

# **Grund- und Wasserbau in praktischen Beispielen**

Von

**Dr.-Ing. O. Streck**



**Erster Band**  
**Grundbau, Hydrostatik**  
**Grundwasserbewegung**

# Grund- und Wasserbau in praktischen Beispielen

Von

**Dr.-Ing. habil. Otto Streck**

o. Professor an der Technischen Hochschule München

**Erster Band**

**Grundbau, Hydrostatik, Grundwasser-  
bewegung**

Mit 180 Textabbildungen



Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH

1942

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

**Copyright 1942 by Springer-Verlag Berlin Heidelberg  
Ursprünglich erschienen bei Springer-Verlag OHG. in Berlin 1942  
Softcover reprint of the hardcover 1st edition 1942**

ISBN 978-3-7091-9778-3    ISBN 978-3-7091-5039-9 (eBook)  
DOI 10.1007/978-3-7091-5039-9

## Vorwort.

Der vorliegende „Grund- und Wasserbau in praktischen Beispielen“ geht von dem gleichen Gedanken aus, der für mich seinerzeit bei der Herausgabe der inzwischen vergriffenen „Aufgaben aus dem Wasserbau“ bestimmend war: nämlich am praktischen Beispiel die Lösung technischer Aufgaben aus dem Grund- und Wasserbau zu zeigen.

Im Hochschulunterricht reicht vielfach die Zeit nicht aus, um das Systematische und Theoretische der Vorlesungen an Hand von praktischen Anwendungsbeispielen ausreichend zu erläutern. Andererseits bedarf es bei vielen Studierenden — und diese gehören bestimmt nicht zu den weniger Befähigten unter dem Ingenieur Nachwuchs — einer ständigen Untermauerung der vorgetragenen Systematik und dozierten Theorie durch wirklichkeitsnahe Anwendungsbeispiele, um bei ihnen das Verständnis für die jeweils vorliegende technische Problematik zu erschließen, damit den gehörten Wissensstoff überhaupt erst geistig zu verankern und für eine spätere souveräne Anwendung reif zu machen. Für das technische Schaffensgebiet des Grund- und Wasserbaues will mein Buch in vorstehendem Sinne den Studierenden ein getreuer Helfer sein.

Ich hoffe aber auch, daß mein „Grund- und Wasserbau in praktischen Beispielen“ den in der Praxis stehenden Ingenieuren ein brauchbares Hilfsmittel für ihr technisches Schaffen an die Hand gibt. Vor ihnen türmen sich die vielfältigsten Aufgaben aus allen Bereichen des Bauingenieurschaffens in solcher Menge und bei so kurz gestellten Terminen, daß ihnen häufig die Zeit und innere Ruhe zur Heranziehung der einschlägigen zahlreichen und oft kompendiösen wissenschaftlichen Literatur fehlt. In solchen Fällen möchte meine Beispielsammlung dienlich sein, indem sie durch Beschränkung auf das Wesentliche des Stoffes und auf bewährte Lösungsmethoden dem Ingenieur ein rasches Arbeiten ermöglichen soll. Wenn mein Buch darüber hinaus den von der Front zurückkommenden Ingenieuren ein gut brauchbarer Helfer zur raschen Wiedereinarbeitung in das Fachliche werden würde, so wäre dies für mich eine besonders große Freude und die schönste Belohnung für die aufgewendete Mühe, für die vielen arbeitserfüllten Nächte der letzten Jahre, die mir zur Bearbeitung des Manuskriptes meist nur zur Verfügung standen.

Zur Wahrung der Handlichkeit war eine Unterteilung des Buches in zwei Bände notwendig. Der erste Band umfaßt Anwendungsbeispiele aus dem Grundbau, der Hydrostatik und der Grundwasserbewegung. Der zweite Band behandelt die verschiedenen Fließzustände des Wassers in praktischen Beispielen, Freispiegel- und Druckrohrleitungen, Schwall und Sunk, Schwingungsbewegungen, Wehre, Brückenstau, Wasserauflaufen; ferner Beispiele aus dem wasserbaulichen Versuchswesen und der Wasserwirtschaft einschließlich Bewässerung und Entwässerung. Die Anwendungsbeispiele selbst sind dabei aus allen Teilgebieten des Wasserbaues genommen, soweit sie sich irgendwie für solche Aufgaben eignen.

Die zahlreichen Literaturangaben möchten zu einem tiefergehenden Studium anregen und sollen auf benutzte Quellen hinweisen. Das ausführliche Inhalts- und Stichwortverzeichnis, sowie die Wiedergabe der zahlreichen benützten Tabellen im Anhang jedes Bandes werden den Gebrauch des Buches sicherlich wesentlich erleichtern.

Viele Anregungen, die mir seinerzeit für meine „Aufgaben aus dem Wasserbau“ zugegangen sind, und für die ich auch noch an dieser Stelle bestens danke, konnten bei dem neuen Buche verwertet werden. Eine Reihe von Fachkollegen hat mich durch Ratschläge und Bereitstellung von Aufgabenmaterial tatkräftig unterstützt; meine Mitarbeiter am Lehrstuhl und Institut halfen mir bei der Durchsicht der Fahnen und Umbrüche. Ihnen allen danke ich dafür, ebenso wie dem Verlag für das verständnisvolle Eingehen auf meine Wünsche trotz der durch den Krieg bedingten Erschwernisse.

Wenn das Buch nun hinausgeht zu den studierenden und schaffenden Ingenieuren, so möchte ich ihm noch diese Wünsche mit auf den Weg geben: daß es mit beitragen möchte, bei allen Benützern die Freude und Hingabe an unseren so schönen Beruf zu vertiefen und daß seine Konzeption und Eigenart auch bei den Kritikern ein wohlwollendes Verständnis findet.

München, September 1942.

**Streck**

## Inhaltsverzeichnis.

	Seite
<b>Aufgabe 1: Hydrostatischer Druck auf senkrechte ebene Flächen.</b>	
<b>Ermittlung der Rammtiefen und Querschnittsbemessung von Spundwänden. Aktiver und passiver Erddruck . . . . .</b>	<b>1</b>
Wichtigste Sätze aus der Hydrostatik . . . . .	2
Bestimmungsgrößen des Wasserdrucks (Größe, Richtung, Angriffspunkt)	2
Ermittlung des horizontalen Wasserdruckes auf eine einseitig benetzte Spundwand. . . . .	5
Untersuchung der statischen Verhältnisse einer eingerammten Spundwand bei einseitigem Wasserdruck . . . . .	7
Erddruckverhältnisse bei einer eingerammten Spundwand . . . . .	9
Reibung zwischen Erde und Spundwand . . . . .	11
Wasserdruckverhältnisse . . . . .	13
Ersatzbalkenverfahren nach Blum-Lohmeyer . . . . .	15
Ermittlung der Rammtiefe bei einseitig durch Wasserdruck beanspruchter Spundwand. . . . .	17
Bemessung dieser Wand . . . . .	18
Rammtiefe und Spundwandbemessung bei wassergefüllter Baugrube . .	19
Rammtiefe und Spundwandbemessung bei abgesteifter Spundwand ohne und mit Einspannung im Boden . . . . .	20
Untersuchung mit Hilfe der Biegelinie . . . . .	26
 <b>Aufgabe 2: Bemessung eines Kastenfangedammes aus zwei verankerten Spundwänden . . . . .</b>	 <b>27</b>
Kastenfangedamm als Schwergewichtsbauwerk . . . . .	29
Stabilitätsuntersuchung des Kastens als Ganzes . . . . .	30
Dimensionierung der Vorderwand . . . . .	33
Bemessung des Ankers . . . . .	34
Dimensionierung der Rückwand . . . . .	35
Erdwiderstand an der Rückwand . . . . .	36
 <b>Aufgabe 3: Entwurf einer Kaimauer. Stabilitätsuntersuchung einer Massivmauer. Untersuchung auf Geländebruchsicherheit. Massivgründung. Fundament mit vorgesetzter Spundwand. Fundament auf Pfählen. Aufgelöste Mauerformen . . . . .</b>	 <b>39</b>
Allgemeines über Kaimauern . . . . .	40
Vorteile der Bauausführung in trockener Baugrube. . . . .	42
Massivmauer. Festlegung der Belastungsfälle . . . . .	43
Ermittlung der Horizontalkräfte . . . . .	44
Wasserdruck auf schräge ebene Fläche . . . . .	44
Entwicklung der Mauerform . . . . .	46
Kippsicherheit . . . . .	48
Bodenpressung und Tragfähigkeit des Untergrundes . . . . .	49

	Seite
Gleitsicherheit . . . . .	52
Geländebruchsicherheit . . . . .	57
Folgerungen aus dem Ergebnis der Untersuchung auf Geländebruchsicherheit. . . . .	65
Fundamentausbildung:	
a) Massivgründung . . . . .	69
b) Geländebruch- und Gleitsicherung durch vorgesetzte Spundwand . . . . .	72
c) Geländebruch- und Gleitsicherung durch Grundpfähle . . . . .	76
Aufgelöste Mauer . . . . .	82
<b>Aufgabe 4: Brückenpfeilergründung mit Betonfundament und mit Pfahlrost . . . . .</b>	<b>84</b>
Allgemeines über Ausbildung der Grundwerke . . . . .	85
Beispiel für Flachgründung (Betonfundament) . . . . .	86
Beispiel für Pfahlgründung. . . . .	90
Berechnung der Tragfähigkeit der Pfähle nach Dörr. . . . .	93
Anordnung der Pfähle und Pfahlabstand . . . . .	95
<b>Aufgabe 5: Pfahlgründung eines Stützbauwerkes. Culmann- und Spannungstrapezverfahren . . . . .</b>	<b>96</b>
Gesichtspunkte für die Ausbildung von Pfahlrosten . . . . .	97
Pfahlanordnung mit dem Spannungstrapez . . . . .	99
Culmann-Verfahren . . . . .	100
Erfassung der Pfahlrostkräfte durch Momentengleichung . . . . .	103
Spannungstrapezverfahren . . . . .	104
<b>Aufgabe 6: Seemole, Senkkasten, Stabilität gegen Wellenangriff. . . . .</b>	<b>108</b>
Allgemeines über Senkkästen. . . . .	109
Im Dock. . . . .	110
Transport zur Verwendungsstelle . . . . .	111
Untersuchung auf Schwimmen . . . . .	111
Untersuchung auf Kentern. . . . .	111
Absenzustand . . . . .	115
Endzustand des Absenkens . . . . .	116
Stabilitätsuntersuchung der Seemole bei Wellenangriff . . . . .	119
Wellenbewegung des Meeres . . . . .	119
Formeln von Sainflou . . . . .	119
Standsicherheitsuntersuchung des Senkkastens bei Wellenangriff. . . . .	120
<b>Aufgabe 7: Senkbrunnen . . . . .</b>	<b>125</b>
Was ist eine Brunnengründung? . . . . .	125
Zustand I: Das Absinken beginnt . . . . .	127
Zustand II: Der Brunnen erreicht im Beispiel die Tonschicht. . . . .	128
Zustand III: Endzustand des Absinkprozesses . . . . .	134
<b>Aufgabe 8: Kräfte an einem Druckluftsenkkasten . . . . .</b>	<b>136</b>
A. Wesen der Druckluft-Senkcastengründung . . . . .	137
B. Behandlung des gegebenen Beispiels . . . . .	139
1. Senkkasten auf dem Absenkgerüst . . . . .	139
2. Senkkasten hängt frei an den Spindeln in Höhe der Betonierbühne . . . . .	140

