Längsschnitt, Querschnitt und Draufsicht. Sie wurde bei der Schachtabsenkung für einen Kanalisationstunnel der Stadt Kiel benutzt¹. Sie besteht aus einem liegenden Zylinder von 1,8 m Durchmesser aus Stahlblech von 10 mm Wandstärke. Für die Personenförderung ist Vorkammer und Sitzgelegenheit vorgesehen, der Abstieg geschieht an Steigleitern im Schachtrohr. Für die Materialförderung ist Kübelaufzugbetrieb eingerichtet. Der Antrieb der in einem Dom untergebrachten Winde erfolgt elektromotorisch, wobei nur die Windentrommel und die nötige Steuerungseinrichtung im Drucklufttraum eingebaut sind, die nach außen

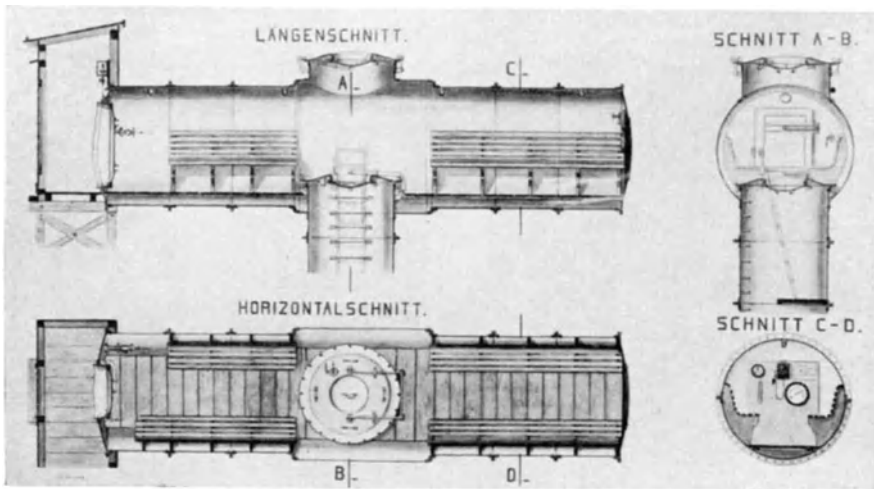


Abb. 189. Große Personenschleuse (Wasserbaudirektion Hamburg).

führende Antriebswelle ist natürlich durch luftdichte Stopfbüchsen geführt. Zum Einschütten des Betons dient ein mit Innen- und Außenklappe versehenes Füllrohr (Abb. 188 rechts oben), zum Entleeren des Bodenaushubes eine Materialhose (Abb. 188 links). Diese hat eine besonders sichere Verschlussvorrichtung, indem sie außer der nötigen Innen- und Außenklappe noch eine dritte Klappe im Raume erhielt. Durch diese Klappe wird beim Einfüllen des mit Kübeln geförderten Materialaushubes der auszuschleusende Boden von der äußeren Verschlussklappe, die, wie es das Sicherste ist, nur nach innen schlägt, abgehalten. Erst wenn diese Klappe ganz zurückgeschlagen ist, kann die mittlere Klappe geöffnet werden und der Boden herausrutschen. Wenn auch bei Materialhosen gestattet ist, die äußeren Verschlussklappen nach außen schlagen zu lassen und sie durch Schraubbügel gegen den Luftdruck anzupressen, so ist doch diese Lösung, auch die äußere Klappe nur gegen die Preßluftseite aufschlagen zu lassen, im Sinne der höchst möglichen Sicherheit als sehr gut zu bewerten.

Ist eine große Belegschaft von Preßluftarbeitern zu befördern, so muß eine gesonderte Schleuse für reine Personenförderung eingebaut werden. In Abb. 189 sehen wir eine Schleuse größeren Ausmaßes für 30—40 Personen vor

¹ Feuchtinger u. Platiel: Z. V. d. I. 1915, S. 215ff.

uns, wie sie beim Bau des Elbtunnels in Hamburg, an dem der Verfasser beteiligt war, Anwendung fand. Der horizontale, zylindrische Körper der Schleuse war 8 m lang und hielt 2 m im Durchmesser, in der Mitte seiner Längenausdehnung mündete das Schachtrohr, das mit einer runden Abschlußklappe versehen war. Die Benutzung dieser Personenschleuse unterscheidet sich insofern von der vorbeschriebenen gemeinschaftlichen Schleuse, als hier der Hauptraum nicht dauernd unter Betriebsdruck, sondern sozusagen als Vorkammer unter wechselndem Ein- und Ausschleusungsdruck steht. Der Ausschleusungsvorgang spielte sich folgendermaßen ab: Nachdem die Druckluftleute durch das Schachtrohr in die Schleuse eingestiegen waren und Platz genommen hatten, wurde der Schachtabschlußdeckel geschlossen und vom Schleusenwärter die Druckluft vorschriftsmäßig aus der Schleuse abgelassen. Hatte sich der Innendruck mit der Außen-

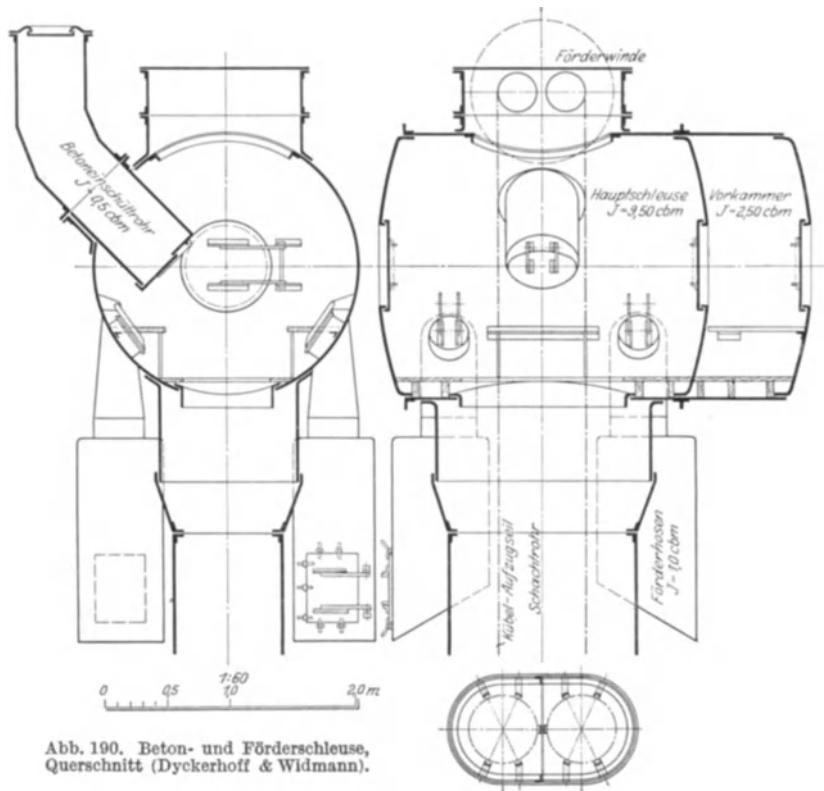


Abb. 190. Beton- und Förderschleuse, Querschnitt (Dyckerhoff & Widmann).

luft ausgeglichen, so wurde die Tür an der einen Stirnseite der Schleuse zum Entlassen der Belegschaft geöffnet, die sich dann in einem geschützten Gang zu den Wasch- und Umkleideräumen begeben konnte. Beim Einschleusen war der Vorgang ein umgekehrter. Zur Wahrnehmung aller für die Durchzuschleusenenden nötigen Schutzmaßnahmen waren die erforderlichen Sicherheits- und Überwachungsapparate an der Schleuse vorgesehen, z. B. Druckmesser als schreibendes und Zeigerinstrument, Thermometer, Uhr, Fernsprecher, Sicherheits-Ent- und -Belüftungsventil. Der Druckluftverbrauch bei derartig großen Schleusen ist natürlich erheblich, so daß sie wirtschaftlich nur zum Durchschleusen vieler Personen (beim Schichtwechsel) in Frage kommt. Zum Durchschleusen einzelner Personen (Aufsichtsbeamte u. ä.) sind kleinere Schleusen, die sich konzentrisch um das Schachtrohr legen, empfehlenswert. Man kann auch bei einer größeren Horizontalschleuse durch Einbau einer Querwand mit Klapptür eine kleinere Vorschleuse abtrennen, so daß dann der Hauptraum unter Betriebsdruck bleibt.

Bei den reinen Materialschleusen hat man zu unterscheiden zwischen den Forderungen, ob Bodenaushub nur nach oben, Baustoffe (Beton, Mörtel, Steine u. ä.) nur nach unten, oder ob beides in einer Schleuse befördert werden soll. Für Förderung in beiden Richtungen sind Kübelaufzüge angebracht, die in den Schachtrohren laufen, dann in den Schleusen von Menschenhand durch Materialhosen entleert werden. Die Form, daß die ganzen Kübel ausgeschleust wurden, ist heute als veraltet nicht mehr in Anwendung. Will man nur Material nach unten befördern, so genügt oft eine Schleuse, die aus einem Gefäß besteht, das am oberen Schachtrohrende angebracht nach der Außenseite eine Einfüllöffnung, nach dem Schachtrohr zu eine Entleerungsöffnung besitzt, die beide durch gegen-

seitig verriegelte Klappen geöffnet und geschlossen werden können. Im Betrieb beschickt man das Füllgefäß bei geschlossener Innenklappe etwa mit Beton ganz voll, schließt die Außenklappe, öffnet die Innenklappe, wobei sich die Füllung durch die Schwerkraft durch das Schachtrohr in den Arbeitsraum entleert. Auch diese Schleusen sind meist mit einer Vorkammer zum Einschleusen von Arbeitern versehen, die Bedienung, Instandsetzung oder sonst etwas innerhalb der Schleuse vorzunehmen haben. Ganz einfache und billige Materialschleusen sind auch schon gebaut worden, indem man den oberen Schuß des Schachtrohres mit einer Außen- und Innenklappe versah. Das Beispiel einer innenbedienten Beton- und Förder- schleuse aus 8 mm starkem Stahlblech, wie sie die

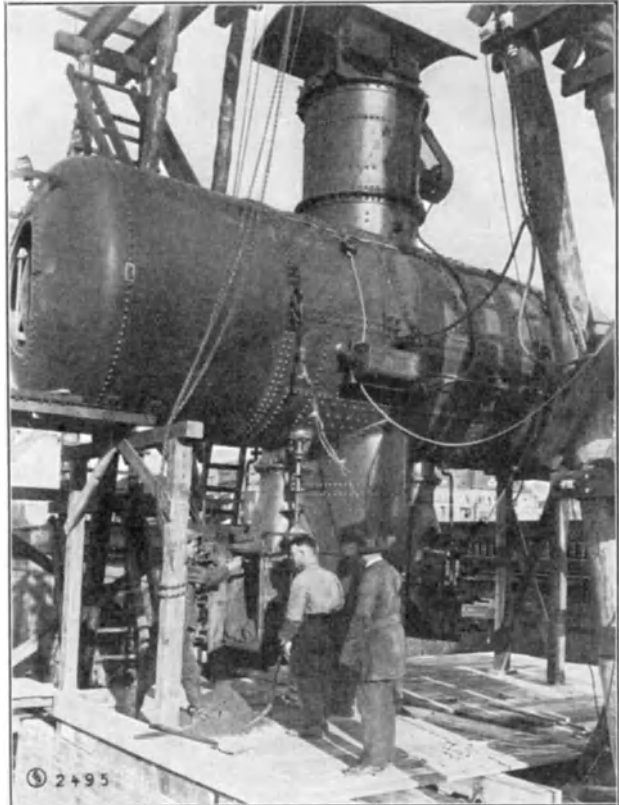


Abb. 191. Gemeinschaftsschleuse, Ansicht (Siemens Bauunion).

Firma Dyckerhoff und Widmann beim Bau der Pfeiler für die Oderbrücke bei Greifenhagen verwendete, zeigt Abb. 190. Sie besteht aus einem zylindrischen Gefäß von 2,1 m Durchmesser und 3 m Länge, das auf der Mündung eines Schachtrohres von länglichem Querschnitt befestigt ist. Zum Durchschleusen von Personen ist die Hauptschleuse mit einer Vorkammer, in welcher der Druck beim Einschleusen langsam dem Betriebsdruck, beim Anschleusen dem Luftdruck der äußeren Atmosphäre angepaßt wird. Als Einsteigöffnungen sind mit Klapptüren versehene runde Mannlöcher von 650 mm Durchmesser in den 3 Zylinderdeckeln vorgesehen. Zum Materialtransport hat die Schleuse eine Einfüllvorrichtung für Beton und 4 Förderhosen zum Ausstoßen des Bodenaushubes. Diese Einrichtungen arbeiten dem Wesen nach wie die Personen-vorkammer, nur daß der Luftausgleich so schnell vorgenommen werden kann,

wie es die Be- und Entlüftungsventile zulassen. Soll der mit Förderwinde und Kübel aus dem Arbeitsraum entfernte Erdaushub ausgeschleust werden, so werden die Förderhosen, nachdem die unteren Entleerungsklappen geschlossen sind, unter Betriebsdruck gesetzt, so daß die Deckel der oberen Einfüllöffnungen aufgeklappt werden können. Nachdem dann die Hosen mit dem Erdaushub angefüllt sind, werden die oberen Deckel fest zugeschraubt, die Preßluft aus den Hosen abgeblasen, worauf die Erde durch die unteren Klappen fortgeschafft werden kann. Zur Vermeidung unnötiger Luftverluste müssen die Förderhosen möglichst ganz voll angefüllt werden.