3. Senkkasten erreicht die Flußsohle, hängt aber auch noch frei; keine Druckluft im Arbeitsraum . . . . .	141
4. Das Abteufen des Senkkastens mit Druckluft im Gange . . . . .	143
C. Zahlenrechnung für das gegebene Beispiel . . . . .	146
<b>Aufgabe 9: Allgemeine Untersuchung der Auftriebsverhältnisse eines Druckluftsenkkastens . . . . .</b>	<b>150</b>
Fall 1: Normaler Betriebszustand (Arbeitskammer mit Preßluft gefüllt; kein Wasser mehr im Senkkastenhohlraum) . . . . .	150
Fall 2: Arbeitskammer und Einsteigschächte bis zum gegebenen Wasserspiegel mit Wasser gefüllt . . . . .	153
Fall 3: Preßluft entweicht plötzlich aus Kammer und Einsteigschächten (Unfall). . . . .	154
<b>Aufgabe 10: Entwicklung eines Talsperrenquerschnittes mittels des Grunddreieckes . . . . .</b>	<b>154</b>
I. Die wirkenden Kräfte (Stauwasserdruck, Sohlenwasserdruck und Porenwasserdruck, Eisschub, Wellenschlag, Erdruck, Mauergewicht, sonstige Kräfte) . . . . .	155
II. Die Standfestigkeitsbedingungen . . . . .	158
III. Die Entwicklung des Mauerquerschnittes . . . . .	160
1. Entwicklung aus Eigengewicht und Stauwasserdruck . . . . .	161
2. Berücksichtigung des Unterdruckes . . . . .	168
Zeichnerische Untersuchung . . . . .	172
Untersuchung auf Sicherheit gegen Gleiten in der Fundamentfuge . . . . .	174
Einfluß eines Eisschubes von 60 t je lfd. m Mauer . . . . .	175
<b>Aufgabe 11: Stauklappe, Wasserdruck auf geneigte ebene Fläche . . . . .</b>	<b>176</b>
(Festlegung des Drehpunktes einer selbsttätigen Stauklappe.)	
<b>Aufgabe 12: Riegeleinteilung für eine Schützentafel . . . . .</b>	<b>179</b>
1. Größe des resultierenden Wasserdruckes . . . . .	180
2. Anordnung der Riegel . . . . .	180
<b>Aufgabe 13: Wasserdruck auf Drehklappe (ebene Fläche) und Segmentverschluß (gekrümmte Fläche) . . . . .</b>	<b>183</b>
1. Drehklappenverschluß . . . . .	184
2. Segmentverschluß . . . . .	186
a) Wasserdruck auf gekrümmte Fläche . . . . .	186
b) Anwendung auf den Segmentverschluß . . . . .	187
<b>Aufgabe 14: Wasserdruck auf gekrümmte Mauer . . . . .</b>	<b>190</b>
1. Bestimmung von $H_v (= H_z)$ . . . . .	190
2. Bestimmung von $V$ . . . . .	193
<b>Aufgabe 15: Wasserfassung mittels Rohrbrunnen aus einem Grundwasserstrom . . . . .</b>	<b>194</b>
1. Wesen der Grundwasserbewegung . . . . .	195



## VIII

## Inhaltsverzeichnis.

	Seite
2. Ermittlung der Größen des Darcyschen Filtergesetzes . . . . .	196
a) Bestimmung der Stromrichtung und des natürlichen Spiegelgefälles	196
b) Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwertes $k$ ( $= \varepsilon$ nach Thiem) . . . . .	198
c) Bestimmung der Ergiebigkeit des Grundwasserstromes. . . . .	200
d) Ermittlung der Brunnenleistung und der Brunnenanzahl. . . . .	201
Zusatzfrage: Bestimmung der Länge der Fassung für den Fall eines waagerechten Brunnens (Sammelgalerie) und Ermittlung der Absenkungskurve . . . . .	203
<b>Aufgabe 16: Ermittlung des Wasserandranges <math>Q</math> und der Brunnenanzahl <math>n</math> für eine Grundwasserabsenkungsanlage . . . . .</b>	<b>204</b>
1. Vorbemerkung . . . . .	205
2. Behandlung des Beispiels . . . . .	206
<b>Aufgabe 17: Grundwasserabsenkung mit waagerechter Drainierung bei natürlicher Vorflut . . . . .</b>	<b>209</b>
1. Festlegung der hydrologischen Daten. . . . .	211
2. Ermittlung der Ergiebigkeit des Grundwasserstromes für den Bereich der Entwässerungsanlage . . . . .	213
3. Ermittlung des in die Fassung gelangenden Wassers:	
a) nach Darcy . . . . .	214
b) Anwendung der Absenkungsformel. . . . .	215
c) Benützung eines Messungsergebnisses aus der Umgebung . . . . .	217
4. Dimensionierung der Drainageleitung . . . . .	218
Anhang zur Aufgabe: Zusammenhang zwischen $Q$ und Fülltiefe $h$ für $d = 60$ cm Durchmesser, $J = 1:1200$ und $m = 0,25$ (nach Kutter) . . . . .	219
<b>Tafelanhang.</b>	
Tafel 1: $\lambda_a$ -Werte . . . . .	221
Tafel 2: $\lambda_p$ -Werte . . . . .	221
Tafel 3: Reibungsziffer $n$ für verschiedene Bodenarten und Baustoffe . . . . .	222
Tafel 4: Reibung $R$ in $t/m^2$ für verschiedene Bodenarten und Baustoffe . . . . .	222
Tafel 5: Erddruckbeiwerte für verschiedene Böschungswinkel und Bodenverhältnisse. . . . .	222
Tafel 6: Abgekürzte Erddrucktabelle nach Franzius . . . . .	223
Tafel 7: Angriffspunkte des Wasserdrucks bei Dreieck-, Trapez- und Kreisflächen. . . . .	224
<b>Sachverzeichnis. . . . .</b>	<b>225</b>

## Aufgabe 1.

### Hydrostatischer Druck auf senkrechte ebene Flächen. Ermittlung der Rammtiefe und Querschnittsbemessung von Spundwänden. Aktiver und passiver Erddruck.

Die Baugrube für ein großes Wasserbauwerk wird zum Zwecke der Wasserhaltung eingespundet.

1. Welchem jeweiligen statischen Wasserdruck sind die Spundwände ausgesetzt bei den verschiedenen, in Abb. 1 näher beschriebenen Flußwasserständen, wenn die Baugrubensohle im Bereich der Spundwand bündig bleibt mit der Flußsohle (Kote 520,90), und wenn zunächst angenommen wird, daß der Boden aus vollkommen wasserundurchlässigem Material besteht?

2. Welche jeweiligen Beanspruchungen würden diese statischen Wasserdrücke verursachen für eine Spundwand Bauart „Larssen“ Profil Nr. III, aus Stahl von 50/60 kg/mm<sup>2</sup> Festigkeit, dessen Widerstandsmoment 1363 cm<sup>3</sup> je lfd. m Spundwand beträgt, wenn die Einspannstelle 50 cm unter der Flußsohle angenommen würde?

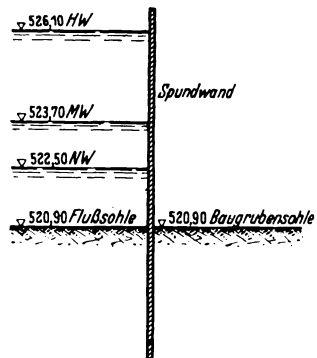


Abb. 1.

3. Welche Erddruckverhältnisse ergeben sich für die Spundwand bei einseitigem Wasserdruck auf die Wand?

4. Wie tief müssen die Spundbohlen in den Boden eingerammt werden (Rammtiefe!), damit bei H. W. (W. Sp. = 526,10) die Bohlwand vom Wasserdruck nicht umgelegt wird, wenn der Boden aus dicht gelagertem Sand vom Böschungswinkel  $\varrho = 32\frac{1}{2}^\circ$  besteht und das Raumgewicht  $\gamma_e$  des Materials unter Wasser mit 1,2 t/m<sup>3</sup> festgestellt wurde (Raumgewicht des völlig trockenen Bodens bei 25% Porenvolumen  $\gamma_e = 1,95$  t/m<sup>3</sup>)?

5. Bis zu welcher Kote müßte man bei stillgelegten Wasserhaltungsmaschinen die Baugrube von der flußabwärts gelegenen Seite her unter Wasser setzen, wenn für die unter Frage 4 beschriebenen Bodenverhältnisse eine Larssenwand, Profil III, aus Stahl von 50/60 kg/mm<sup>2</sup>

## 2 Aufgabe 1: Hydrostatischer Druck auf senkrechte ebene Flächen.

Festigkeit bei flußseitigem Hochwasser (Kote 526,10) nicht stärker beansprucht werden soll als mit  $\sigma = 1620 \text{ kg/cm}^2$ ?

6. Welche Rammtiefe und welches Larsenprofil ergibt sich für die Bohlwand bei Hochwasser im Fluß (526,10), trockener Baugrube (520,90) und Bodenverhältnissen gemäß Frage 5 ( $\rho = 32\frac{1}{2}^\circ$ ,  $\gamma_e = 1,2 \text{ t/m}^3$  unter Wasser), wenn die Bohlwand durch Druckstreben abgesteift wird?

### Lösung.

Bevor an die Lösung der einzelnen Teilfragen der Aufgabe herangegangen wird, möge kurz auf die wichtigsten Sätze aus der Hydrostatik hingewiesen werden.

Der hydrostatische Druck (= Druck des ruhenden Wassers zum Unterschied vom Druck oder Stoß des bewegten Wassers) entsteht aus folgenden Ursachen:

a) Das Wasser setzt der Verschiebung seiner Teilchen einen äußerst geringen Widerstand entgegen und ist nahezu unzusammendrückbar;

b) die Wasserteilchen stehen unter dem Einfluß der Schwere (sind nicht gewichtslos).