Bei dem entwickelten Stand der Materialförderschleusen kommen heutzutage Fördereinrichtungen für den Bodenaushub, die auf den Schleusungsvorgang verzichten, kaum mehr in Frage, da ihnen immer die Gefahr des Luftausbruches anhaftet. Gebrauch wird hin und wieder von dem sog. Syphonieren gemacht, das darin besteht, das man durch ein 5–10 cm starkes Rohr Sand oder Schlamm mittels des im Arbeitsraume herrschenden Luftdruckes in die Außenluft hinauspreßt. Das unten schräg abgeschnittene Rohr steckt in einem zusammengeschütteten Sand- oder Schlammhaufen und wird so bewegt, daß Sand und Luft gleichzeitig eindringen können. Bei ausreichender Luftgeschwindigkeit tritt eine brauchbare Förderung (etwa von 2–20 cbm in der Stunde) ein. Die Anlage ist zwar einfach, Verschleiß und Luftverbrauch allerdings erheblich, wobei der zulässige Druckverlust durch die Preßluftverordnung beschränkt wird. Ein lehrreiches Bild, das die verschiedenen Schleusenarten zusammenfaßt, bringt Abb. 168, S. 157. Sie zeigt die Absenkung des Steinwärders Schachtes für den Hamburger Elbtunnel; in der Mitte erblicken wir die beiden Materialförderschleusen, rechts eine Personenschleuse, links ein Syphonrohr und die Druckluftzuleitungen. Die Außenansicht einer für Baustoff- und Personenbeförderung gemeinschaftlich benutzten Schleuse vermittelt uns Abb. 191; diese Schleuse wurde von der Siemensbauunion im Jahre 1927/28 beim Pfeilerbau der Eisenbahnbrücke zur Spreeüberführung der Stichbahn Jungfernheide—Gartenfeld bei Berlin benutzt. Sie konnte 12 Arbeiter gleichzeitig schleusen und mittels eines Pendelaufzuges bis zu 150 cbm Baustoff oder Bodenaushub befördern. Die Vorkammer der Schleuse konnte notfalls als Krankenschleuse dienen.

Gefahren der Preßluftarbeit.

Der Mensch ist durch seine Entwicklung an der Erdoberfläche auf den dort herrschenden Luftdruck eingestellt; schon verhältnismäßig geringe Abweichungen von dem Normaldruck (760 mm Quecksilbersäule) nach oben oder unten lassen im Menschen ein Unbehagen entstehen, das sich bei hohen Überdrücken bis zur bedenklichen Gesundheitsstörung steigert. Seitdem man Menschen häufiger und zahlreicher in Druckluft (Taucherglocke, Senkkasten u. ä.) arbeiten ließ und damit die Luftdruckerkrankungen (früher auch Caissonkrankheit genannt) sowohl die Notwendigkeit erwiesen, sie zu bekämpfen, wie auch die Möglichkeit erbrachten, sie praktisch zu studieren, hat man sich eingehend mit dieser Berufskrankheit beschäftigt. Die Literatur reicht etwa in die Mitte des vorigen Jahrhunderts zurück, seit welcher Zeit auch die Versuche an lebenden Tieren herangezogen wurden, um Wesen, Ursache und Heilung bzw. Vermeidung dieser merkwürdigen Gesundheitsstörung zu erforschen. Die Krankheitserscheinungen beginnen etwa bei 0,7 Atmosphäre Luftüberdruck (atü) bei empfindlicheren Personen aufzutreten, verschärfen sich dann merklich bei 1,3 atü, um bei 4 atü derart allgemein und heftig zu werden, daß man etwa 3–3,5 atü als den praktisch höchst zulässigen Überdruck bei Luftdruckgründungen ansehen muß. Das Krankheitsbild, ist in groben Umrissen gezeichnet, etwa das folgende: Schmerzen (besonders Ohren-

schmerzen) zeigen sich meistens und am schnellsten während der in den Schleusen vorgenommenen Druckänderungen, und zwar heftiger beim Ausschleusen als beim Einschleusen. Beim Aufenthalt in der Druckluft selbst sind die Erscheinungen weniger störend als in der Zeit nach Verlassen der Arbeitsstätte, wo man erst die eigentliche, länger oder kürzer dauernde Erkrankung feststellen kann. Müdigkeit, Benommenheit und Gliederschmerzen sind die gewöhnlichsten Erscheinungen. Manche Personen gewöhnen sich an die Druckluft leichter als andere; selten werden die Erkrankungen (Lähmungen) über Monate oder Jahre hinaus wahrgenommen, sie sind bei rechtzeitiger Behandlung harmlos, wenn auch im Laufe der Geschichte der Druckluftgründungen einige Todesfälle darauf zurückzuführen waren. Als Ursache der Druckluftkrankheit dürfte einwandfrei feststehen, daß das Blut, wie jede andere Flüssigkeit, Gase unter erhöhtem Druck in sich zu lösen vermag, die nach Entspannung desselben in Bläschen wieder frei werden. Diese freigewordenen Gasmengen verursachen sowohl in den Adern wie den durchbluteten Organen (Herz, Lunge, Gehirn, Gelenke), Störungen des Blutumlaufes mit schädlichen Folgen, auch vermögen sie infolge ihrer Expansion schmerzhaft Zerrungen in Hohlräumen hervorzurufen (eustachische Röhre, Ohr). Während man früher dem Sauerstoff der Luft die gefährlichere Rolle zuerteilte, weiß man heute, daß der Stickstoff wegen seiner höheren Blutlöslichkeit der eigentliche Schadentfister ist. Das grundsätzliche Mittel zur Bekämpfung und Vermeidung der Drucklufterkrankung ist daher die gründliche und sichere Entfernung eingeschlossener Gasmassen durch vollkommenen, langsamen Druckausgleich. Wenn man auch die Luftdruckerkrankungen nicht ganz vermeiden kann und um so weniger, je höher der verwendete Luftdruck ist, so haben sich doch im Laufe der Zeit allerlei Maßnahmen, um sich möglichst vor der Krankheit zu schützen, und gute Methoden, um sie zu heilen, entwickelt. Behörden und Berufsgenossenschaften haben besondere Sicherheitsvorschriften für das Arbeiten in Preßluft entworfen. Maßgebend ist die schon mehrfach erwähnte reichsgesetzliche Verordnung zum Schutze der Preßluftarbeiter vom 28. Juni 1920, die nicht nur die Gefahren allgemeiner Natur (Wassereinbruch, unzureichende Zufuhr guter Luft) berücksichtigt, sondern besonders die Maßnahmen zur Vorbeugung und zum Schutz gegen Erkrankung. Genauestes Studium dieser Verordnung ist unerlässlich vor Inangriffnahme der Preßluftarbeiten. Vor allem Sorge man auf der Baustelle dafür, daß die Druckluft rein, möglichst trocken und auf die passende Temperatur (etwa 18° C) abgekühlt in den Druckluftarbeitsraum eintritt. Die darin zu beschäftigenden Arbeiter sollen gesund und nüchtern und über 20 bis höchstens 50 Jahre alt sein. Die achtstündige Arbeitszeit kann nur bei Drücken unter 2 atü verlangt werden, bei höheren Luftpressungen muß sie entsprechend verkürzt werden und darf bei dem praktisch vorkommenden Höchstdruck bis etwa 3¹/₂ atü nur noch 4 Stunden und darüber nur noch 2 Stunden täglich betragen. Um bei umfangreicheren Luftdruckgründungen den Arbeitern die Anstrengungen eines längeren Anmarschweges zu ersparen und um sie gleichzeitig besser unter einer gemeinsamen ärztlichen Aufsicht zu halten, empfiehlt sich die Anlage von Wohnbaracken in der Nähe des Arbeitsplatzes. Besondere Sorgfalt ist auf das Ein- und Ausschleusen der unter Luftdruck beschäftigten Personen zu verwenden, damit der Druckausgleich mit der im Körper enthaltenen Luft ohne Schädigung vor sich geht. Als Faustformel galt dabei früher für je ¹/₁₀ atü 1 Minute Schleusungszeit, doch sind jetzt durch die Preßluftverordnung genaue Regeln für das Ein- und Ausschleusen und die dabei einzuhaltenen Mindestzeiten in Abhängigkeit vom Luftdruck festgelegt. Abb. 192 soll versuchen, diese Vorschriften durch Schaulinien zu veranschaulichen. Zur Bedienung der Schleusen verwende man nur unbedingt zuverlässige Leute und sicher wirkende Luftausgleich- und Meßgeräte. Bei gleichzeitiger Schleusung von mehr

als 4 Personen und bei Drücken über 1,3 atü muß für jede Personenschleuse ein besonderer verantwortlicher und erfahrener Schleusenwärter anwesend sein. In der behördlichen Preßluftverordnung ist für die Wärter der Personenschleusen eine besondere Dienstanweisung vorgesehen, die auch im Schleusenraum zum Aushang zu bringen ist. In den Schleusen sollen die Druckluftarbeiter gegen zu starke Wärme oder Kälte (Vorhalten von wollenen Decken) geschützt sein und nach Verlassen derselben in der Nähe ausreichende und anständige Wasch-, Umkleide- und Aufenthaltsräume vorfinden. Stellen sich trotz vorsichtiger Ausschleusung bei einzelnen Personen heftige Schmerzen, Lähmungs- oder sonst bedenkliche Erscheinungen ein, so muß man die Betroffenen in die Druckluft des Arbeitsraumes zurückbringen und sie allein und ganz besonders langsam ausschleusen.

Hat man größere Druckluftarbeiten zu bewerkstelligen (zahlreiche Mannschaft, längere Bauzeit und höhere Drücke), so schreibt die Preßluftverordnung die ständige ärztliche Überwachung des Druckluftpersonals (wenn nötig durch

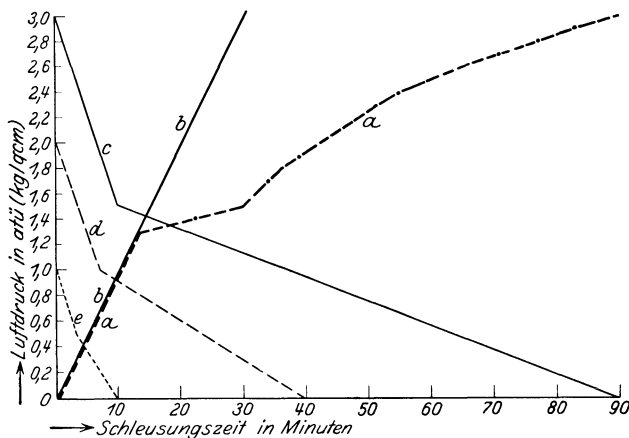


Abb. 192. Schaulinien für Zeit- und Druckverlauf beim Schleusen von Personen.

a Beim Ausschleusen einzuhaltende Zeiten in Abhängigkeit vom Betriebshöchstdruck. b Desgl. beim Einschleusen. c Druckverlauf beim Ausschleusen aus Preßluft von 3 atü. d Desgl. von 2 atü. e Desgl. von 1 atü.

ihre Form ist die eines liegenden Zylinders. Sie war zweibettig eingerichtet und besaß eine Vorkammer, so daß der Krankenraum bei Besuchen stets unter einem bestimmten Druck gehalten werden konnte. Für das Einbringen von Arzneien war eine besondere kleine Schleuse (Abb. 193 links) angebracht, die von drinnen und von draußen bedient werden konnte. Da die Behandlung der Preßlufterkrankten neben anderem besonders durch geeignete Bemessung des Luftdruckes vorgenommen wurde, so muß dieser sehr sicher eingestellt und gemessen werden können, am zuverlässigsten kann man den Druck immer noch mit einem Quecksilberbarometer messen. Die Schleuse war an die Druckluftleitung der Baustelle angeschlossen, die Luft konnte durch Zugabe von gepreßtem Sauerstoff bereichert werden.

Auch manche außerdeutsche Staaten haben ihre gesetzlichen Vorschriften zur Verhütung oder Minderung der Preßluftschädigungen; die Vorschriften des Staates Neuyork sind sogar erheblich schärfer als die deutschen. Nach amerikanischen Angaben wurden beim Bau des jüngst vollendeten Holland-Tunnels bei über 750 000 Preßluftschichten nur 528 Preßlufterkrankungen und kein Todesfall verzeichnet; ein außerordentlich günstiges Ergebnis gegenüber früheren Preßluftbauten.

dauernde Anwesenheit des Arztes auf der Baustelle) und die Einrichtung einer Krankenschleuse vor. Auch für den Preßluftarzt ist eine Dienstanweisung in jener Verordnung vorgesehen. Als Beispiel einer bewährten Konstruktion für eine Krankenschleuse diene die Abb. 193. Diese Schleuse wurde beim Bau des Elbtunnels bei Hamburg, wo sie viel und mit Vorteil benutzt wurde, verwendet. Ihre Hauptabmessungen betragen 1,90 m Höhe und 2,50 m Länge,

Neben den Ursachen für die gesundheitliche Benachteiligung der Preßluftarbeiter, die in der unnatürlichen Pressung der Luft bestehen, ist auch Mangel an frischer Atmungsluft gesundheitsschädlich. Die Druckluft in der Arbeitskammer kann verdorben werden durch ausgeatmete Kohlensäure, durch freiwerdende Gase des Untergrundes, durch Abgase offener Lichter und Feuer. Letzteres ist heutzutage restlos verschwunden, da elektrisches Licht, elektrische

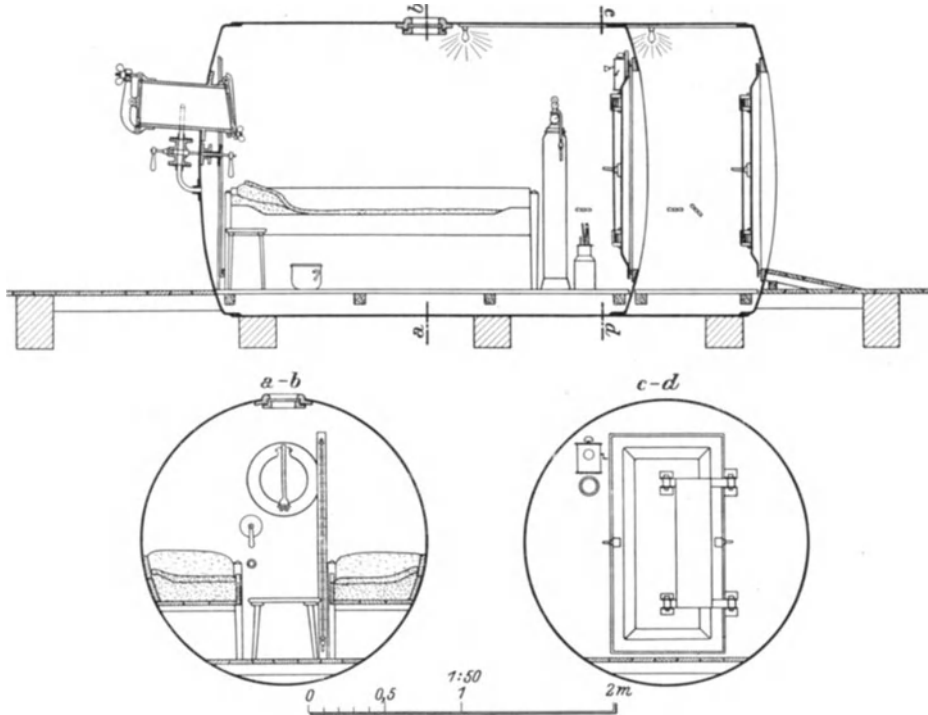


Abb. 193. Krankenschleuse (Wasserbaudirektion Hamburg).

Schweiß- und Nietwärmmaschinen ohne Luftverbrauch und Abgasarbeiten. Hat man Arbeitsmaschinen, etwa Bohrmaschinen usw., im Drucklufttraum nötig, so kommen nur elektrische, hydraulische oder Preßluftgeräte in Frage. Die Vorschrift, 20 cbm stündliche Frischluft bei Drücken bis 0,5 atü und 30 cbm bei höheren Drücken für jede Arbeitsperson zuzuführen, genügt für alle Verhältnisse. Auf jeden Fall ist in der Arbeitskammer eine Abblaseleitung möglichst weit vom Lufttritt entfernt vorzusehen, um diesen Luftdurchsatz zu ermöglichen und bei gefährlichem Druckanstieg Entlastung zu schaffen.

K. Hilfsmittel zur Grundwassersenkung.

Die maschinellen Hilfsmittel zur Entwässerung der Baugruben sind in den Kapiteln über Wasserhebemaschinen und Antriebsmaschinen bereits eingehend besprochen. Da sich die zu entfernende Wassermenge im voraus nicht ganz genau bestimmen läßt, sondern sich nur aus überschläglichen Berechnungen und Beobachtungen, die man während des Niederbringens der Baugrube über den Wasserandrang anstellt, ein gewisser Anhalt gewinnen läßt, so setzt man zur Sicherheit die Leistung der Wasserhaltungsanlage (Pumpen usw.) mit reichlicher Reserve ein, um gegen plötzlich auftretende Wassermengen einigermaßen geschützt zu sein. Das Saugrohr der Pumpe läßt man am besten in einen Pumpensumpf münden, den man am einfachsten durch eine mit Holzwand ausgekleidete

Grube außerhalb des Raumes, den das Gründungsbauwerk einnehmen soll, herstellt. Der Wasserzulauf geschieht durch kleine Kanäle, Sickerrinnen, Drainerohre u. ä. Die Mündung des Saugrohres wird durch einen Saugkorb vor Verunreinigungen geschützt, sie muß natürlich stets genügend tief unter den Wasserspiegel hinunterragen, damit die zu fördernde Wassersäule nicht abreißt. Soweit die Wasserbeseitigung nicht mehr im Handbetrieb zu erreichen ist, kommt praktisch nur die maschinell angetriebene Kreiselpumpe in Frage. Bei Gründungsarbeiten, die nicht in ununterbrochener Tag- und Nachtarbeit ausgeführt werden, muß die Pumpanlage dauernd betriebsbereit gehalten werden und, wenn nötig, auch in den Zeiten, da der Baubetrieb ruht, das ansteigende Wasser abpumpen. Ob bei elektromotorisch angetriebener Entwässerungspumpe als Notreserve eine zweite, vom selben Stromnetz betriebene Pumpe genügt, oder auch in ihre Kraftzufuhr durch Verwendung einer selbständigen Antriebsmaschine (Lokomobile oder Verbrennungsmotor) eine weitere Sicherheit gebracht werden muß, hängt von den Wasserzuflußverhältnissen und der Wichtigkeit der Gründung ab.

Ist die Wasserbeseitigung von der Sohle der Baugrube (Tageshaltung) nicht mehr ausreichend, sondern ist es nötig, den Baugrund in größerer Tiefe zum weiteren Ausschachten trocken zu halten und ihn vor dem Lockern und Aufquellen durch das Grundwasser zu schützen, ist es fernerhin bedenklich, das eingebrachte Bauwerk, besonders wenn es ein Hohlgefäß (Tiefkeller, Kanalgewölbe u. ä.) ist, vor der endgültigen Fertigstellung dem Auftrieb durch das Grundwasser auszusetzen, so muß man den Grundwasserstand so weit wie notwendig absenken. Diese Grundwassersenkung ist nur mit maschinellen Hilfsmitteln größeren Ausmaßes zu erreichen. Die Hauptbestandteile einer Grundwassersenkungsanlage sind folgende: 1. die Pumpen mit ihren Kraftantrieben, 2. die den zu entwässernden Grund durchsetzenden Brunnen mit Filter- und Saugrohren und 3. die Sammelleitung, welche einerseits die Saugstutzen der Pumpen mit den Brunnensaugrohren verbindet und andererseits den Ausguß der Pumpen in den Vorfluter oder sonstigen Ablauf für das geförderte Grundwasser schafft. Über Zulauf des Grundwassers, Ergiebigkeit und Reichweite der Brunnen sind auf S. 178ff. rechnerische Betrachtungen angestellt. Die unter 2 bezeichneten Anlagenteile sind im ersten Buchteil eingehend behandelt worden. Im Anschluß daran wird hier dem Lauf des Wassers entsprechend zunächst die Saugleitung mit ihrem Zubehör und dann die Pumpenanlage mit Abflußleitung usw. behandelt werden.

Saugleitung.

Die einfachste Form der Wasserhebung, jedes Saugrohr mit einer dazugehörigen Pumpe zu versehen, bietet für wirtschaftlichen und sicheren Betrieb nicht den größten Vorteil, ebensowenig wie der Anschluß aller Brunnensaugrohre an eine gemeinsame größere Pumpe. Die Gründe dafür werden weiter unten erörtert werden. Es empfiehlt sich fast immer, alle Saugrohre, die aus den verschiedenen, zur Absenkung niedergebrachten Brunnen herausragen, an eine gemeinsame ringförmige Saugleitung anzuschließen, an welche wiederum abschnittsweise die Pumpen mit der nötigen Leistung angeschlossen sind. Man kann dann bei richtiger Anordnung der Absperrschieber, die man nicht zu sparsam verwenden sollte, schadhafte Pumpen, Saugrohre und Saugleitungsteile oder solche, die nicht mehr benötigt werden, bequem und betriebssicher abschalten. Die Saugleitung soll möglichst dicht über den aus dem Brunnen herausragenden Saugrohren liegen, damit von der mit Kreiselpumpen erreichbaren Saughöhe (etwa 8 m) nicht zuviel verlorengeht. Ohnehin ist die Absenkungsmöglichkeit des Kreiselpumpenbetriebes auf etwa 3,3—5,3 m unter der Bau-sohle beschränkt, wie folgender Überschlagn ergibt (Abb. 194): 2—3,5 m Unter-

schied zwischen dem Scheitelpunkt S des abgesenkten Grundwasserspiegels und dem Brunnenpiegel B , der praktisch nie genau auf gleicher Höhe zu halten ist und sicherheitshalber einen Spielraum von etwa 0,2—0,5 m nach unten erhält, ferner zur Überwindung der Rohrleitungswiderstände einen gewissen Druckhöhenverlust, der mit der zur Luftabführung nötigen Steigung der Saugleitung zum Pumpensaugstutzen zusammen 0,5—0,7 m ergibt, so daß schließlich zwischen Bausohle und Scheitelhöhe des Grundwasserstandes praktisch 3,3—5,3 m übrigbleiben.

Da man bei einstaffliger Grundwassersenkung praktisch nicht weniger als 3 (in geeigneten Fällen sogar bis zu 30) Brunnenrohre an eine Pumpe anschließt, so müßte man theoretisch den Querschnitt der Sammelsaugleitung in Richtung auf die Pumpe zu, um gleiche Strömungsverhältnisse und Widerstände zu erhalten, entsprechend vergrößern. Da man aber aus Sicherheitsgründen diese Sammelleitung gerne als Ring- (Zwillingsring S. 194) oder gar Doppelringleitung bei großen Anlagen ausbildet, so kann man praktisch die Rohrquerschnitte gleichstark halten, was natürlich für die Lagerhaltung und die Auswechslungsmöglichkeit der einzelnen Rohrschüsse von großer Bedeutung ist. Liegen besonders ungünstige Verhältnisse vor: große Entfernung der Brunnensaugrohre, die zwischen 5 und 20 m betragen kann, ferner Anschluß recht vieler und ergiebiger Brunnen an nur wenige Pumpen, so ist es allerdings ratsam, eine Abstufung der Sammelleitungsquerschnitte auf ihren Vorteil zu untersuchen. Auch hier kann man sich manchmal von der Vorhaltung verschiedener Rohrquerschnitte befreien, wenn man den etwa nötigen Zuwachs an Querschnitt durch

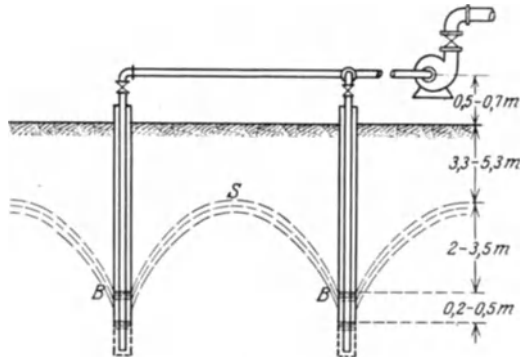


Abb. 194. Wirkungsweise der Grundwassersenkung.