Daraus erklärt sich die wichtige Erscheinung, daß alle flüssigen Körper, also auch das Wasser, den Druck nach allen Seiten hin unverändert fortpflanzen. Im Innern einer Flüssigkeit ist also an irgendeinem Punkte der Druck nach allen Richtungen gleich.

Dieser Druck ist eine wirkende Kraft und hat als solche drei Bestimmungsgrößen:

1. die zahlenmäßige Größe,
2. die Richtung, in welcher der Druck wirkt,
3. den Angriffspunkt.

Die Größe des statischen Wasserdruckes auf ein ebenes, beliebig geformtes und geneigtes Flächenstück ist gleich dem Gewicht einer Wassersäule, welche die gedrückte Fläche zur Grundfläche und den Schwerpunktsabstand der gedrückten Fläche vom Wasserspiegel zur Höhe hat. (Größe des Wasserdruckes bei gekrümmten Flächen siehe Aufgabe 13.)

Die Richtung des Wasserdruckes ist stets normal zur gedrückten Fläche.

Sein Angriffspunkt liegt stets in der gedrückten Fläche selbst, ist aber nicht identisch mit dessen Flächenschwerpunkt, wie noch gezeigt wird.

Nun zu den einzelnen Aufgaben selbst.

**Zu 1.** Wie groß ist der hydrostatische Druck auf jeden Breitenmeter der Spundwand bei 1,60 m Wasserstand außerhalb der Baugrube?

Nach den obigen Sätzen ergibt sich für ein ebenes Flächenele-

ment  $\Delta F$ , dessen Schwerpunkt vom Wasserspiegel den Abstand  $y$  hat, der Wasserdruck zu

$$\Delta W = \gamma \cdot \Delta F \cdot y,$$

wobei  $\gamma$  = spez. Gewicht des Wassers. Hätte das gedrückte Flächenelement  $\Delta F$  eine horizontale Lage, so stellte das Gewicht des über dem Flächenelement stehenden Wasserprismas unmittelbar den Wasserdruck dar. Da der Druck im Innern der Flüssigkeit an ein und derselben Stelle nach allen Seiten hin gleich groß ist, ändert sich an der Größe des Wasserdruckes nichts, wenn wir benanntes Flächenelement  $\Delta F$  im Wasser um seinen Schwerpunkt beliebig drehen, es also — um auf unser Beispiel zu kommen — senkrecht stellen.

Bei unverändertem spezifischem Gewicht und gleichbleibender Größe der jeweiligen ebenen Flächenelemente ist der Wasserdruck direkt proportional der zugehörigen Wassertiefe  $y$ , was aus der Beziehung

$$\Delta W = \gamma \cdot \Delta F \cdot y$$

ohne weiteres abgelesen werden kann.

Wählt man rechteckige Flächenelemente von 1,0 m Breite und  $\Delta y$  m Höhe, setzt also  $\Delta F = 1,0 \cdot \Delta y$ , führt außerdem  $\gamma = 1,0 \text{ t/m}^3$  ein, so wird  $\Delta W$  für ein solches Flächenelement

$$\Delta W = \Delta y \cdot y.$$

Mit dieser Beziehung läßt sich für jeden Flächenstreifen die Größe des Wasserdruckes ermitteln. Die Summierung aller dieser Teildrücke liefert den Gesamtwasserdruck auf die Gesamtfläche.

Geht man von unendlich kleinen Flächenelementen aus, dann wird der Gesamtwasserdruck  $W$ :

$$W = \int dW = \int dy \cdot y = \left[ \frac{y^2}{2} \right]_{y_1}^{y_2}.$$

In unserem Falle ist die Summierung von  $y=0$  bis  $y=1,6$  m zu erstrecken. Daher erhält man die Größe des Wasserdruckes zu

$$W = \int_{y_1=0}^{y_2=1,6} y \cdot dy = \left[ \frac{y^2}{2} - \frac{y_1^2}{2} \right] = \frac{1,60^2}{2} - 0 = 1,28 \text{ t}$$

pro 1 m Breite.

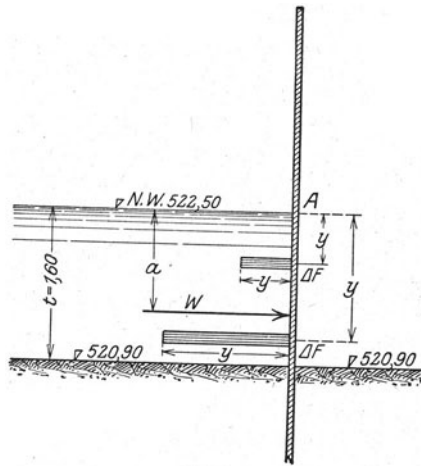


Abb. 2.

4 Aufgabe 1: Hydrostatischer Druck auf senkrechte ebene Flächen.

Die Richtung dieses Druckes  $W$  ist senkrecht zur gedrückten Fläche, in unserem Falle also horizontal.

Der Angriffspunkt des Gesamtwasserdruckes liegt in der gedrückten Spundwandfläche. Sein Abstand  $a$  von der oberen Benetzungslinie dieser Fläche wird ganz allgemein bestimmt durch die Beziehung

$$a = \frac{\text{Trägheitsmoment der gedrückten Fläche}}{\text{statisches Moment dieser Fläche}},$$

bezogen auf die Schnittlinie der Spundwandfläche mit der Wasserspiegelfläche als Achse (Punkt  $A$  in Abb. 2).

Also

$$a = \frac{\int y^2 dF}{\int y \cdot dF}.$$

Nimmt man wieder einen Flächenstreifen von 1,0 m Breite und  $dy$  Höhe, setzt also

$$dF = dy \times 1,0,$$

so wird

$$a = \frac{\int y^2 dF}{\int y dF} = \frac{\left[ \frac{y^3}{3} \right]_{y_1=0}^{y_2=1.6}}{\left[ \frac{y^2}{2} \right]_{y_1=0}^{y_2=1.6}} = \frac{1,60^3}{2} \cdot \frac{2}{1,60^2}$$

$$a = \frac{2}{3} \cdot 1,60 = 1,07 \text{ m}.$$

Bei vom Wasserdruck beanspruchten Rechteckflächen mit vertikal-horizontal orientierten Symmetrieachsen ist die Lage des Angriffspunktes des Wasserdruckes gegeben durch den Schwerpunkt der Belastungsfläche (Wasserdruckdreieck, -trapez, -rechteck!). Bei dem oben behandelten Beispiel ist die Belastungsfläche, wie unten noch gezeigt wird, ein Dreieck, dessen Schwerpunkt vom Wasserspiegel den Abstand  $a = \frac{2}{3} \cdot 1,60 = 1,07 \text{ m}$  hat. Das Resultat deckt sich also mit dem aus der allgemeinen Formel für den Angriffspunkt hergeleiteten Wert. Im Anhang Tafel 7 ist die Angriffspunktbestimmung für einige Sonderfälle gezeigt.

Wir sahen weiter oben, daß die Größe des Wasserdruckes auf ein ebenes Flächenelement gleich dem Gewicht einer Wassersäule ist, welche das gedrückte Flächenteilchen zur Grundfläche und dessen Schwerpunktsabstand vom Wasserspiegel zur Höhe hat. Es läßt sich daher der hydrostatische Druck auf jedes Element der gedrückten Fläche durch eine Wassersäule darstellen, welche normal zum gedrückten Flächenelement steht und deren Höhe gleich ist dem Abstand dieses Flächenteilchens vom Wasserspiegel.

Davon wird in der Praxis nun weitgehend Gebrauch gemacht. Deshalb soll dieser Weg zur Darstellung und Ermittlung des Wasser-

druckes auch für die vorliegende und die nächsten Aufgaben eingeschlagen werden.

Da der Abstand des Schwerpunktes eines Flächenteilchens  $B$  (Abb. 3) vom Wasserspiegel = Null ist, daher auch die Wassersäule, welche den Wasserdruck darstellt, die Höhe = Null hat, ist der Wasserdruck auf das Flächenelement  $B = \text{Null}$ .

Der Abstand des Flächenteilchens  $C$  vom Wasserspiegel ist 0,40 m; deshalb wird der Wasserdruck in  $C$  durch eine Wassersäule von 0,40 m Höhe dargestellt.

Der Abstand des Flächenteilchens  $F$  vom Wasserspiegel beträgt 1,60 m; folglich wird der hydrostatische Druck auf  $F$  dargestellt durch eine Wassersäule von 1,60 m Höhe.

Trägt man in analoger Weise für sämtliche Flächenelemente des gedrückten ebenen Flächenstreifens  $BF$  die zugehörigen Wassersäulen auf und verbindet deren Endpunkte, so müssen diese ohne Ausnahme auf der Verbindungsgeraden  $BG$  liegen. Die Fläche des Dreiecks  $BFG = \frac{1,60^2}{2} = 1,28 \text{ t pro}$

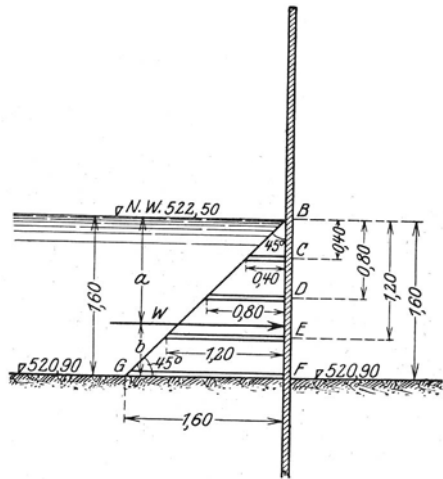


Abb. 3.

1 m Breite gibt dann bei einem spezifischen Gewicht des Wassers  $\gamma = 1,0 \text{ t/m}^3$  ohne weiteres den Gesamtwasserdruck auf den ebenen, 1,0 m breiten Flächenstreifen  $BF$ .

Aus der Darstellung Abb. 3 läßt sich auch sofort entnehmen, daß die Belastungsfläche ein gleichschenklig-rechtwinkliges Dreieck ist, dessen Hypotenuse  $BG$  mit dem Flächenstreifen  $BF$  einen Winkel von  $45^\circ$  einschließt (Wasserdruckdreieck).