Parallelschaltung von zwei gleichen der üblichen Rohrdurchmesser erzeugt. Durchmesser über 350 mm wird man ohnehin wegen ihrer unhandlichen Verwendung nicht gern benutzen. Zur Vermeidung unnötiger Strömungsverluste in der Saugsammelleitung ist Sorgfalt auf Verlegung in möglichst schlanken Strecken zu legen. Die Brunnensaugrohre soll man daher nicht unter Verwendung von T-Stücken, sondern von schlanken Krümmern anschließen. Als Verbindung der einzelnen Rohrschüsse ist die mit Flanschen bevorzugt, weil sie bei Sicherung des Rohrstranges gegen stärkere Sackungen länger dicht bleibt als eine Muffenverbindung. Gußeiserne Rohre finden wegen der Bruchgefahr auf der Baustelle kaum Anwendung, obschon sie bei chemisch angreifendem Wasser sehr viel widerstandsfähiger gegen Durchrosten sind als die üblichen dünnwandigen Stahlrohre. Diese haben außer ihrer Leichtigkeit und mechanischen Festigkeit noch den großen Vorteil, daß sie bei dem heute hochentwickelten autogenen Schweiß- und Schneidverfahren sich beliebig kürzen und zusammensetzen lassen, das Anschweißen von beliebig geformten Krümmern gestatten, ja selbst durch Einschweißen oder Ausschneiden von Keilstücken in schlanke Bogen gebracht werden können. Auf solche Weise könnte in einer Leitungsanlage mancher Rohrflansch erspart werden. Die Rohrabsperrschieber, die zur Abschaltung beschädigter oder nicht mehr gebrauchter Leitungsteile, zur Umschaltung auf kürzere Leitungswege usw. gute Dienste tun und daher, trotzdem sie einen gewissen Leitungswiderstand mit sich bringen, nicht zu sparsam verwendet werden sollten, müssen natürlich mit Flanschen an die Rohrleitung angeschlossen

werden. Bei den Brunnensaugrohren empfiehlt es sich, sie einzeln mit Schieber und Rückschlagventil an die Sammelleitung anzuschließen, damit die Möglichkeit besteht, nicht mehr benötigte Brunnen nach Bedarf abzuschalten und dies auch automatisch bei unbemerkt gestörtem Saugvorgang eintreten kann. Bei dem oft großen Umfang solcher Leitungen und der Vielheit ihrer Verbindungsstellen muß auf Luftdichtigkeit unbedingter Wert gelegt werden, da die Wirkungsweise der Kreiselpumpen vom Lufteintritt sehr beeinflußt wird. Man tut daher gut, besonders bei Verwendung gebrauchter Rohre und Armaturen, das Leitungsnetz einer Wasserdruckprobe mit geringem Überdruck zu unterwerfen, wozu eine einfache Wasserdruckhandpumpe (vgl. Abb. 27) genügt. Sind einmal größere Luftmengen, welche das Arbeiten der Kreiselpumpen gefährden, in die Rohrleitung eingedrungen, oder sind die Rohrleitungen zu Beginn der Pumparbeiten noch luftgefüllt, so muß man durch Auffüllen mit Wasser die Luft daraus vertreiben. Das kann durch Injektoren geschehen oder durch Um-

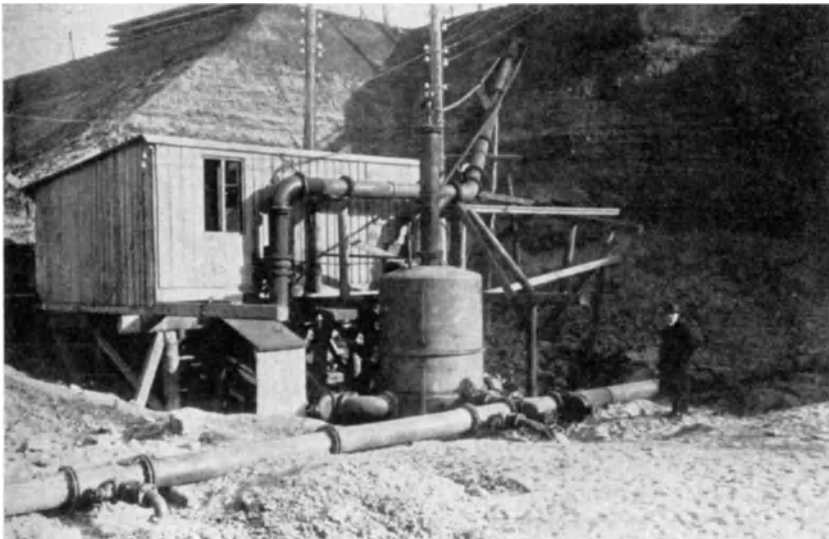


Abb. 195. Pumpstelle und Entlüftungsanlage der Grundwassersenkung beim Schleusenbau Wieblingen.

leitung der mit Wasser gefüllten Druckleitung auf die Saugleitung; eine Luftleerpumpung durch Ejektoren, Wasserringpumpen oder Kolbenpumpen kommt nur bei kleineren Rohrnetzen und bei Rohrnetzteilen in Frage. Sehr wichtig ist die Entlüftung der Saugleitung, wenn das zu entfernende Wasser gashaltig ist, wobei zu beachten ist, daß Wasser unter Saugwirkung noch leichter eingeschlossene Gase abgibt als unter Atmosphärendruck. Größere Gasblasen sind bei Heberleitungen, wie sie z. B. in der Heberschaltung bei Staffelsenkung benutzt werden, ein Hindernis für ihr zuverlässiges Arbeiten und müssen unbedingt entfernt werden. In solchen Fällen muß an den Scheitelpunkten der Saugleitungen, wo sich naturgemäß die Gas- und Luftblasen ansammeln, eine entsprechende Vorrichtung geschaffen werden, ohne den Pumpbetrieb zu stören. Das kann mit einem Ejektor (Exhaustor) geschehen, wenn Dampf oder Wasser zu seinem Betrieb vorhanden ist; eine hand- oder kraftgetriebene Kolbenluftpumpe ist ebenfalls recht zuverlässig. Bei stark durchgastem Grundwasser muß allerdings vorher eine Möglichkeit geboten sein, daß sich die Gasblasen ausscheiden und zu einem Luftsack vereinigen können, den die Luftpumpe absaugt. Die dazu nötige Vorrichtung besteht aus einem großen Kessel (etwa 1,5—2 cbm), der bei Heberleitungen am

Scheitelpunkt oder sonst kurz vor den Kreiselpumpen in die Saugleitung eingeschaltet ist (Abb. 195). Durch Vergrößerung des Strömungsquerschnittes beruhigt sich hier das Wasser, die Gasblasen steigen in das aufgesetzte Standrohr, verlieren die ihnen anhaftende Feuchtigkeit — wozu manchmal noch ein besonderer Wasserabscheider nötig ist — und werden dann periodisch oder dauernd durch eine Luftpumpe abgesaugt. Eine Anordnungsskizze für eine Entlüftungsanlage, wie sie Grün und Bilfinger 1927 bei der Grundwassersenkung zum Bau der Spreeuntertunnelung bei Friedrichshagen verwendeten, zeigt Abb. 196; die Leistung der Entlüftungspumpe mußte hier im Verhältnis zur Wasserförder-

pumpe recht groß sein, 12:27 PS; meist wird dies Verhältnis ein viel günstigeres sein können.

Pumpenanlagen.

Als häufigstes, weil einfaches und dabei wirtschaftlichstes Wasserhebelmittel für die Grundwassersenkung kommt die Kreiselpumpe in Leistungsgrößen von 20—100 PS in Frage. Ihr Nachteil, das Wasser aus luftefülltem Rohr nicht selbst ansaugen zu können (mit den neuerdings auf den Markt kommenden selbstsaugenden Kreiselpumpen (vgl. S. 302) liegen für Grundwassersenkung noch keine längeren Erfahrungen vor), muß durch die bekannten Mittel: Leer-saugen durch Exhaustor bzw. Kolben-, Kapsel- oder Wasserringluftpumpe oder Auffüllen von Pumpe und Saugleitung mit Wasser bekämpft werden. Um das Abreißen des Wasserfadens während des

Betriebes zu vermeiden, soll die Leistung der Pumpe die Ergiebigkeit des Brunnens nicht überschreiten. Dies Maß ist natürlich schwer zu schätzen,

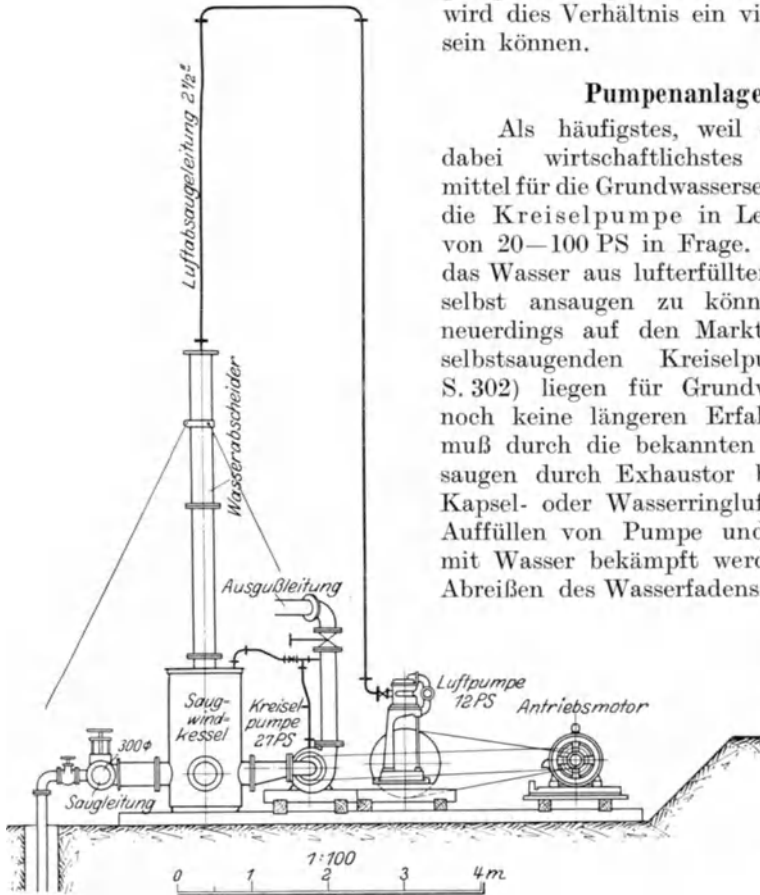


Abb. 196. Anordnung der Entlüftungsanlage für eine Grundwassersenkung. (Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim, ebenso wie Abb. 195 und 201.)

am besten beobachtet man häufig den Brunnenspiegel; bei großen, schwierigen Anlagen geschieht dies zuverlässig durch Meßbrunnen mit selbstschreibenden Wasserstandsanzeigern (Staatsoperumbau Berlin). Die Fördermenge der Kreiselpumpen kann bekanntlich nur durch Drehzahländerung geregelt werden; Abdrosseln der Schieber würde nur Vergeudung der Antriebsleistung bedeuten. Leider ist das Ändern der Drehzahl bei den vielen zu einer Grundwassersenkung gehörigen Pumpen praktisch schwierig, man kann sich dann schon eher durch absatzweises Pumpen helfen. Ein einfaches, wenn auch unwirtschaftliches Hilfsmittel zum Regeln der Pumpen-

leistung ist eine Umlaufrohrverbindung zwischen Saug- und Druckstutzen der Pumpe, die gewöhnlich durch einen Schieber abgesperrt ist. Soll die Leistung der Pumpe herabgesetzt werden, so öffnet man den Schieber nach Bedarf, so daß die Pumpe sozusagen in sich selbst zurückschaltet und weniger Wasser ansaugt. Je mehr kleinere Pumpensätze auf die gesamte Förderleistung verteilt sind, um so weniger fällt die Regelbarkeit der einzelnen Pumpe ins Gewicht, während bei weniger großen Pumpe schon eher an eine Drehzahlregelung des Antriebsmotors zu denken ist. Als Antriebsmaschinen kommen Dampflokomobilen, Verbrennungsmotoren und Elektromotoren in Frage; letztere sind wegen der bequemen Verteilbarkeit der Antriebsenergie und leichten Bedienung am meisten für diese Zwecke beliebt, zumal wenn es sich um große Baustellen mit vielen Pumpensätzen handelt. Bei der grundlegenden Wichtigkeit der Wassersenkung für den Bauvorgang sollte man für genügende Reserve der Pumpensätze, d. h. also auch für die Antriebskraft. Bei elektrischem Antrieb ist dabei zu beachten, daß ein Reservepumpenmotor, wenn er an dieselbe Stromquelle wie der Betriebsmotor angeschlossen ist, keinen vollen Ersatz für Notfälle darstellt, sofern die Stromquelle versagt. Eigene Stromerzeugung, Stromfremdbezug, Dampflokomobile, Verbrennungsmotor können nur eins für das andere als volle Reserve gelten. Riemenantrieb der Pumpen wird wenig benutzt, obwohl die bei ihm mögliche Drehzahlregelung ebenso vorteilhaft ist wie die Möglichkeit, den gegen Wasser empfindlichen Antriebsmotor erheblich höher als die Pumpe aufzustellen. Doch sind Riemen auf der Baustelle der Gefahr der Beschädigung und Entwendung leicht ausgesetzt.

Der Kraftbedarf einer Grundwassersenkungsanlage, der oft viele hundert PS beträgt, läßt sich annähernd aus der nach S. 180 ff. errechneten Wassermenge und ihrer Förderhöhe unter Zuschlag der Leitungsverluste und unter Berücksichtigung des Pumpenwirkungsgrades bestimmen. Erfahrung und Probenenkungen werden die Rechnungsergebnisse oft berichtigen müssen. Zur überschläglichen Berechnung des Kraftbedarfs kann man für je einen Brunnen der im ersten Buchteil (S. 190 ff.) erwähnten Abmessungen und bei einer mittleren Wassersenkung von 4—5 m Höhe im rohen Durchschnitt etwa 3—4 PS ansetzen. Bei Gründungsbauten, die einen viele Monate oder gar mehrere Jahre währenden, ununterbrochenen Grundwassersenkungsbetrieb erfordern, hat man großen Wert auf den bestmöglichen Wirkungsgrad der Pumpeneinrichtung zu legen, da das Verhältnis der reinen Kraftkosten zu den sonstigen Unkosten dieses Betriebes ein sehr hohes ist (etwa 40—50%), und es ein großer Unterschied ist, ob man die Riesenmengen der benötigten Kilowatt- oder Pferdestunden 10% besser oder schlechter ausnutzt. Indessen scheint ein Wirkungsgrad der gesamten Pumpenanlage bislang höchstens von 60% erreicht zu sein. Man beachte auch dabei, daß eine Pumpe höherer Leistung einen besseren Wirkungsgrad erzielt als parallel geschaltete Pumpen der gleiche Gesamtleistung. Im übrigen ist über die wirtschaftlichen Belange des Antriebes im Kapitel über die Kraftmaschinen das Nötige gesagt worden. Ob man eine große Pumpe verwendet, ob Dampftrieb in Frage kommt, oder ob man mehrere elektrisch betriebene Pumpen kleinerer Leistung aufstellt, ist danach zu untersuchen. Die Verteilung mehrerer kleinerer Pumpen hat beachtliche Vorteile für den Betrieb im Gefolge:

1. bietet die Unterteilung größere Sicherheit gegen vollkommene Betriebsstörungen,
2. ist die Saugwirkung eine gleichmäßigere und wenn nötig eine besser regelbare,
3. hat die verteilte Anzahl von kleineren Pumpen kürzere und schwächere Saugleitungen nötig als eine starke Sammelpumpenanlage. Die Gefahr, mit verteilten Pumpen eine vollkommen verkehrte Anordnung oder Leistungsfähigkeit gewählt zu haben, ist zudem viel geringer als bei einer gemeinschaftlichen Pumpenanlage.

Ist eine Wasserhaltung größerer Tiefen durch in Staffeln übereinander angeordnete Kreiselpumpen aus irgendwelchen Gründen nicht möglich, so muß man es mit Tiefbrunnenpumpen versuchen. Ältere Vertreter dieses Typs sind Kolbenpumpe und Mammutpumpe, bei denen teils die Betriebssicherheit, teils der Wirkungsgrad zu wünschen übrigläßt. Beim Bau des Spreetunnels für die Berliner Untergrundbahn (1910—1916) wurde in Deutschland zuerst die Mammutpumpe zur Grundwassersenkung angewendet, und zwar war dieselbe auf 9—13 m unter dem Spreespiegel durchzuführen. Rein technisch war die Mammutpumpe (vgl. S. 306) ein Fortschritt, da sie dasselbe leistete wie mindestens zwei Kreiselpumpenstaffeln, ohne soviel Platz in Anspruch zu nehmen. Zu dem Fortfall der Saugleitung und dem geringen Platzbedarf kommt bei der Mammutpumpe für die

Grundwassersenkung als weiterer Vorteil die leichte Anpassung an die wechselnde Förderungsnotwendigkeit, die bequeme Bedienung und leichte Unterhaltung. Nachteile sind neben dem schlechten Wirkungsgrad (bei obigen Bauvorhaben 15% gegenüber 45% bei Kreiselpumpen) die Notwendigkeit, den Brunnen erheblich tiefer zu bohren als Wasserstand und Ergiebigkeit vorzeichnen, und die teure und schwierige Druckluftpumpenanlage. Für die Inselbrückenunterfahrung in Berlin waren insgesamt 61 Brunnen mit Mammutpumpen versehen, für welche neun Druckluftpumpen mit eigener Kraftanlage aufgestellt waren. Bei

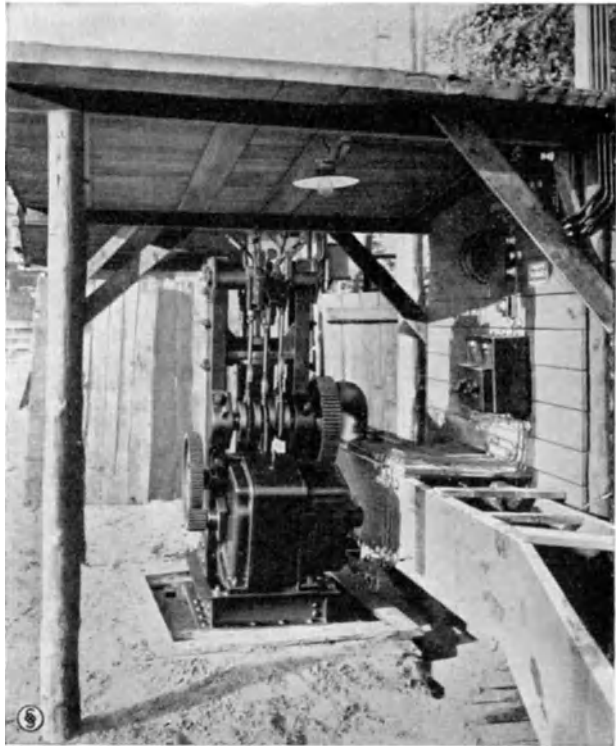


Abb. 197. Elektromotorisch betriebene Dreikolbenpumpe.

der Höchstleistung von 850 l/sek waren insgesamt über 500 PS Antriebskraft nötig. Wirtschaftlich konnte daher sich dies Absenkungsverfahren für die Zukunft nicht halten, da es bei dem schlechten Wirkungsgrad der Mammutpumpe 2—3mal mehr Kraft verbrauchte als die altbewährte Kreiselpumpenanlage. Die Kolbenpumpe besitzt zwar einen recht guten Wirkungsgrad, kann auch sicher 8—9 m Förderhöhe erreichen, so daß man sie auch versuchsweise zur Trockenhaltung von Baugruben verwendet hat, leider ist sie aber sehr empfindlich gegen unreine Wasser und unaufmerksame Behandlung. Sie benötigt eine saubere Kolbendichtung, ständig zu überwachende Einlaß- und Auslaßventile und, falls keine Windkessel zur Stoßmilderung benutzt werden sollen, mindestens eine dreistufige Anordnung. Versuche mit einer solchen Dreikolbenpumpe wurden beim Bau der Schöneberger Untergrundbahn gemacht (Abb. 197). Instandsetzungskosten und Betriebsstörungen haben auch sie wieder abtreten lassen vom Schauplatz der Grundwasserhaltung. Man mußte also wieder auf die Kreiselpumpe

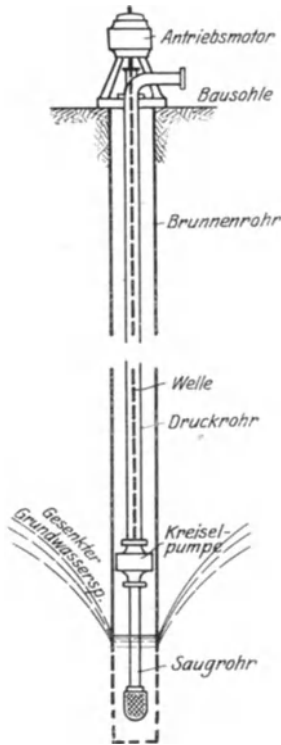


Abb. 198. Wirkungsweise der Tiefbrunnenpumpe mit Antriebsmotor über Tage.

(Abb. 198), sodann durch einen engen Zusammenbau von Motor und Pumpe, der es gestattet, dies Aggregat betriebssicher in das Brunnenrohr hinabzusenken. Solche Tiefbrunnenpumpen sind für weitere Rohre und Schächte zwar bekannt (S. 303), aber Pumpenkonstruktionen mit der senkrechten Welle (z. B. Bekapumpe) verlangen genaueste Lagerung und sind daher für die engen, mitunter auch aus der geraden Richtung verlaufenen Brunnenrohre einer Absenkungsanlage nicht zu empfehlen. Die andere Ausführungsart der Tiefbrunnenpumpen zeigt diese Mängel zwar nicht, verlangt aber einen

zurückgreifen und versuchen, die ihr physikalisch anhaftende Unzulänglichkeit in der Saughöhe durch Zuhilfenahme ihrer Druckmöglichkeit zu verbessern. Wenn man z. B. in einem Rohrbrunnen 15 m Grundwasserspiegeltiefe halten soll, so gelingt das nur dadurch, daß man die Kreiselpumpe so einrichtet, daß sie im Brunnen etwa 4—5 m über dem Wasserspiegel angebracht ist und die restliche Förderhöhe durch ein Steige-(Druck-)rohr bis zum oberen Brunnenende überwindet. Der Antrieb der Pumpe kann auf zweierlei Weise geschehen, einmal durch eine senkrecht in den Brunnen eingeführte Welle, an deren oberem Ende über Tage sich der Motor und unterem Ende sich die Kreiselpumpe befindet

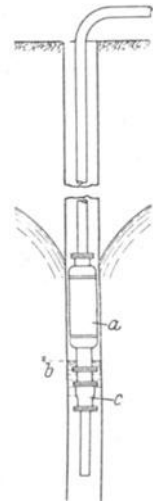


Abb. 199. Wirkungsweise der Elmotiefbrunnenpumpe.

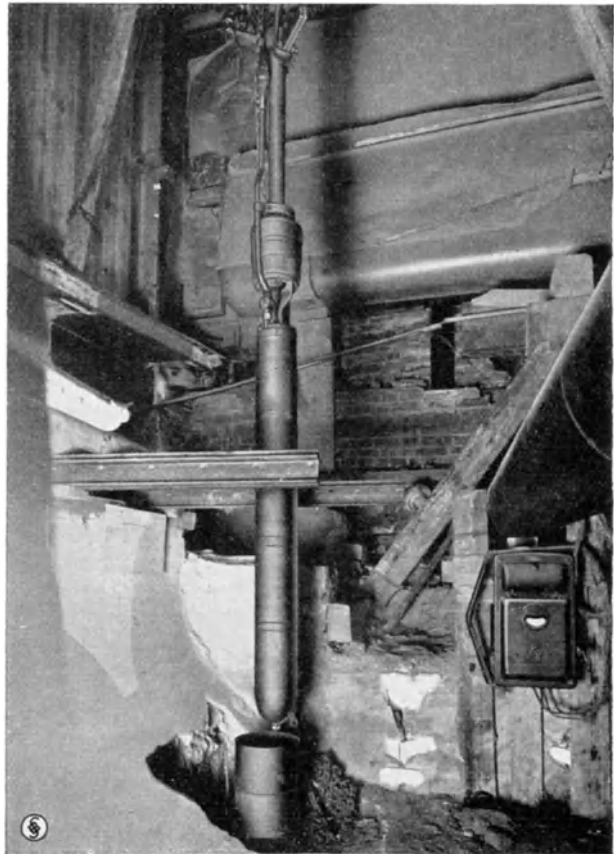


Abb. 200. Tauchmotorpumpe beim Einsenken in das Brunnenrohr. (Der Siemens-Zeitschrift, 7. Jahrgang, ebenso wie Abb. 197 und 199 entnommen.)

Antriebsmotor, der im engen, vor Nässe triefenden Brunnenrohr arbeiten kann. Nahe lag der Gedanke, diesen Motor durch Wasserdruck (Wasserturbine) betreiben zu lassen; „umständlich und kostspielig, wenn auch betriebssicher“,



Abb. 201. Grundwassersenkungs-Rohrnetz für Schleusenbau, Hüntel; Saugrohre in zwei Staffeln und Druckrohre.

lauteten die Versuchsergebnisse. Schließlich gelang es den Siemens-Schuckertwerken, Tiefbrunnensaugpumpen dieser Art mit einem zuverlässigen Elektromotor herzustellen, dessen Bauart und wasserdichte Kapselung allen Verhältnissen der Brunnenrohre entsprach. Die ältere Ausführung ist die Elmotiefbrunnensaugpumpe (Abb. 199), bei welcher der Motor *a* über der Pumpe *c* angebracht ist. Eine neuere Ausführungsart zeigt Abb. 200, hier ist der vollkommen geschlossene, langgestreckte Motor unmittelbar unterhalb der Vertikal-kreiselpumpe angeordnet. Beide Arten werden an der Druckleitung hängend so weit in das Bohrloch versenkt, daß nur noch 3–4 m Saughöhe zu leisten sind. Beim Umbau der Staatsoper in Berlin, wo riesige Grundbauten eine Spiegelabsenkung des Grundwassers um rund 11 m erforderten, haben beide Pumpenarten ihren Befähigungsnachweis erbracht.

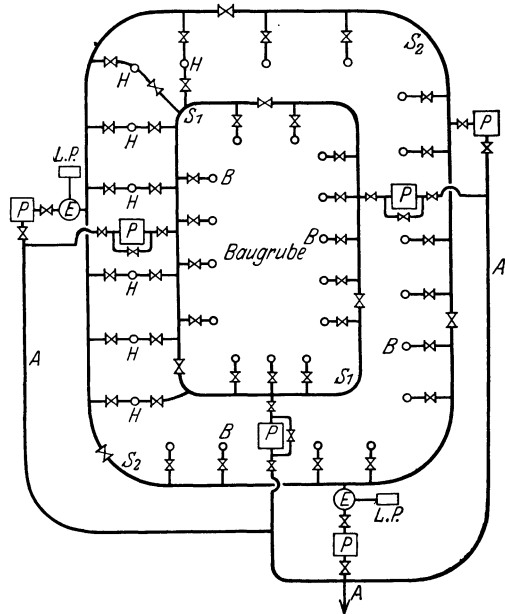


Abb. 202. Anordnungsbeispiel einer Grundwassersenkungsanlage.

P Kreiselpumpe (teils mit Umlaufleitung). *E* Entlüftungskessel mit *L.P.* Luftpumpe. *B* Brunnensaugrohr. *H* Brunnensaugrohr in Heberschaltung. *S*₁ Saugleitung der 1. Staffel. *S*₂ Saugleitung der 2. Staffel. *A* Druckleitung (Ausguß).