Der Gesamtwasserdruck, welcher nunmehr durch das Dreieck  $BFG$  der Größe nach dargestellt ist, ergab sich aus Teilwasserdrücken, die sämtlich senkrecht auf den zugehörigen Flächenelementen stehen. Deshalb muß auch der resultierende Wasserdruck senkrecht auf  $BF$  stehen. Sein Angriffspunkt wird, wie schon weiter oben gezeigt wurde, durch den Schwerpunkt des Wasserdruckdreiecks festgelegt, denn durch diesen muß der Wasserdruck gehen. Da der Schwerpunkt eines Dreiecks in  $\frac{h}{3}$  von der Dreiecksbasis entfernt liegt, wenn  $h$  die Höhe des Dreiecks bedeutet,

6 Aufgabe 1: Hydrostatischer Druck auf senkrechte ebene Flächen.

so folgt für unseren Fall (vgl. Abb. 3)

$$b = \frac{1}{3} \cdot 1,60 = 0,53 \text{ m}$$

oder.

$$a = 1,60 - 0,53 = 1,07 \text{ m},$$

wie bereits weiter oben auch noch auf anderem Wege gefunden wurde. Zusammenfassend ergibt sich also bei Niederwasserstand (= Flußwasserspiegelkote 522,50) ein Gesamtwasserdruck

$$W_N = 1,28 \text{ t pro 1 m Spundwandbreite};$$

dessen Abstand von der Flußsohle beträgt unter Bezugnahme auf die Bezeichnungen in Abb. 4

$$b_N = 0,53 \text{ m}.$$

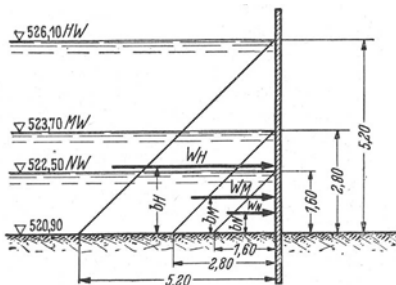


Abb. 4.

Analog erhält man für Mittelwasser (Spiegelkote 523,70):

$$W_M = \frac{2,80^2}{2} = 3,92 \text{ t}$$

pro 1 m Spundwand,

$$b_M = \frac{2,80}{3} = 0,93 \text{ m};$$

und für Hochwasser (Spiegelkote 526,10):

$$W_H = \frac{5,20^2}{2} = 13,52 \text{ t}$$

pro 1 m Spundwand

$$b_H = \frac{5,20}{3} = 1,73 \text{ m}.$$

Man beachte das rasche Anwachsen des resultierenden Wasserdruckes als Folge seiner Abhängigkeit vom Quadrat der Wassertiefe!

**Zu 2.** Die Spundwand ist als ein im Boden eingespannter Konsolträger zu betrachten. Die Einspannstelle soll zunächst 0,50 m unter der Flußsohlenkote, also auf Kote 520,40 m angenommen werden. (Die weitere Behandlung der Aufgabe bringt unter Ziffer 3 für die tatsächlichen statischen Verhältnisse des im Boden steckenden Teils der Spundwand noch Klarheit!)

Bei dieser Annahme erhalten wir je lfd. m Spundwand für Niederwasser bei einem Hebelsarm von

$$l_N = b_N + 0,50 = 0,53 + 0,50 = 1,03 \text{ m}$$

ein Moment

$$M_N = W_N \cdot l_N = 1,28 \cdot 1,03 = 1,32 \text{ tm},$$

also eine Beanspruchung

$$\sigma_N = \frac{M_N}{\mathfrak{B}} = \frac{132000 \text{ cmkg}}{1363 \text{ cm}^3} = 97 \text{ kg/cm}^2;$$

für Mittelwasser:

$$l_M = b_M + 0,50 = 0,93 + 0,50 = 1,43 \text{ m}$$

$$M_M = W_M \cdot l_M = 3,92 \cdot 1,43 = 5,60 \text{ tm}$$

$$\sigma_M = \frac{M_M}{\mathfrak{B}} = \frac{560000 \text{ cmkg}}{1363 \text{ cm}^3} = 410 \text{ kg/cm}^2;$$

für Hochwasser:

$$l_H = b_H + 0,50 = 1,73 + 0,50 = 2,23 \text{ m}$$

$$M_H = W_H \cdot l_H = 13,52 \cdot 2,23 = 30,2 \text{ tm}$$

$$\sigma_H = \frac{M_H}{\mathfrak{B}} = \frac{3020000 \text{ cmkg}}{1363 \text{ cm}^3} = 2210 \text{ kg/cm}^2.$$

(Die zulässige Beanspruchung für Stahl 50/60 geht bis  $1620 \text{ kg/cm}^2$ , die Bruchfestigkeit liegt bei  $5000 \sim 6000 \text{ kg/cm}^2$ .)

**Zu 3. Vorbemerkung:** a) Für das eingehendere Studium der beim Grundbau gegebenen Erddruck- und Wasserdruckprobleme wird auf die einschlägige Spezialliteratur verwiesen, insbesondere auf Brennecke-Lohmeyer: Der Grundbau 4. Aufl. Band II. — Krey: Erddruck, Erdwiderstand 5. Aufl. — Agatz: Der Kampf des Ingenieurs gegen Erde und Wasser im Grundbau, 1936. — Blum: Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken.

b) Kurze Zusammenfassung der Berechnungsgrundlagen. Aktiver Erddruck  $E_a$  = Erddruck, der auf eine ruhende Wand wirkt und sie wegzuschieben trachtet, passiver Erddruck  $E_p$  = Erdwiderstand, der auf einen gegen die Erde bewegten Wandteil wirksam wird. Die Bestimmung erfolgt auch heute noch nach der klassischen Erddrucktheorie. Es wird dabei angenommen, daß sich eine ungünstigste ebene Gleitfläche bildet, auf der das daraufliegende Erdmaterial abzugleiten versucht. Wegen der linearen Zunahme von  $E_a$  mit der Höhe  $h$  bzw. von  $E_p$  mit  $t$  stellen die Druckflächen Dreiecke und Trapeze dar. Die Grundlinien jedes Druckdreieckes bzw. Drucktrapezes werden mit  $g_a$  bzw.  $g_p$  bezeichnet.

$E_a$  und  $E_p$  sind abhängig vom Raumgewicht  $\gamma_e$  und dem Böschungswinkel (innerem Reibungswinkel)  $\rho$  des Bodens, sowie vom Reibungswinkel  $\delta$  zwischen Wand und Boden.  $\gamma_e$ ,  $\rho$  und  $\delta$  hängen von den jeweiligen Bodenarten und deren Zustand ab (Lagerungsdichte [Hohlraumgehalt] Wassergehalt). Es kann nicht eindringlich genug empfohlen werden, bei Entwürfen wichtiger Bauwerke gründliche Voruntersuchungen über die Bodenverhält-



8 Aufgabe 1: Hydrostatischer Druck auf senkrechte ebene Flächen.

nisse — und gegebenenfalls über die Wasserstände — durchzuführen (evtl. durch eines der bodenmechanischen Institute), um nicht Baumaterial zu verschwenden und gleichwohl die Stand-sicherheit zu gewährleisten.

Für den am häufigsten vorkommenden Sonderfall, daß die unter der Wirkung des Erddruckes stehende Wand senkrecht steht ( $\alpha = \pm 0^\circ$ ), das Gelände waagrecht ist ( $\beta = \pm 0^\circ$ ) und die Wandreibung vernachlässigt wird ( $\delta = \pm 0$ ), ergeben sich folgende Ansätze (vgl. Abb. 5 und 6):

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_e \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varrho}{2} \right) \cdot h^2 = \frac{1}{2} (\gamma_e \cdot \lambda_a \cdot h) \cdot h = \frac{1}{2} g_a \cdot h$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_e \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\varrho}{2} \right) t^2 = \frac{1}{2} (\gamma_e \cdot \lambda_p \cdot t) t = \frac{1}{2} g_p \cdot t.$$

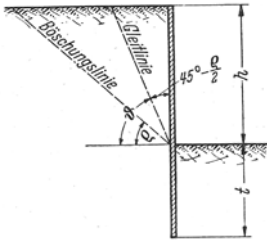


Abb. 5.

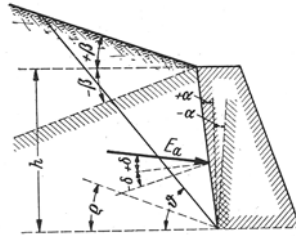


Abb. 6.

Im allgemeinen Fall ( $\alpha, \beta, \delta \neq 0$ ) werden nach Müller-Breslau<sup>1</sup> die Erddruckziffern

$$\lambda_a = \frac{\cos^2(\varrho + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varrho + \delta) \cdot \sin(\varrho - \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}; \quad E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_e \cdot \lambda_a \cdot h^2$$

$$\lambda_p = \frac{\cos^2(\varrho - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varrho - \delta) \cdot \sin(\varrho + \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}; \quad E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_e \cdot \lambda_p \cdot t^2$$

Zur Bestimmung der  $\lambda_a$ - und  $\lambda_p$ -Werte bedient man sich zweckmäßig Erddrucktabellen, z. B. von Krey: Erddruck, Erdwiderstand siehe a. a. O. Der Einfluß der Wandreibung  $\delta$  auf die Größe des aktiven Erddruckes ist gering und wird daher häufig vernachlässigt, insbesondere bei glatten Wänden und wassergesättigtem Boden (z. B. Spundwänden). Dagegen hat die Wandreibung auf die Größe des passiven Erddruckes einen erheblichen Einfluß. Bei Bodenarten, deren Böschungswinkel  $\varrho \geq 25^\circ$  ist, wird daher bei negativem  $\delta$  vielfach mit dem Doppelten des für  $\delta = 0^\circ$  ermittelten passiven Erddruckes, also mit  $2\lambda_p$

<sup>1</sup> Müller-Breslau: Erddruck auf Stützmauern 1906 S. 13 und 14.

statt  $\lambda_p$  gerechnet (vgl. zu Vorstehendem die Werte der Tabelle 1 und 2 des Anhangs und die nachfolgenden Ausführungen).

Bei wasserdurchlässigen Böden wird Erd- und Wasserdruck gesondert angesetzt. Bei wassergesättigtem Boden ist dabei dessen Raumgewicht  $\gamma_e$  abzüglich des Auftriebs einzusetzen. Der Auftrieb ergibt sich als das vom Boden tatsächlich verdrängte Flüssigkeitsvolumen. Ist der Hohlraumgehalt (das Porenvolumen) des Bodens  $\varepsilon$ , so ist also sein Raumgewicht unter Wasser  $\gamma'_e = \gamma_e - (1 - \varepsilon)$ . Z. B. hat ein Kiesboden, dessen Raumgewicht im trockenen Zustand  $\gamma_e = 1,90 \text{ t/m}^3$  und dessen Porenvolumen  $\varepsilon = 24\%$  beträgt, unter Wasser, d. h. abzüglich des Auftriebs,  $\gamma'_e = 1,90 - 1 + 0,24 = 1,14 \text{ t/m}^3$ .

Nun zur Beantwortung der Frage 3.

### Erddruckverhältnisse.

Wenn eine Spundwand in einen waagerechten Boden eingerammt wird, dann wirkt — solange keine weitere Kräfteeinwirkung auf die Wand dazukommt — auf den im Boden steckenden Teil ein natürlicher Erddruck  $E_n = \frac{1}{2} \gamma_e \cdot \lambda_n \cdot t^2$ , wobei  $\lambda_n$  genügend genau  $\sim 1$  gesetzt werden kann. Greift nun am freistehenden Teil der Bohlwand eine zusätzliche Kraft an (in der vorliegenden Aufgabe die Resultierende des Wasserdruckes!), dann müssen an dem im Boden steckenden Teil der Wand einspannende Kräfte wirksam sein, wenn die Wand nicht einfach weggeschoben und umgelegt werden soll. Die durch die Einspannung festgehaltene Wand erfährt aber durch den Wasserdruck eine Biegung und wegen der Nachgiebigkeit des Bodenmaterials eine Drehung um einen festen Drehpunkt  $D$  im Boden.

Solange die Kraftwirkung klein ist (z. B. Wasserdruck bei N. W. im Fluß!), ist auch die Wanddrehung gering, d. h.  $D$  liegt hoch (Abb. 7 a). Mit steigender Inanspruchnahme, d. h. mit wachsendem  $W_R$  rückt der Drehpunkt  $D$  nach unten (siehe Biegelinie Abb. 7 b)<sup>1</sup>. Im ersteren Falle haben wir eine geringere Beanspruchung des Spundwandmaterials als bei tiefer Lage von  $D$ , es ist dort also auch die Rammtiefe nicht so gut ausgenützt wie im Fall Abb. 7 b. Man kann das auch so ausdrücken: Bei gleicher Kraftwirkung  $W_R$  ist die Beanspruchung des Wandmaterials um so größer, je geringer die Rammtiefe ist. Da der Ingenieur bestrebt ist, das Wandmaterial möglichst gut auszunützen und demgemäß die Rammtiefe fest-

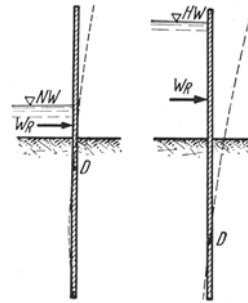


Abb. 7 a.

Abb. 7 b.

<sup>1</sup> Damit erfährt die in Frage 2 zunächst getroffene Annahme, die Einspannstelle ganz allgemein mit 50 cm unter Sohle festzulegen, ihre Kritik und Berichtigung.

zulegen, bildet der in Abb. 7b dargestellte Beanspruchungsfall die Grundlage für die weitere Betrachtung.

Welche Erddruckverhältnisse ergeben sich im Bereich  $AB$  der Bohlwand unter dem Einfluß von  $W_R$  (Abb. 8)? Vorher wirkte beiderseits auf jedes Element  $\gamma_e \cdot \lambda_n \cdot t'$ , wenn  $t'$  veränderliche Tiefen unter der Sohle bedeutet. Da im Drehpunkt  $D$

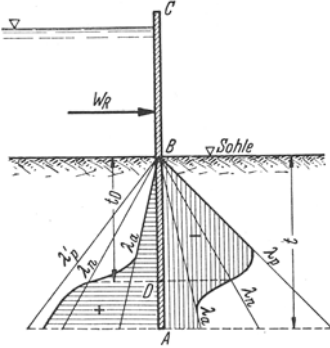


Abb. 8.

in der Tiefe  $t_D$  keine Verschiebung der Wand eintritt (vgl. Abb. 7b), wird dort auch nach dem Wirksamwerden von  $W_R$  der Erddruck beiderseits unverändert  $\gamma_e \cdot \lambda_n \cdot t_D$  betragen. Im übrigen Bereich des Wandteils  $AB$  treten infolge der Verschiebung der Wand passive Erddrücke auf, weil der Boden diesen Verschiebungen Widerstand entgegensetzt. Dieser Erdwiderstand wirkt im Bereich  $BD$  von rechts her, im Bereich  $AD$  von links her (Abb. 8). Da die Verschiebung der

Wand bei  $B$  größer ist als bei  $A$ , wird auch der passive Erddruck rechts oben ( $\gamma_e \cdot \lambda_p \cdot t'$ ) größer sein als der passive Erddruck links unten ( $\gamma_e \cdot \lambda'_p \cdot t'$ ), also  $\lambda_p > \lambda'_p$ . Andererseits wird links oben infolge der Bewegung des Wandteiles  $BD$  nach rechts der natürliche Erddruck  $\gamma_e \cdot \lambda_n \cdot t'$  auf den aktiven Erddruck  $\gamma_e \cdot \lambda_a \cdot t'$  verringert. Entsprechend liegen die Verhältnisse rechts unten (Verringerung von  $\gamma_e \cdot \lambda_n \cdot t'$  auf  $\gamma_e \cdot \lambda_a \cdot t'$ ).

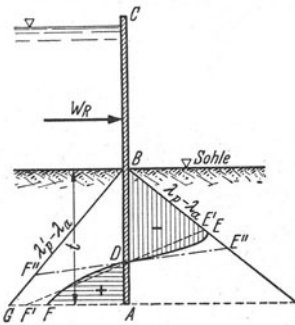


Abb. 9.

Natürlich sind dem Anwachsen des passiven Erddruckes rechts oben Grenzen gesetzt, wenn die Wand nicht einstürzen soll. Das gleiche gilt für  $E_a$  links oben. Diese Grenzen ergeben sich aus den Grenzwerten von  $\lambda_p$  bzw.  $\lambda_a$  für das gegebene Bodenmaterial, d. h. aus dem natürlichen Böschungswinkel  $\rho$  für die vorliegenden Verhältnisse und dem Reibungswinkel  $\delta$  zwischen Wand und Boden.

Entsprechend der Biegung des im Boden steckenden Bohlwerkteiles erfährt der passive Erddruck  $E'_p$  links unten eine weitere Verringerung. Außerdem ergibt sich infolge der Biegung für den Übergang vom passiven Erddruck rechts oben zum passiven Erddruck links unten eine gekrümmte Linie.

Die vorstehenden Überlegungen führen zunächst zu der in Abb. 8 dargestellten Verteilung der Erddrücke. Diese Darstellung kann man

dann noch vereinfachen, wenn man die entgegengesetzt gerichteten positiven und negativen Kräfte in Abzug bringt (vgl. Abb. 9).

Der Verlauf der Krümmung  $EDF$  ist unbekannt. Auch wenn man diese Übergangslinie durch eine Gerade ersetzt (etwa  $E'F'$  oder  $E''F''$ ), ist eine schlüssige Rechnung nicht möglich. Denn für die 3 Unbekannten: die Lage von  $D$ , die Rammtiefe  $t$  und die Neigung der Verbindungsgeraden stehen nur 2 Gleichgewichtsbedingungen zur Verfügung: Summe aller Kräfte = Null und Summe aller Momente = Null. Man muß deshalb über die Lage der Übergangslinie eine Annahme machen, die der Wirklichkeit möglichst nahe kommt und dann die noch verbleibenden 2 Unbekannten ( $t$ , Lage von  $D$ ) ermitteln. Dieses Rechenverfahren ist umständlich und im Hinblick auf die Unsicherheit der Unterlagen, auf denen die Rechnung aufbauen muß, im Ergebnis doch nur bedingt zuverlässig.

Man hat deshalb zur Vereinfachung der Berechnung der Stabilitätsverhältnisse bzw. der Rammtiefe Näherungsrechnungen vorgeschlagen, die ausreichend genau sind, d. h. hinreichende Sicherheit bieten, wenn nur die Boden- und Wasserstandsverhältnisse vorher genügend geklärt sind<sup>1</sup>. Bei den nachfolgend behandelten Fragen der Aufgabe wird von einer solchen Näherungsrechnung Gebrauch gemacht.

Für die richtige Wahl der  $\lambda_a$ - und  $\lambda_p$ -Werte spielt noch die Reibung zwischen Erde und Wand eine besondere Rolle. Diese hängt wiederum ab von den kleinen Verschiebungen zwischen Wand und Erde.

In unserem Beispiel hat die sich drehende und biegende Bohlwand die Tendenz, das rechts oben angelagerte Bodenmaterial zusammenzudrücken und dann wegzuschieben. Da dies der daneben ruhende Bodenkörper verhindert, versucht das gedrückte Bodenmaterial nach oben auszuweichen. Das tritt tatsächlich ein, wenn der Grenzwert des passiven Erddruckes überschritten wird. Für den Zustand der Stabilität, von dem ja ausgegangen wird, wird daher rechts oben der Erddruck  $E_p$  schräg von unten nach oben auf die Wand wirken und dabei zum Teil sogar der volle Reibungswinkel ( $-\delta$ ) zur Wirksamkeit kommen. Darnach könnte der Erddruckbeiwert  $\lambda_p$  und damit  $E_p$  verhältnismäßig hoch angenommen werden, weil für negative Reibungswinkel  $\delta$  die  $\lambda_p$ -Werte stark wachsen (vgl. z. B. Tabelle 2 im Anhang).

Anders dagegen links unten! Hier versucht der Bohlwandteil  $AD$  entsprechend seiner Drehung das benachbarte Bodenmaterial nach oben wegzudrängen. Das ist wegen der darüber lagernden Erdmassen nicht möglich. Es widersetzt sich also das in Mitleidenschaft gezogene Material dieser Bewegung,  $E'_p$  wirkt also schräg nach unten und der Rei-

<sup>1</sup> Vgl. Krey: Erddruck, Erdwiderstand 5. Aufl. S. 209ff. — Brennecke-Lohmeyer: Grundbau 4. Aufl. Bd. 2 S. 69ff.

bungswinkel  $\delta$  wird positiv. Das bedeutet aber wesentlich kleinere  $\lambda'_p$ -Werte als bei negativem  $\delta$ .

Wie eben festgestellt, versucht der nach links drückende Bohlwandteil  $AD$  ein Erdprisma zu bewegen, das bis zur Erdoberfläche (Baugrubensohle) reicht. Das entspräche eigentlich einem Gesamtgegen-  
druck des Bodenmaterials von  $\frac{1}{2} \gamma_e \cdot \lambda_p \cdot t^2$ . Es könnte also  $\lambda'_p$  höher angenommen werden als sich oben erst ergab. Dies läßt sich berücksichtigen, indem man den ungünstig wirkenden Einfluß der Reibung für den Wandteil  $AD$  außer Ansatz läßt, d. h. die  $\lambda'_p$ -Werte für  $\delta = 0$  wählt.