Weitere praktische Anwendungsfälle werden zeigen, ob dem Hauptvorteil dieser elektrischen Tiefbrunnenpumpen, nämlich Ersparnis an Aufstellungsraum und Kosten gegenüber einer Staffelhaltung, keine Nachteile geringerer Betriebssicherheit gegenüberreten. Immerhin haben sich auch andere Pumpenfirmer der Entwicklung solcher unter Wasser arbeitenden Elektromotorpumpen zugewendet (Vgl. auch Seite 303).

Für die Ableitung aller von den Pumpen geförderten Grundwassermengen kommen ebenfalls gemeinschaftliche Leitungen in Frage, entweder bei freiem Ablauf in offenen Rinnen oder bei der Notwendigkeit, noch einige Höhen bis zum Vorfluter zu überwinden, in Druckrohr- oder Heberleitungen (Abb. 201). Die gesamten Abwassermengen bestimmt man am besten am Ende des Abflusses durch sog. Überfallmesser mit Meßkammer, die Fördermengen einzelner Pumpen mit mechanischen Wassermessern (Wasseruhr). Einen Überblick über das gesamte Zubehör einer Grundwassersenkungsanlage mit Ableitung, Pumpstationen, Saugleitung, Entlüftung, Brunnensaugrohren usw. faßt noch einmal die schematische Darstellung in Abb. 202 zusammen.

L. Kälteerzeugung für Gefriergründungen.

Das Gefrierverfahren für Gründungen (s. S. 214) benötigt erhebliche Kältemengen, die nur auf maschinellem Wege erzeugt werden können. Kältemengen werden ebenso wie Wärmemengen in Kilokalorien (kcal) gemessen. Die Leistung der Kälteerzeuger richtet sich nach dem stündlichen Kälteverbrauch (kcal/h); dieser läßt sich errechnen nach dem Rauminhalt des auszufrierenden Bodens, seiner spezifischen Wärme, der Wärmeleitfähigkeit des Bodens und der ihn durchsetzenden Gefrierrohre. Den Haupteinfluß auf den Kälteverbrauch hat der Wassergehalt des zu vereisenden Erdreiches; da aber das Grundwasser sehr selten eine unbewegliche Masse darstellt, sondern sich oft in unterirdischen großen Strömen bewegt, so wird vor der Erstarrung des Bodens viel Kälte durch das abströmende Wasser fortgeführt, ebenfalls führen diese Grundwasserströme der bestehenden Frostmauer dauernd wieder Wärme zu. Da der Einfluß dieser bewegten Wassermassen nie genau bestimmt werden kann, so bleibt die Rechnung meist fraglich und der Versuch mit Probegefrierrohren geraten, wenn man nicht Erfahrungszahlen aus ähnlichen Bauverhältnissen verwerten kann.

Die Kälteerzeugungsmaschinen beruhen auf folgendem physikalischen Vorgang: Verdichtet man ein Gas, so erwärmt es sich, bei der Entspannung

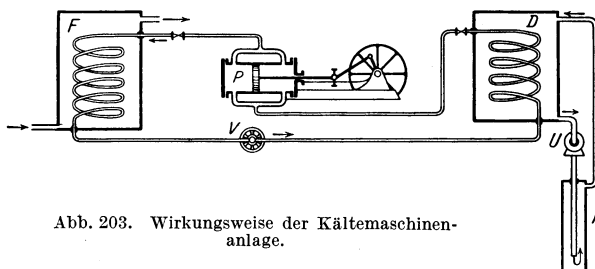


Abb. 203. Wirkungsweise der Kältemaschinenanlage.

verbraucht es diese Wärme, die wieder den Anfangszustand annimmt. Kühlt man aber das verdichtete Gas künstlich ab, so muß es bei der Entspannung die für diesen Vorgang nötige Wärme sich selbst und der Umgebung entziehen, wodurch weitere Abkühlung eintritt. Die maschinelle Einrichtung, die diesen Vorgang

wirtschaftlich im großen wiedergibt, besteht aus folgenden Hauptteilen (Abb. 203): der Preßpumpe (Kompressor) *P*, welche das Gas verdichtet, dem Verflüssiger (Kondensator) *F*, in welchem dem Gas durch Kühlwasser die Verdichtungs-wärme entzogen wird, wobei es sich unter dem Druck meist verflüssigt, und dem Verdampfer *D* (Refrigerator), indem das verflüssigte Gas sich wieder entspannt, wobei es aus dem flüssigen in den dampfförmigen Zustand zurücktritt. Hier

wird die Entspannungswärme einem umgebenden flüssigen Kälte­träger, als welcher eine nichtgefrierende Sole benutzt wird, entzogen. Das entspannte Gas wird von neuem wieder vom Kompressor angesogen, während die tiefgekühlte Sole durch Rohrleitungen zum Ort der Kühlung oder des Gefrier­vorganges, in diesem Falle in die Gefrierrohre *R*, welche die Baugrube umgeben, durch Umlaufpumpen (*U*) hinge­leitet wird. Nachdem der Kälte­träger seine Kälte abgegeben hat, tritt er zur erneuten Abkühlung in den Verdampfer zurück. Kälte­träger und Kälte erzeugendes Gas bewegen sich also in einem stetigen geschlossenen Kreislauf, die Leistung der Kälteerzeugung wird durch ein Ventil *V* in der Leitung des verflüssigten Gases geregelt.

Die Preßpumpe (Abb. 204) gleicht im wesentlichen den auf S. 268 beschriebenen Preßluftpumpen und ist je nach erforderlicher Druckhöhe ein- oder zwei­stufig, auch hier wird bereits zur Schonung der Zylinder und Kolben eine Wasser­kühlung angewendet. Das vorgekühlte Gas wird in den Verflüssiger gedrückt,

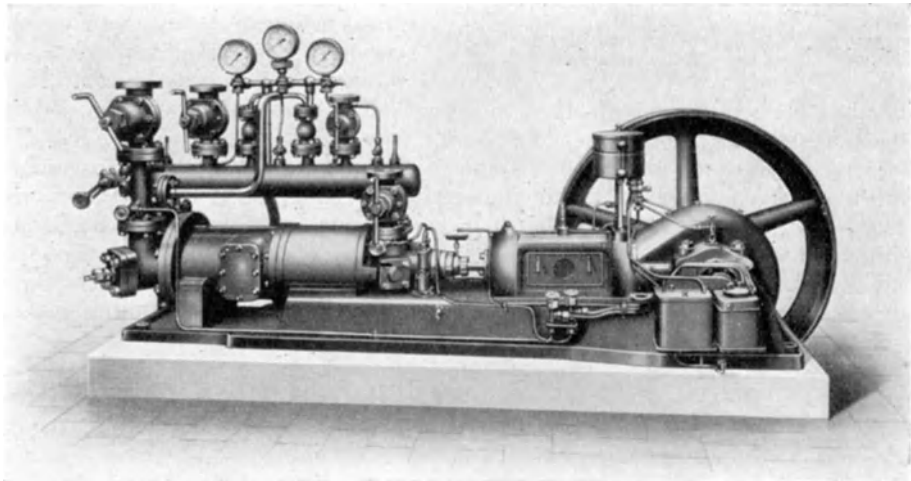


Abb. 204. Ammoniak-Verbund-Preßpumpe (Gesellschaft für Lindes Eismaschinen A.-G., Wiesbaden, ebenso wie Abb. 205 und 206).

den es zur Erzielung großer Abkühlungsflächen in zahlreichen Rohrwindungen durchfließt. Entweder wird das Rohrsystem in einen Behälter eingetaucht (Tauchkondensator), den von unten nach oben das Kühlwasser durchläuft, oder es wird vom Kühlwasser berieselt (Berieselungskondensator). Sehr wirksam ist auch die Bauweise, bei der die Gasverflüssigungsrohre konzentrisch von den Kühlwasserrohren umgeben sind (Doppelrohrverflüssiger Abb. 205), verflüssigtes Gas und Kühlwasser bewegen sich im Gegenstrom. Der Verdampfer besteht aus ähnlichen Rohrsystemen, die mit großer Oberfläche in einem Behälter von der zu kühlenden Sole umspült werden (Abb. 206). Wichtige Maschinenzubehör für die Kälteanlage sind dann noch die Pumpen, die das Kühlwasser für den Verdichter beschaffen und die die Kühlsole in dem ausgedehnten Leitungssystem des Refrigerators und der Gefrierrohranlage in Umlauf zu halten haben. Beschaffenheit und Menge des vorhandenen Kühlwassers haben auf die Auswahl der Art und Betriebsweise der Kühlanlage einen großen Einfluß. Außer diesen Hauptbestandteilen einer Kälteerzeugungsanlage sind noch nötig: Druckmesser für das gepreßte und entspannte Gas, Vorrichtungen, um eingedrungene Fremdkörper wie Öl, Luft usw. aus dem Gas abzuscheiden, Absperrventile, Kältefernmeßanlagen u. a. m. Als Antrieb der Preßpumpen (mit stehenden oder liegenden Zylindern) kommt durchweg der Elektromotor, gelegentlich auch der Dieselmotor mit Riemenübertragung in Frage, die Leistungen liegen bei

Gefriergründungen zwischen ein- und mehrhundert PS. Trotz solcher großen Leistungen dauert es Wochen und manchmal Monate, bevor die Baugrube durch eine Mauer vereisten Erdreiches vom Wasserandrang abgesperrt ist, so daß dies teure Gründungsverfahren überhaupt nur dort anzuwenden wäre, wo die anderen bekannten Grundbauweisen versagen sollten.

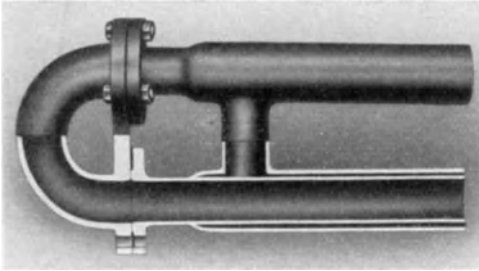


Abb. 205. Umkehr-Ende des Doppelrohrverflüssigers (Ansicht und Schnitt).

Als Betriebsgas für Kältemaschinen kommen praktisch nur schweflige Säure, Ammoniak und Kohlensäure in Frage, die mit Rücksicht auf Betriebsweise und Kühlzwecke ihre verschiedenen Vor- und Nachteile besitzen. Schweflige Säure ist leicht (bei $2\frac{1}{2}$ –4 atü) verdichtbar, greift Metall nicht an, schmiert Kolben, Zylinder und Kolbenstangen selbst und macht sich bei Undichtigkeiten durch seinen stechenden Geruch bemerkbar, kann aber nur kleinere Kältetemperaturen entwickeln. Ammoniak verlangt bereits 10 atü Druck zur Verdichtung, die Kompressoren müssen besonders geschmiert werden und die mitgerissenen Öldämpfe wieder aus dem Ammoniak ausgeschieden werden; es kann im Ammoniakverfahren eine Kühlsoletemperatur von etwa -25°C erzeugt werden. Kohlensäure kann erst bei 60–65 atü Druck verdichtet werden, verlangt daher außerordentlich starkwandige Kompressoren und Rohrleitungen. Gasverluste bleiben wegen der Geruchlosigkeit des Gases längere Zeit unbemerkt. Die Kühlsole kann im Kohlensäureverfahren bis auf -50°C abgekühlt werden.

Bei Gefriergründungen kommen nur Ammoniak- und Kohlensäuremaschinen in Betracht. Die Ammoniakanlage ist bei mittlerem Kältebedarf und geringerer Bautiefe wegen ihres niedrigen Betriebsdruckes bequem zu handhaben, bei größeren Aufgaben ist man jedoch auf das Kohlensäureverfahren angewiesen, das in der Form, die besonders für tiefe Gründungen (Schachtabteufen) entwickelt

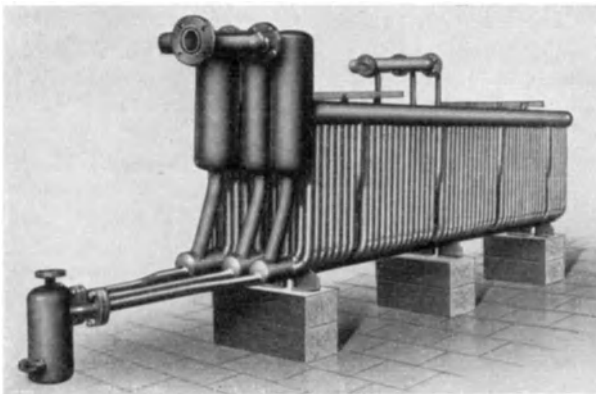


Abb. 206. Ammoniak-Steilrohr-Verdampfer.

wurde, Temperaturen von -50°C erreichen läßt. Bei diesem Verfahren (sog. Tiefkälteverfahren) wird die Kohlensäure nicht nur durch das zur Verfügung stehende Kühlwasser von etwa 10 – 12°C gekühlt, bevor sie in den Verdampfer eintritt, sondern sie wird in einem besonderen Kühlrohrsystem, das von einem Teil der Kühlsole umflossen wird, auf etwa -10°C unterkühlt, so daß sie beim Verdampfen mangels innerer Verdampfungswärme im Refrigerator der Kühlsole noch mehr als sonst Wärme entzieht. Mit solchen Tiefkältemaschinen (Bauart Wegelin und Hübner A.-G., Halle) ist es gelungen, die Temperatur der Kühlsole bei Gefriergründungen auf etwa -45°C zu halten¹.

¹ Z. V. d. I. Bd. 68, S. 387. 1924.

Ebenso wichtig wie die richtige Auswahl des Betriebsgases ist auch die passende Zusammensetzung der Kühlsole (Lauge). Der Kälteträger soll billig sein, die Rohre nicht angreifen oder durch Ausscheidungen verstopfen, besonders bei den langen, schwer zugänglichen Gefrierrohren im Gründungsbau ist das zu beachten. Meist besteht die Kühlsole aus Salzlösungen; als eine Lösung, die dauernd Temperaturen von -50°C zu übertragen gestattet, wird von der Firma Gebhardt & Koenig¹ folgende Mischung angegeben: 85 Teile Chlorkalziumlauge, 10 Teile Chlormagnesiumlauge und 5 Teile Methylalkohol. Um die Wirkung der die Gefrierrohre (Abb. 207) durchfließenden Kühlsole dauernd überwachen zu können, soll der obere Abschluß dieser Rohre sowohl am Einlauf wie am Auslauf Vorrichtungen zur Aufnahme von Kontrollthermometern besitzen. Am besten überwacht man die Bewegung und den Zustand der Kühlsole, die durch Pumpen in Umlauf gehalten werden muß, wenn man sie aus dem Auslaufstutzen der Gefrierrohre in einen offenen Sammelbehälter laufen läßt, aus dem sie dann wieder zum Refrigerator zurückgelangt.

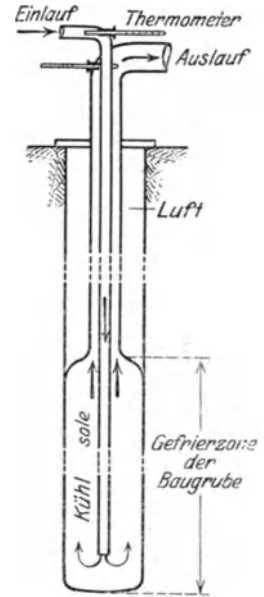


Abb. 207. Wirkungsweise der Gefrierrohranlage.

¹ Z. V. d. I. Bd. 68, S. 387. 1924.

Literaturverzeichnis.

Allgemeines über Kraft- und Baumaschinen.

- Barth: Wahl, Projektierung und Betrieb von Kraftanlagen. 4. Aufl. Berlin: Julius Springer 1925.
— Die Dampfmaschinen 1922.
Bleich u. Melan: Taschenbuch für Ingenieure und Architekten. Berlin: Julius Springer 1926.
Brennecke: Der Grundbau. Berlin: Deutsche Bauzeitung 1906.
Dubbel: Taschenbuch für den Maschinenbau. 4. Aufl. Berlin: Julius Springer 1924.
Foerster: Taschenbuch für Bauingenieure (nebst Ergänzungsband 1925). 4. Aufl. Berlin: Julius Springer 1921.
Franzius: Der Grundbau. Berlin: Julius Springer 1927.
Garbotz: Betriebskosten und Organisation im Baumaschinenwesen. Berlin: Julius Springer 1922.
Haeder: Ölmotoren Bd. 1. 3. Aufl. 1922.
Handbibliothek für Bauingenieure I. Teil, Bd. 3: Maschinenkunde v. Weihe. Berlin: Julius Springer 1923.
Herrmann: Elektrotechnik, Einführung in die Starkstromtechnik Bd. 1—4. 4. Aufl. 1925. Sammlung Göschen.
„Hütte“. Des Ingenieurs Taschenbuch. Bd. 1—3. 25. Aufl. Berlin: Emil Ernst & Sohn 1926/1928.
Körting: Die Baumaschinen. 1921. Sammlung Göschen.
Lohmeyer: Der Grundbau. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn 1927.
Löffler u. Riedler: Ölmaschinen. Berlin: Julius Springer 1922.
Rziha u. Seidener: Starkstromtechnik. 6. Aufl. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn 1922.
Schimpke u. Horn: Praktisches Handbuch der gesamten Schweißtechnik. Bd. 1—2. Berlin: Julius Springer 1924/26.
Seufert: Dampfkessel und Dampfmaschinen. 9. Aufl. 1922.
Tetzner: Die Dampfkessel. 7. Aufl. Berlin: Julius Springer 1923.
Vorschriftenbuch des Verbandes Deutscher Elektrotechniker. 1926.
Weber: Erläuterungen zu den Vorschriften für die Errichtung und den Betrieb elektr. Starkstromanlagen. 15. Aufl. Berlin: Julius Springer 1926.
Wolfram: Die Wirkungsweise der Verbrennungsmotoren. München: C. W. Kreidels Verlag 1926.
Wundram: Die elektrische Lichtbogenschweißung. Hamburg: Hanseat. Verlagsanstalt 1925.

Allgemeines über Baumaschinen.

- La Baume: Der Bau des Fußgängertunnels unter der Spree in Berlin-Friedrichshagen. Bautechnik 1928, S. 41.
Buhle: Neuzeitliche Baumaschinen. Bautechnik 1913, S. 408.
Franck: Neuzeitliche Baumaschinen auf der Technischen Messe in Leipzig. Bauing. 1927, S. 906.
Garbotz: Neuere Geräte im Beton- und Tiefbau. Bauing. 1927, H. 39 u. 40.
— Neuere Geräte im Beton- und Tiefbau. Bautechnik 1927, H. 16.
— Ersatz der Handarbeit durch Maschinenarbeit im Baugewerbe. Z. V. d. I. 1928, H. 8.
— Die Bedeutung des Einsatzes von Maschinen für die Wirtschaftlichkeit des Baubetriebes. Zentralbl. Bauverw. 1925, S. 401.
— Die Bedeutung des Förderwesens im Baubetrieb. Fördertechn. 1928, H. 1.
— Wirtschaftliche Bedeutung und Grenzen für die Anwendung von Baumaschinen. Schweizer. Bauzeitg. 1928, H. 19.
Mayer: Baumaschinen und Baugeräte. Bauwelt 1928, H. 9.
Merkl: Wirtschaftlicher Betrieb der Baumaschinen. Z. V. d. I. 1922, S. 741, 770, 800.
Rode: Fördern im Hochbau. Bauwelt 1928, H. 42.
Schonk u. Maaske: Die Betriebseinrichtungen für den Bau der Schleusen bei Anderten. Zentralbl. Bauverw. 1927, S. 331, 348, 374.

- Die Baumaschinen auf der Leipziger Messe im Frühjahr 1928. Dt. Bauzg. 1928, H. 3.
 Sonderheft „Baumaschinen“. Z. V. d. I. 1924, H. 27.
 The Public Works, Roads and Transport Exhibition. Engg. 1927, S. 642, 688.

Hebezeuge.

- Aumund: Hebe- und Förderanlagen, 1, 2. Aufl. Berlin: Julius Springer 1926.
 Buhle: Neuzeitliche Kabelkräne und ihre Anwendung auf das Bauwesen. Dt. Bauzg. 1913, S. 716, 734, 748.
 — Kabelkräne und Luftseilbahnen. Glasers Annalen 1915, S. 105.
 Grunow: Der Heinzelmann-Auflader. Bautechnik 1925, H. 50.
 v. Hanffstaengel: Billig Verladen und Fördern. 3. Aufl. Berlin: Julius Springer 1926.
 Klein: Vorträge über Hebezeuge. 3. Aufl. 1927.
 Stephan: Die Drahtseilbahnen. 4. Aufl. 1926.

Horizontalförderer.

- Siebert: Neues Bauverfahren bei der Untergrundbahn in Hamburg. Bautechnik 1927, H. 25.
 Die Verwendung des Gurtförderers im Kanalbau. Bautechnik 1926, H. 12.

Wasserhebemaschinen.

- Gage: Elektrisch angetriebene Kreiselpumpen mit senkrechter Welle. Dt. Wasserwirtsch. 1924, H. 10.
 Haeder: Pumpen und Kompressoren, 1—2. 1926.
 Müller: Neuere Motorpumpen. Fördertechnik 1926, H. 24.
 Quantz: Die Kreiselpumpen, 2. Aufl. Berlin: Julius Springer 1925.

Baggermaschinen.

- Behring: Erfahrungen mit dem Kabelbagger. Z. V. d. I. 1927, H. 36.
 Benedict: Neuerungen für wirtschaftlichen Trockenbaggerbetrieb. Bautechnik 1924, H. 33.
 — Über die Wahl und Ausnutzung von Löffelbaggern. Bauing. 1925, S. 605.
 Buhle: Die Kabelbaggerkrane und Schürfbagger. Bautechnik 1923, S. 3.
 — Eimerkettenbagger der Friedr. Krupp A.G. Bautechnik 1923, H. 20.
 — Neuzeitliche Bagger- u. Absetzermaschinen der Friedr. Krupp A.G. Bautechnik 1927, H. 23.
 Buhle u. Franke: Amerikanische Löffel- und Grabenbagger. Bautechnik 1927, S. 721, 742.
 Franke: Der Löffelbagger und seine Abarten im amerikanischen Straßenbau. Bauing. 1927, H. 31 u. 32.
 — Amerikanische Kabelbagger. Z. V. d. I. 1927, H. 49.
 — Die neueste Entwicklungsstufe des amerikanischen Löffelgroßbaggers. Bauing. 1929, H. 1.
 Garbotz: Massengewinnung und Förderung bei Erdbewegungen. Bauing. 1924, H. 12 u. 13.
 — Elektrischer Baggerantrieb. Bautechnik 1925, H. 21 u. 23.
 Gutberlet: Raupenbagger. Dt. Bauzg. 1926, H. 11.
 — Leistungsfähigkeit von Raupenbaggern. Bautechnik 1928, H. 47.
 Kesper: Eimerkettenbagger. Z. V. d. I. 1927, H. 52.
 Kruppsche Eimerketten-Trockenbagger. Bauing. 1925, S. 695.
 Lichte: Der Kranschaufler, eine Maschine zur Gewinnung großer Materialmengen. Fördertechn. 1927, H. 13.
 Müller: Die Wirtschaftlichkeit von Baggerbetrieben. Bauing. 1925, H. 17.
 Ottmann: Motorisch betriebene Löffelbagger. Fördertechn. 1926, H. 20.
 Paulmann u. Blaume: Die Bagger und die Baggereihilfsgeräte. 2. Bd.: Die Trockenbagger. Berlin: Julius Springer.
 Riedig: Die Bauarten des Kabelbaggers. Z. V. d. I. 1927, H. 13.
 Sonderheft „Baumaschinen“. Z. V. d. I. 1924, H. 27.

Betonbereitung und -verteilung.

- Beuteführ: Betonieren mittels Bandtransportanlage. Bauing. 1927, H. 27.
 Breitung: Das unterirdische Umformerwerk Leipzig. Beton Eisen 1927, S. 281.
 Böhm: Das Betonieren bei Frost. Berlin: Gropius 1928.
 Garbotz: Ersparnisse an Betonmischzeit. V. D. I. - Nachrichten 1928, Nr. 46.
 Griesel: Ersparnisse an Betonmischzeit. V. D. I. - Nachrichten 1928, Nr. 39.
 Heintze: Aufbereitungsanlagen für Schotterbeton. Bautechnik 1927, S. 389.
 Kasbaum: Bemerkenswerte Anordnung und Betrieb der gleichzeitigen Betonierung von vier großen Bauten. Bauing. 1925, S. 631.
 Lange: Neuerungen auf dem Gebiete der Betoneisenbearbeitung. Beton Eisen 1925, S. 263.

- Meng:** Über die Gewährleistung des richtigen Mischungsverhältnisses für Mörtel- und Betonmischungen. Zement 1929, H. 1.
- Randzio:** Guß- und Schütftbeton bei neueren Kraftwerksbauten. Beton.Eisen 1925, S. 43 u. 93.
- Sauer:** Das Abschmelzschweißverfahren im Eisenbetonbau. Beton Eisen 1925, S. 309.
- Schwarz:** Anwendung neuzeitlicher Maschinen in der Betonwaren- und Betonwerkstein Industrie. Zement 1927, S. 495 und 520.
- Stern:** Moderne Betongrundbautechnik. Bauing. 1927, S. 664.
- Sturm:** Einrichtung von Gußbetonbaustellen. Bauing. 1924, S. 256.
- Szilard:** Das Torkretverfahren und seine technischen Probleme. Berlin: Julius Springer 1925.
- Weihe:** Betonmischer. Zentralbl. Bauverw. 1926, H. 5.
- Amerikanische Betonmischmaschinen.** Engg. 1921, S. 60.
- Einige neue Mischmaschinen.** Bauing. 1927, S. 580.
- Einrichtung zur Förderung von Gußbeton zu den Verbrauchsorten auf einer Baustelle.** Bautechnik 1925, S. 734.
- Gegenstromprinzip beim Mischvorgang.** Bauing. 1925, S. 907.
- Gußbetonanlage zum Bau der Schleuse in Anderten.** Bauing. 1925, S. 762.
- Der „Saxonia“-Beton- und Mörtelmischer.** Bauing. 1925, S. 946.
- Verteilung von Beton auf der Baustelle.** Zentralbl. Bauverw. 1912, S. 619.

Rammen.

- Berndt:** Dampfrahmen. Z. V. d. I. 1924, H. 27.
- Eine neue Konstruktion von Betonpfehlrahmen.** Beton Eisen 1916, S. 65.
- The Vibro Concrete-Piling System.** Engg. 1926, S. 251.
- Dampfrahmen für geschüttete Betonpfähle.** Zentralbl. Bauverw. 1916, S. 603.