Beispielsweise ergäbe sich bei  $\varrho \sim 30^\circ$  und  $\delta = -30^\circ$  rechts oben  $\lambda_p \sim 10$ , für  $\lambda'_p = 3,03$  bei  $\delta = 0^\circ$ . Gegenüber diesen  $\lambda_p$ -Werten spielt der aktive Erddruck mit  $\lambda_a \sim 0,3$  bei  $\delta = 0^\circ$ ,  $0,297$  bei  $\delta = +30^\circ$ ,  $0,866$  bei  $\delta = -30^\circ$  kaum eine Rolle.

Lohmeyer<sup>1</sup> hält es für unbedenklich, bei verankerten Bohlwänden in gewachsenem Boden von  $\varrho \geq 25^\circ$  den passiven Erddruck  $E_p$  doppelt so hoch anzunehmen, wie er sich rechnerisch für eine glatte Wand ( $\delta = 0^\circ$ ) ergibt, also  $2\lambda_p$  für  $\delta = 0$  anzusetzen. Ausgenommen hiervon sind die Sonderfälle (hoher Wasserdruck, Ankerwände unter Einwirkung von nur waagrechten Kräften, Dalben), bei denen geprüft werden muß, ob die Reibung wirklich auftreten kann. Bei geschüttetem Boden (Auffüllung) und bei Bodenarten mit  $\varrho < 25^\circ$  darf nur mit  $\lambda_p$  für  $\delta = 0$  gerechnet werden. Falls diese Böden der Zusammenpressung nicht mehr ausreichenden Widerstand entgegensetzen, darf man nur mit ihrem Erddruck  $E_a$ , nicht mit ihrem Erdwiderstand  $E_p$  rechnen.

Ferner erscheint es zulässig, bei Berechnung des aktiven Erddruckes  $E_a$  die Reibung ganz unberücksichtigt zu lassen wegen ihres geringen Einflusses.

Nun wieder zu unserem Beispiel! Es handelt sich hier um eine glatte Spundwand mit hohem Wasserdruck, also um einen der oben genannten Sonderfälle. Wenn man die übrigens kleine Reibungskomponente des Erddruckes  $E_a$  vernachlässigt, dann ist das Gewicht der Spundwand die einzige nach unten gerichtete Kraft, welche der nach oben wirkenden Reibungskomponente des Erdwiderstands  $E_p$  entgegenwirkt. Man kann sich leicht überzeugen, daß das Gewicht je lfd. m der statisch notwendigen Spundwandprofile nicht ausreicht, diese Reibungskomponente wirksam aufzunehmen.

Im vorliegenden Beispiel darf deshalb die rechts oben wirksame Reibungskomponente von  $E_p$  nicht berücksichtigt werden, d. h. es ist  $\lambda_p$  für  $\delta = 0^\circ$  in Ansatz zu bringen.  $E_p$  wirkt senkrecht zur Wand,

<sup>1</sup> Brennecke-Lohmeyer: Grundbau 4. Aufl. Bd. 2 S. 64ff.

also horizontal. Da  $\lambda_p$  für  $\delta = 0^\circ$  wesentlich kleiner wird, als etwa für  $\delta \sim -30^\circ$ , wächst die für die Stabilität notwendige Rammtiefe  $t$ .

Wollte man in einem solchen Falle den Erdwiderstand trotzdem geneigt gegen die Wand annehmen, um an Rammtiefe  $t$  zu sparen, dann muß jedesmal nachgewiesen werden, daß die lotrechte Komponente des Erdwiderstandes auch wirklich aufgenommen werden kann. Es soll aber dann  $\rho > 25^\circ$  sein!

### Wasserdruckverhältnisse.

Bis jetzt war stillschweigend vorausgesetzt, daß der Wasserdruck nur auf dem Wandteil  $BC$ , der über der Flußsohle liegt, lastet. Das ist so lange nur zutreffend, als kein Wasser in den unter der Flußsohle anstehenden Boden einzudringen vermag (z. B. dichter bindiger Boden!). Bei nicht dichten bindigen oder sonstigen durchlässigen Böden dringt das Wasser in den Boden ein und füllt die vorhandenen Hohlräume aus. Auch bei dichten bindigen Böden muß damit gerechnet werden, daß mit dem Einrammen der Spundbohlen das Wasser von oben längs der Bohlen in die Tiefe gedrückt wird.

Wenn nun das von oben kommende Wasser dauernd in den Boden unterhalb des Horizonts durch  $A$  wegfließen kann, ohne diesen zu sättigen, dann wird der auf der Flußsohle lastende hydrostatische Druck bei diesem Abwärtsfließen allmählich für die Überwindung der Reibungswiderstände verbraucht, und zwar um so stärker, je rascher diese Fließbewegung vor sich geht (vgl. dazu z. B. die Aufgaben des 2. Bandes über die Druckhöhenverbräuche zur Überwindung der Reibungswiderstände in Gerinnen und Leitungen!). Der Druck bei  $B$  von der Größe  $\gamma_w \cdot h$  nimmt deshalb nach unten ab bis auf Null. Von dieser Stelle ab sickert das Wasser nur noch unter der Wirkung der eigenen Schwere nach abwärts.

Mit der Abnahme des hydrostatischen Druckes von  $B$  ab mit der Tiefe verringert sich auch im gleichen Maße der Druck auf den im Boden steckenden Bohlwerksteil. In den allermeisten Fällen läßt sich nicht genau angeben, wie diese Druckabnahme im Boden verläuft. Nehmen wir einmal näherungsweise an, daß die Druckabnahme gleichmäßig erfolgt, und zwar so, daß der Druck bei  $A = 0$  wird. Dann haben wir in diesem Falle von rechts (Boden unter der Baugrubensohle!) keinen Wasserdruck auf die Spundwand. Es ergibt sich damit das in Abb. 10 gezeigte Belastungsbild für den Wasserdruck.

Wie verändern sich nun die Druckverhältnisse, wenn das vom Fluß

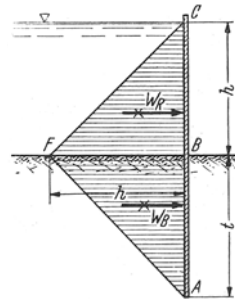


Abb. 10.

in den Boden kommende Druckwasser nicht abfließen kann, sondern den Boden vollkommen mit Wasser sättigt? Auf der linken Seite der Bohlwand wächst dann der Wasserdruck mit der Tiefe an und erreicht bei  $A$  seine volle Höhe mit  $\gamma_w(h + t)$ . Der linksseitige Wasserdruck auf die Wand  $AC$  wird also dargestellt durch das Wasserdruckdreieck  $ACD$  (Abb. 11).

Wenn nun der Boden bei  $A$  so mit Wasser gesättigt ist, daß dort ein hydrostatischer Druck von der Größe  $\gamma_w(h + t)$  wirksam ist, so wird das Wasser um  $A$  herum in den rechts von der Wand unter der Baugrube liegenden Bodenkörper gedrückt. Mit dessen Sättigung steigt dort das Wasser bis zur Baugrubensohle an. Damit wird auch von rechts her ein Wasserdruck auf die Wand wirksam, der bei  $A$  die volle Höhe

$\gamma_w(h + t)$  hat und bis  $B$  auf Null abnimmt. Auch das Gesetz für diese Abnahme kennt man nicht.

In Abb. 11 sind 3 Möglichkeiten dafür angedeutet. Der tatsächliche Verlauf der Linie  $EB$  hängt von der Beschaffenheit des Bodens (Material, Dichte, Lagerung, Schichtenverlauf) und evtl. von der Art der Wasserhaltung in der Baugrube ab.

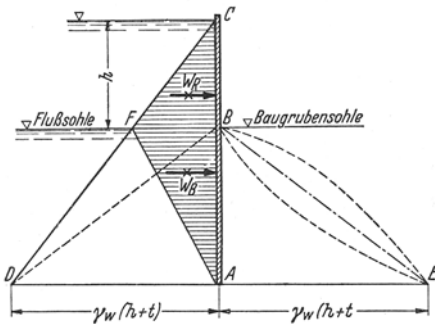


Abb. 11.

Nimmt man den rechtsseitigen Wasserdruck — wie im vorliegenden Beispiel geschehen — mit dem Dreieck  $ABE$  an, verbindet also  $E$  mit  $B$  durch eine Gerade entsprechend einer gleichmäßigen Druckabnahme von  $\gamma_w(h + t)$  auf 0, dann heben sich die durch die Druckdreiecke  $ABD$  und  $ABE$  dargestellten entgegengesetzt wirkenden Wasserdrücke auf und es bleiben linksseitig die Wasserdrücke  $CBF$  mit der Resultierenden  $W_B$  und  $BFD = BFA$  mit der Resultierenden  $W_B$  für die Wand wirksam. Das gibt das gleiche Belastungsschema für Wasserdruck wie für den in Abb. 10 dargestellten Fall.

Die Sättigung des Bodens mit Wasser längs der Spundwand verringert natürlich auch die Reibung zwischen Bodenmaterial und Bohlwand, so daß die weiter oben gemachte Annahme, in unserem Falle die Reibungskräfte zu vernachlässigen, hier nochmals eine Rechtfertigung findet (siehe S. 12ff.).

Wegen des Bodenraumgewichtes im Wasser wird auf die Ausführungen auf S. 9 verwiesen.

**Zu 4.** Die gesuchte Rammtiefe soll mit einem der auf S. 11 erwähnten Näherungsverfahren ermittelt, und zwar soll dafür die Näherungs-

rechnung verwendet werden, welche Lohmeyer unter Benutzung einer Dissertation von Blum angibt (Ersatzbalkenverfahren).

Zur Ableitung dieses Verfahrens wird wieder von der unbekanntem Übergangslinie vom passiven Erddruck  $E_p$  auf den Erdwiderstand  $E'_p$  (siehe S. 10, Abb. 9) ausgegangen. Es werden die in Abb. 12 dargestellten 3 Annahmen dafür gemacht.

Die wahrscheinlichste, der Biegelinie entsprechende Form des Übergangs zeigt Fall c). Die Fälle a) und b) können also als Grenzfälle betrachtet werden.

Für jeden der in Abb. 12 skizzierten Belastungsfälle lassen sich die Stabilitätsbedingungen  $\Sigma P = 0$  und  $\Sigma M = 0$  ansetzen, wobei

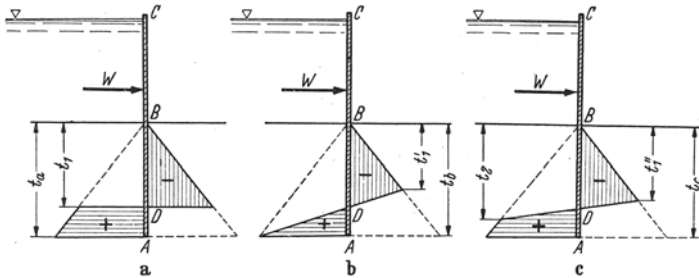


Abb. 12.

im Falle c) die Ordinate  $t_1''$  mit

$$t_1'' = \frac{t_1 + t_1'}{2}$$

zweckmäßig in Ansatz gebracht wird [ $t_1$  im Falle a),  $t_1'$  im Falle b)]. Wie schon früher erwähnt, werden die Ansätze und Rechnungen auch dann noch umständlich, wenn man, wie es Lohmeyer macht, ansetzt

$$(\lambda'_p - \lambda_a) = (\lambda_p - \lambda_a).$$

Dafür ist das Ergebnis um so überraschender. Denn man erhält unter der vorstehenden Gleichsetzung für ein bestimmtes Zahlenbeispiel bei den 3 Annahmen folgendes Verhältnis der Rammtiefen:

$$t_a : t_b : t_c \sim 1,00 : 1,05 : 1,01.$$

Dieses Verhältnis der Rammtiefen ändert sich fast nicht, wenn man andere Zahlenbeispiele zugrunde legt. Die Grenzwerte liegen nur um 5% auseinander.

Damit rechtfertigt sich aber die folgende Näherungsrechnung nach Blum-Lohmeyer:

Bei dieser wird angenommen, daß der von links wirksame passive Erddruck  $E'_p$  als Einzelkraft  $P_E$  angreift in der Rammtiefe  $t_0$ . Der von



rechts wirksame passive Erddruck wird durch ein Dreieck dargestellt mit der Grundlinie

$$g_p = \gamma_e \cdot (\lambda_p - \lambda_a) \cdot t_0.$$

Aus der Stabilitätsbedingung erhält man, wenn man den Momenten-Nullpunkt auf  $P_E$  legt und zunächst den resultierenden Wasserdruck von links mit  $W$  und seinen Abstand von der Sohle mit  $w$  ansetzt, folgende Gleichung für  $t_0$  (Abb. 13):

$$W \cdot (t_0 + w) - \gamma_e (\lambda_p - \lambda_a) \cdot \frac{t_0^2}{2} \cdot \frac{t_0}{3} = 0.$$

Daraus:

$$t_0^3 - \frac{6W}{\gamma_e (\lambda_p - \lambda_a)} \cdot t_0 - \frac{6W \cdot w}{\gamma_e (\lambda_p - \lambda_a)} = 0.$$

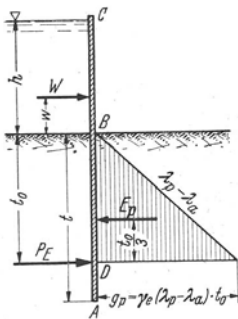


Abb. 13.

Rechnet man nun für ein bestimmtes, aber beliebig gewähltes Zahlenbeispiel  $t_0$  aus vorstehender Gleichung und für das gleiche Zahlenbeispiel die Werte  $t_a$ ,  $t_b$  und  $t_c$  entsprechend den Belastungsannahmen der Abb. 12, dann ergibt sich aus dem Vergleich, daß  $t_0$  noch verbessert werden muß.

Die Verbesserung lautet:

$$t = (1,20 \text{ bis } 1,25) \cdot t_0.$$

Diese Verbesserung ist nun so gut wie konstant, wie man auch das Zahlenbeispiel wählen mag. Das heißt also: hat man  $t_0$  mit obiger Näherungsbeziehung gerechnet, dann ist die wirkliche Rammtiefe  $t$  um 20 bis 25% größer als der Wert  $t_0$  angibt. Dabei trifft der Faktor 1,20 die wahrscheinliche richtige Größe; der Faktor 1,25 stellt ein Maß dar, das mit Sicherheit ausreicht.

[Wenn man, dem Vorschlag Kreys folgend, den Wert  $(\lambda'_p - \lambda_a) = 0,8 (\lambda_p - \lambda_a)$  setzt, dann ergibt sich die wirkliche Rammtiefe als das 1,22 bis 1,28fache von  $t_0$ . Der Unterschied ist also gegenüber der Lohmeyerschen Annahme  $(\lambda'_p - \lambda_a) = (\lambda_p - \lambda_a)$  mit 3 v. H. unwesentlich].

Nun zur Berechnung unseres Beispiels!

Gegeben ist dicht gelagerter Sandboden vom Böschungswinkel  $\varrho = 32\frac{1}{2}^\circ$  mit dem Raumgewicht des Materials  $\gamma_e = 1,2 \text{ t/m}^3$  unter Wasser und  $\gamma_e = 1,95 \text{ t/m}^3$  im völlig trockenen Zustand. Der linksseitig wirkende Wasserdruck wird unter Berücksichtigung der früheren Überlegungen (siehe S. 13ff. und Abb. 10 und 11) mit den beiden Teilkomponenten  $W_R$  und  $W_B$  in Ansatz gebracht. Da  $\alpha = 0^\circ$  (lotrechte Wand) und  $\beta = 0^\circ$  (Fluß- und Baugrubensohle waagrecht), desgleichen  $\delta = 0^\circ$  (keine Reibung zwischen Boden und Wand,  $E_p$  also waagrecht), wird nach Tabelle 2 des Anhanges:

$$\lambda_a = 0,30; \quad \lambda_p = 3,33; \quad \lambda_p - \lambda_a = 3,03.$$

Wir untersuchen die beiden Grenzfälle:

a) der Boden rechts der Wand (unter der Baugrubensohle) ist völlig wassergesättigt, steht also unter Auftrieb ( $\gamma_e = 1,20 \text{ t/m}^3$ );

b) der Boden rechts der Wand ist völlig trocken ( $\gamma_e = 1,95 \text{ t/m}^3$ ).

Für beide Fälle gilt:

$$W_R = \frac{5,20^2}{2} = 13,52 \text{ t}; \quad W_B = \frac{h \cdot t_0}{2} = \frac{5,20}{2} \cdot t_0 = 2,60 \cdot t_0.$$

**Ermittlung der Rammtiefe.**

**Zu a)**

$$g_p = \gamma_e \cdot (\lambda_p - \lambda_a) \cdot t_0 = 1,2 \cdot 3,03 \cdot t_0 = 3,68 \cdot t_0.$$

Damit ergibt sich nach Lohmeyer (Abb. 14)

$$W_R \cdot \left( t_0 + \frac{h}{3} \right) + W_B \cdot \frac{2}{3} t_0 - \gamma_e (\lambda_p - \lambda_a) \cdot \frac{t_0^3}{2} \cdot \frac{t_0}{3} = 0,$$

$$13,52 (t_0 + 1,73) + 1,73 \cdot t_0^2 - 0,61 \cdot t_0^3 = 0$$

$$t_0^3 - 2,83 \cdot t_0^2 - 22,20 \cdot t_0 - 38,40 = 0$$

Daraus  $t_0 = 6,85 \text{ m}$

und Rammtiefe  $t = 1,25 \cdot t_0 = 8,55 \text{ m}$ .

**Zu b)**

$$g_p = \gamma_e \cdot (\lambda_p - \lambda_a) \cdot t_0 = 1,95 \cdot 3,03 \cdot t_0 = 5,90 \cdot t_0$$

$$13,52 (t_0 + 1,73) + 1,73 \cdot t_0^2 - 0,98 \cdot t_0^3 = 0$$

$$t_0^3 - 1,76 t_0^2 - 13,8 \cdot t_0 - 23,9 = 0$$

daraus  $t_0 = 5,3 \text{ m}$

und Rammtiefe  $t = 1,25 \cdot t_0 = 6,6 \text{ m}$ .

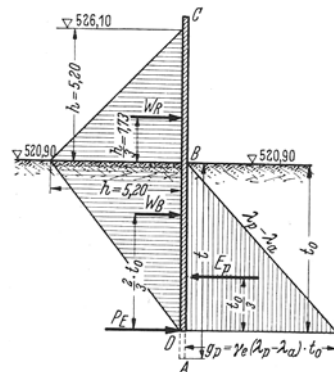


Abb. 14.

Wäre in letzterem Falle der Wasserdruck  $W_B$  unberücksichtigt geblieben, also angenommen worden, daß sich der Druck des Flußwassers nicht nach unten fortsetzen würde (vollkommen dichte Flußsohle!), so ergäbe sich  $t_0 \sim 4,35 \text{ m}$  und  $t \sim 5,45 \text{ m}$ . Für diesen Sonderfall wird die Rammtiefe ungefähr gleich der freien Wandhöhe über Boden, was der vielfach verwendeten Faustregel  $t = h$  entspricht. Bei den gegebenen Bodenverhältnissen zu a) und b) hat

\* Der Wasserdruck  $W_B$  wäre eigentlich als ein Trapez anzusetzen mit  $\sim \frac{h + 0,2h}{2} \cdot t_0$ , da wir ja nur mit  $t_0 \sim \frac{t}{1,25}$  rechnen. Es kann aber im Hinblick auf die unvermeidlichen sonstigen Unsicherheiten der Annahmen die in Abb. 14 benützte Vereinfachung gerechtfertigt werden, besonders wenn zur Sicherheit  $t = 1,25 \cdot t_0$  gewählt wird.

man aber bei Anwendung dieser Faustregel keine Gewähr für Stabilität<sup>1</sup>.

**Dimensionierung der Wand.**

Das größte Moment tritt oberhalb  $D$  auf, so daß die Übergangslinie von  $E_p$  auf  $E'_p$  und damit die Ansätze des Näherungsverfahrens ohne Einfluß auf die Größe des Maximalmomentes sind. Für  $M$  als Momentenpunkt ergibt sich

$$M_x = W_R \cdot \left(\frac{h}{3} + x\right) + \left[\gamma_w \cdot h \cdot x \cdot \frac{x}{2} - \gamma_w \cdot \frac{h \cdot x^2}{t_0 \cdot 2} \cdot \frac{x}{3}\right] - \frac{1}{2} \gamma_e \cdot (\lambda_p - \lambda_a) \cdot x^2 \cdot \frac{x}{3}$$

für  $M_x = \text{Maximum}$  wird  $\frac{dM_x}{dx} = 0$ .