Druckluft.

- Dischinger:** Neuere Druckluftgründungen unter Verwendung von Eisenbeton-Schwimmcaissons. Bauing. 1928, S. 893.
- Flach:** Der Bau massiver Brückenpfeiler mit Preßluftgründung. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn 1917.
- Franck:** Preßluftwerkzeuge im Bauwesen. Bautechnik 1925, H. 16.
- Fischl:** Die Wirtschaftlichkeit des Druckluftantriebes für Kleinrammen. Z. österr. I. A. V. 1925, H. 13/14.
- Haeder:** Pumpen und Kompressoren, 1—2, 1926.
- Herbst:** Über Druckluftgründungen mit Eisenbetonsenkkasten. Bautechnik 1925, H. 50, 51.
- Hübler:** Anwendungsgebiete der Druckluft im Baubetriebe. Bauing. 1924, H. 10.
- Luft und Ruth:** Eisenbetonschwimmkästen und ihre Verwendung bei Hafengebäuden und Druckluftgründungen sowie im Schiffbau. Bauing. 1920, S. 461.
- Reichsarbeitsminister:** Verordnung zum Schutze der Preßluftarbeiter. Reichsanzeiger vom 6. Juli 1920, Nr. 147.
- Schenkelberg:** Die Friesenbrücke über die Ems bei Weener. Zentralbl. Bauverw. 1926, S. 530.
- Schlootmann:** Neubau der Eisenbahnbrücke über die Ems bei Weener. Bautechnik 1925, S. 297.
- Schultze:** Eisenbeton als Baustoff für Druckluftgründungen. Beton Eisen 1920, S. 113.
- Sperber:** Die dritte Elbbrücke bei Hamburg. Bautechnik 1924, S. 289.
- Stockhausen:** Der Elbtunnel in Hamburg und sein Bau. Z. V. d. I. 1912, S. 1301, 1389, 1448.
- Thumb:** Fortschritte im Druckluftbetrieb von Baumaschinen. Bautechnik 1923, H. 27.
- Bestimmungen zum Schutze der in Preßluft beschäftigten Arbeiter.** Bautechnik 1924, S. 298.
- Die Druckluftgründung für das Gebäude der New York Federal Reserve Bank.** Bautechnik 1926, H. 37.
- Druckluft-Senkstengründung beim Bau der Delawarebrücke zwischen Philadelphia und Camden.** Bautechnik 1925, S. 659.
- Stichbahn Jungfernheide-Gartenfeld.** Mitt. d. Siemens-Bauunion 1928, H. 6.

Grundwassersenkung.

- Arp:** Die Erweiterung des Wesermünder Hafens. Dt. Wasserwirtschaft 1926, S. 33.
- Arp u. Dettmers:** Die Grundwasserabsenkung beim Bau der Doppelschleuse Wesermünde—Geestemünde. Z. Bauverw. 1926, S. 77 u. 105.
- Bohlmann:** Die Grundwasserabsenkung bei dem Schleusenbau in Brunsbüttelkoog. Dissertation Braunschweig.
- Emersleben:** Wie fließt das Grundwasser? Bautechnik 1924, H. 10.

- Fischer: Die Untersuchung der Anlagen zur Grundwasserabsenkung auf ihre Dichtigkeit. Zentralbl. Bauverw. 1915, S. 556.
- Forchheimer: Wasserbewegung durch Boden. Z. V. d. I. 1901, S. 1737.
- Die Höhenkurven des Grundwasserspiegels bei wagrechter Lage der undurchlässigen Schicht und beliebiger Tiefe. Z. Arch. u. Ing.-Wes. Hannover 1886. Sp. 545 ff.
- Götschke: Wasserhaltungsarbeiten für den Bau von Brückenwiderlagern und Schleusen, im Eigenbetriebe ausgeführt vom Kanalbauamt zu Duisburg-Meiderich. Bautechnik 1926, S. 545.
- Haeder: Pumpen und Kompressoren. 1—2, 1926.
- Himmer: Senkung des Grundwasserspiegels bei der Gründung von Bauwerken. Zentralbl. d. Bauverw. 1914, S. 128 u. 136.
- Luft: Die Erweiterung des argentinischen Kriegshafens in Puerto Militar. Jahrb. d. Hafenaub. Ges. 1919.
- Möller und Ohmann: Die Grundwassersenkungsanlage für den Bau der Zwillings-schachtschleuse bei Fürstenberg a. Oder. Bautechnik 1928, H. 49.
- Prinz: Die Trockenhaltung des Untergrundes mittels Grundwassersenkung. Zentralbl. Bauverw. 1906, S. 595 und 607.
- Quantz: Die Kreiselpumpen. 2. Aufl. Berlin: Julius Springer 1925.
- Rogge u. Mitarbeiter: Die neue Ostseeschleuse des Kaiser-Wilhelm-Kanals. Zentralbl. Bauverw. 1923, S. 187.
- Schaaf: Die Grundwasserhaltung und ihre Preisbemessung. Dt. Bauzeitg. 1928, H. 57.
- Schonopp: Gefährdete Baugruben. Bautechnik 1926, H. 21 u. 28.
- Schultze, Die Grundwasserabsenkung in Theorie und Praxis. Berlin: Julius Springer 1924.
- Vom Grundwasserabsenkungsverfahren. Bautechnik 1923, H. 7.
- Die neuere Entwicklung des Grundwasserabsenkungsverfahrens. Bautechnik 1923, H. 19.
- Sichardt: Fortschritte des Grundwasserabsenkungsverfahrens. Bauing. 1923, S. 599.
- Über Tiefsenkung des Grundwasserspiegels. Bautechnik 1927, S. 683, 718, 730.
- Die Grundwasserabsenkung bei der Herstellung der Tiefbühne anlässlich des Um- und Erweiterungsbaues der Staatsoper Berlin. Bauing. 1928, H. 40/41.
- Das Fassungsvermögen von Rohrbrunnen und seine Bedeutung für die Grundwasserabsenkung, insbesondere für große Absenktiefen. Berlin: Julius Springer 1928.
- Siemens-Bauunion: Die Grundwasserabsenkung beim Neubau der Züricher Kantonalbank. Schweiz. Bauztg. 1924, H. 13.
- Grundwasserabsenkungen mittels Tiefbrunnenpumpen. Mitt. d. Siemens-Bauunion 1928, H. 9.
- Thein: Grundwasserabsenkung beim Stadttheaterneubau in Hamburg. Hamburger Techn. Rundschau v. 29. Okt. 1926.

Gefrierverfahren.

- Erlinghausen: Die Entwicklung des Schachtabteufens nach dem Gefrierverfahren in den letzten 20 Jahren. Z. V. d. I. 1924, H. 16.
- Göttsche: Die Kältemaschinen und ihre Anlagen. 6. Aufl. 1928.
- Kropf: Abteufen von Bergwerksschächten nach dem Gefrierverfahren. Bautechnik 1925, S. 325.
- Rogge: Schachtabteufung in wasserführendem Gebirge mittels des Gefrierverfahrens. Beton Eisen 1906, S. 293.
- Das Gefrierverfahren. Zentralbl. Bauverw. 1915, H. 1.
- Zander: Erweiterung des Emdener Hafens. Zentralbl. Bauverw. 1914, S. 415.

Der Grundbau. Von **Otto Franzius**, o. Prof. an der Technischen Hochschule zu Hannover. Unter Benutzung einer ersten Bearbeitung von **O. Richter** Regierungsbaumeister a. D. in Frankfurt a. M. (Handbibliothek für Bauingenieure, III. Teil, 1. Band.) Mit 389 Textabbildungen. XIII, 360 Seiten. 1927. Gebunden RM 28.50

Der Verkehrswasserbau. Ein Wasserbau-Handbuch für Studium und Praxis. Von **Otto Franzius**, o. Prof. an der Technischen Hochschule zu Hannover. Mit 1022 Abbildungen im Text und auf einer Tafel. XII, 839 Seiten. 1927. Gebunden RM 78.—

See- und Seehafenbau. Von Reg.- und Baurat Prof. **H. Proetel**, Magdeburg. (Handbibliothek für Bauingenieure, III. Teil, 2. Band.) Mit 292 Textabbildungen. X, 221 Seiten. 1921. Gebunden RM 7.50

Kanal- und Schleusenbau. Von **Friedrich Engelhard**, Regierungs- und Baurat an der Regierung zu Oppeln. (Handbibliothek für Bauingenieure, III. Teil, 4. Band.) Mit 303 Textabbildungen und einer farbigen Übersichtskarte. VIII, 262 Seiten. 1921. Gebunden RM 8.50

Aufgaben aus dem Wasserbau. Angewandte Hydraulik. 40 vollkommen durchgerechnete Beispiele. Von Dr.-Ing. **Otto Streck**. Mit 133 Abbildungen, 35 Tabellen und 11 Tafeln. IX, 362 Seiten. 1924. Gebunden RM 12.—

Die Staumauern. Theorie und wirtschaftlichste Bemessung mit besonderer Berücksichtigung der Eisenbetontalsperren und Beschreibung ausgeführter Bauwerke von Dr.-Ing. **N. Kelen**. Mit 207 Textabbildungen und Bemessungstafeln. VIII, 294 Seiten. 1926. Gebunden RM 39.—

Druckverteilung, Erddruck, Erdwiderstand, Tragfähigkeit. Von Dr.-Ing. **Heinrich Pihera**, Teplitz-Schönau. Mit 51 Abbildungen im Text und 6 Tafeln. VIII, 92 Seiten. 1928. RM 9.—

(Verlag von Julius Springer / Wien)

Die Auskleidung von Druckstollen und Druckschächten. Von Dr.-Ing. **Otto Walch**, Oberingenieur der Siemens-Bauunion. Mit 93 Textabbildungen und einer Zusammenstellung ausgeführter Druckstollen auf 5 Tafeln. VI, 188 Seiten. 1926. RM 19.50; gebunden RM 21.—

Statische Probleme des Tunnel- und Druckstollenbaues und ihre gegenseitigen Beziehungen. Gleichgewichtsverhältnisse im massiven und kreisförmig durchörterten Gebirge und deren Folgeerscheinungen. Spannungsverhältnisse unterirdischer Gewölbebauten. Von Dr. sc. techn. **Hanns Schmid**, Ingenieur E. T. H., Chur. Mit 36 Textabbildungen. VI, 148 Seiten. 1926. RM 8.40

Die Bagger und die Baggereihilfsgeräte. Ihre Berechnung und ihr Bau. Von Reg.- und Baurat **M. Paulmann**, Emden, und Reg.-Baum. **R. Blaum**, Direktor der Atlas-Werke A.-G., Bremen.

Erster Band: **Die Naßbagger** und die dazu gehörenden Hilfsgeräte bearbeitet von **M. Paulmann** und **R. Blaum**. Zweite, vermehrte Auflage. Mit 598 Textabbildungen und 10 Tafeln. VIII, 281 Seiten. 1923. Gebunden RM 32.—

Zweiter Band: **Die Trockenbagger**. In Vorbereitung.

Die Grundwasserabsenkung in Theorie und Praxis. Von Privatdozent Dr.-Ing. **Joachim Schultze**, Berlin. Mit 76 Textabbildungen. V, 138 Seiten. 1924. RM 6.—; gebunden RM 7.—

Das Fassungsvermögen von Rohrbrunnen und seine Bedeutung für die Grundwasserabsenkung, insbesondere für größere Absenkungstiefen. Von Oberingenieur Dr.-Ing. **Willy Sichardt**, Regierungsbaumeister a. D. Mit 40 Textabbildungen. V, 89 Seiten. 1928. RM 7.50

Der Beton. Herstellung, Gefüge und Widerstandsfähigkeit gegen physikalische und chemische Einwirkungen. Von Dr. **Richard Grün**, Direktor am Forschungsinstitut der Hüttenzementindustrie in Düsseldorf. Mit 54 Textabbildungen und 35 Tabellen. X, 186 Seiten. 1926. RM 13.20; gebunden RM 15.—

Der Zement. Herstellung, Eigenschaften und Verwendung. Von Dr. **Richard Grün**, Direktor am Forschungsinstitut der Hüttenzementindustrie in Düsseldorf. Mit 90 Textabbildungen und 35 Tabellen. IX, 173 Seiten. 1927. Gebunden RM 15.—

Organisation und Betriebsführung der Betontiefbaustellen. Von Baurat Dr.-Ing. **A. Agatz**, Bremen. Mit 29 Abbildungen und Musterformularen. 88 Seiten. 1923. RM 3.60

Über Kostenberechnung im Tiefbau unter besonderer Berücksichtigung größerer Erdarbeiten. Von Dr.-Ing. **Heinrich Eckert**. Mit 5 Abbildungen im Text und 96 Tabellen. IV, 120 Seiten. 1925. Gebunden RM 7.—

Taschenbuch für Bauingenieure. Unter Mitwirkung von Fachleuten herausgegeben von Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. e. h. **M. Foerster**, Dresden. Fünfte, verbesserte und erweiterte Auflage. In zwei Bänden. Mit 3238 Textfiguren. XIX, 1115 Seiten und II, 1422 Seiten. 1928. Gebunden RM 42.50