Also:

$$\frac{dM_x}{dx} = 0 = W_R + \gamma_w \cdot h \cdot x - \gamma_w \cdot \frac{h}{t_0} \cdot \frac{x^2}{2} - \gamma_e (\lambda_p - \lambda_a) \cdot \frac{x^2}{2}$$

Dabei ist

$$W_R = 13,52 \text{ t}, \quad \gamma_w = 1,0 \text{ t/m}^3, \\ h = 5,20 \text{ m}, \quad \lambda_p - \lambda_a = 3,03.$$

Zu a)  $\gamma_e = 1,2 \text{ t/m}^3; \quad t_0 = 6,85 \text{ m}.$

Somit

$$0 = 13,52 + 5,20 x - \frac{5,20}{6,85} \cdot \frac{x^2}{2} - 1,2 \cdot 3,03 \cdot \frac{x^2}{2} \text{ und } x = 3,93 \text{ m}.$$

Daraus

$$\max M = 13,52 \cdot 5,66 + 5,20 \cdot \frac{3,93^2}{2} - \frac{5,20 \cdot 3,93^3}{6,85 \cdot 6} - \frac{1}{2} \cdot 1,20 \cdot 3,03 \cdot \frac{3,93^3}{3} = + 72,1 \text{ tm} = + 7210000 \text{ kgcm}.$$

Für Stahl von der Festigkeit 50/60 kg/mm<sup>2</sup> ist  $\sigma_{zul} = 1620 \text{ kg/cm}^2$ .

Es ist also ein Widerstandsmoment notwendig von  $\frac{7210000}{1620} = 4400 \text{ cm}^3$ .

Das Larssenprofil VI hat ein Widerstandsmoment  $W = 4200 \text{ cm}^3/\text{lf. m}$  Wand; daher  $\sigma = 1720 \text{ kg/cm}^2$ . Wenn bei Bestimmung von  $\max M$  von den ungünstigsten Belastungsannahmen ausgegangen wird, bestehen keine Bedenken, das normal zulässige  $\sigma = 1620 \text{ kg/cm}^2$  um bis

<sup>1</sup>  $t \sim h$  trifft im allgemeinen zu für freistehende Wand im trockenen Boden mit einseitigem Erddruck oder freier Wand mit Erddruck und beiderseits gleichem Wasserdruck. Bei Auftreten von Wasserüberdruck ergeben sich beträchtliche Abweichungen von dieser Faustregel.

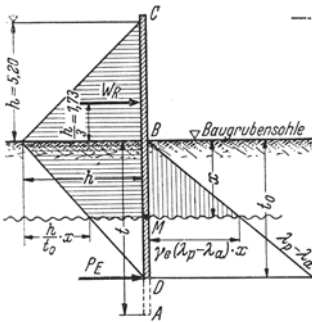


Abb. 15.

25% zu überschreiten. In unserem Falle beträgt die Überschreitung etwa 6%.

Bei der Wahl von Spundwandeseisen „Larssen“ Profil V aus Resistastahl ergäbe sich eine Beanspruchung von  $\sigma = \frac{7\,210\,000}{3000} = 2410 \text{ kg/cm}^2$ . Die normal zulässige Beanspruchung von  $\sigma = 2100 \text{ kg/cm}^2$  für Resistastahl wäre hier um 15% überschritten.

Zu b)

$$\gamma_e = 1,95 \text{ t/m}^3; \quad t_0 = 5,3 \text{ m.}$$

Somit

$$\frac{dM_x}{dx} = 0 = 13,52 + 5,20 \cdot x - \frac{5,20}{5,30} \cdot \frac{x^2}{2} - 1,95 \cdot 3,03 \cdot \frac{x^2}{2}$$

und

$$x = 2,82 \text{ m.}$$

Damit

$$\begin{aligned} \max M &= 13,52 \cdot 4,55 + \frac{5,20 \cdot 2,82^2}{2} - \frac{5,20}{5,30} \cdot \frac{2,82^3}{6} - \frac{1,95}{2} \cdot 3,03 \cdot \frac{2,82^3}{3} \\ &= + 56,4 \text{ tm} = + 5640000 \text{ kgcm.} \end{aligned}$$

Für Larssenprofil V aus Stahl von 50/60 kg/mm<sup>2</sup> Festigkeit (Widerstandsmoment = 3000 cm<sup>3</sup>) erhält man  $\sigma = 1880 \text{ kg/cm}^2$  mit einer Überschreitung des normal zulässigen  $\sigma = 1620 \text{ kg/cm}^2$  um 12%.

Der Vergleich der beiden Annahmen a) und b) ergibt demnach:

- a) Larssenprofil VI aus Stahl 50/60 kg/mm<sup>2</sup>;  
Länge der Bohlen (statisch bedingt): 8,55 + 5,20 = 13,75 m;  
Gewicht je lfd. m Wand: 0,290 · 13,75 = 3,98 t.
- b) Larssenprofil V aus Stahl 50/60 kg/mm<sup>2</sup>;  
Länge der Bohlen (statisch bedingt): 6,60 + 5,20 = 11,80 m;  
Gewicht je lfd. m Wand: 0,238 · 11,80 = 2,81 t.  
(Vgl. hierzu S. 20, zu 6, 1. Absatz).

Um zu gewährleisten, daß das theoretische Widerstandsmoment auch tatsächlich vorhanden ist, werden jeweils 2 Spunddielen vor der Rammung zu Doppelbohlen zusammengezogen und im gemeinsamen Schloß gepreßt oder noch besser im oberen Teil dieses Schlosses geschweißt. Außerdem erhält die Wand oben eine Verholmung (etwa aus □-Eisen) mit unterlegten Futterstücken<sup>1</sup>.

Zu 5. Durch die Überflutung der Baugrube sättigt sich der Boden unter derselben mit Wasser. Das Bodenmaterial steht damit unter Auftrieb, so daß für  $E_p$  das Raumgewicht des Bodens mit  $\gamma_e = 1,2 \text{ t/m}^3$  angesetzt werden muß. Die von rechts und links wirkenden Wasser-

<sup>1</sup> Vgl. hierzu auch die kritischen Betrachtungen in Agatz: Der Kampf des Ingenieurs gegen Erde und Wasser im Grundbau, siehe a. a. O.

drücke heben sich teilweise auf. Es bleibt ein von links wirkender Restwasserdruck, der (ungünstig) bis zum unteren Ende der Bohlwand mit  $(h - y)$  angesetzt werden soll (Abb. 16), statt am unteren Bohlenende auf Null auszulaufen (vgl. S. 13ff.).

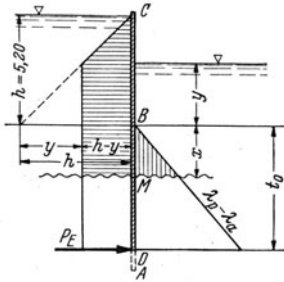


Abb. 16.

Wenn das Larssenprofil III, dessen Widerstandsmoment  $W = 1363 \text{ cm}^3$  beträgt, nur mit  $\sigma_{zul} = 1620 \text{ kg/cm}^2$  beansprucht werden soll, dann darf das Biegemoment der Wand nicht höher ansteigen als auf

$$\max M = \sigma_{zul} \cdot W = 1620 \cdot 1363$$

$$\max M = 2\,210\,000 \text{ kgcm} = 22,1 \text{ tm.}$$

Andererseits ist  $M_x$ :

$$M_x = \frac{5,20^2}{2} \left( \frac{5,20}{3} + x \right) - \frac{y^2}{2} \left( \frac{y}{3} + x \right) + (h - y) \cdot \frac{x^2}{2} - \frac{1}{2} \cdot \gamma_e (\lambda_p - \lambda_a) \cdot \frac{x^3}{3}.$$

$M_x$  wird Maximum für

$$\frac{dM_x}{dx} = 0 = \frac{5,20^2}{2} - \frac{y^2}{2} + (h - y) \cdot x - \frac{\gamma_e}{2} (\lambda_p - \lambda_a) \cdot x^2$$

für  $\gamma_e = 1,2 \text{ t/m}^3$  und  $\lambda_p - \lambda_a = 3,03$  ergibt sich dann

$$x = \frac{5,20 - y}{3,64} + \sqrt{\left( \frac{5,20 - y}{3,64} \right)^2 + 7,43 - \frac{y^2}{3,64}} = f(y).$$

Somit

$$\begin{aligned} \max M = 22,1 &= 13,52 (1,73 + f(y)) - \frac{y^2}{2} \left( \frac{y}{3} + f(y) \right) \\ &+ (5,20 - y) \frac{f(y)^2}{2} - 0,6 \cdot f(y)^3, \end{aligned}$$

daaus schließlich durch Versuchsrechnung

$$y = 3,96 \text{ m}$$

$$x = 2,14 \text{ m}$$

$$t_0 = 4,33 \text{ m (nach Lohmeyer!)}$$

$$t = 5,40 \text{ m.}$$

**Zu 6.** Bei den bisherigen Beispielen war die Spundwand unverankert bzw. unversteift angeordnet. Das entspricht statisch dem Fall eines elastisch eingespannten Konsolträgers. Mit zunehmender Wandhöhe, d. h. zunehmender Belastungshöhe durch steigenden Wasserspiegel, wächst hier die Beanspruchung auf Biegung sehr schnell (vgl. Zahlenergebnisse der Frage 2 auf S. 7). Das führt zu großen Rammtiefen und sehr schweren, also teureren Spundwandprofilen. Wirtschaftlich günstiger werden die Verhältnisse, wenn man die Wand

oben verankert oder durch Versteifungen abstützt. Eine solche Absteifung wird häufig bei Einspundungen von Baugruben zur Wasserhaltung durchgeführt. Deshalb soll auch dafür noch ein Beispiel gebracht werden. Und zwar sollen des Vergleichs wegen die gleichen Boden- und Wasserdruckverhältnisse zugrunde gelegt werden, wie bei Frage 4 dieser Aufgabe [ $\rho = 32\frac{1}{2}^0$ ;  $\gamma_e = 1,2 \text{ t/m}^3$  unter Wasser (vgl. S. 16ff.)].

Was bedeutet die Anbringung der Steife<sup>1</sup> für die statischen Verhältnisse der Wand? Bei der freien, also unverstrebten Wand muß zur Gewährleistung der Standfestigkeit an dem im Boden steckenden Wandteil ein einspannendes Kräftepaar wirksam sein ( $E_p$  und  $E'_p$  oder deren Ersatzkraft  $P_E$ ). Bei der oben abgestützten Wand ist dieses Einspannmoment zur Standsicherheit nicht unbedingt notwendig. Es ist ein Gleichgewichtszustand auch möglich, wenn die Belastung (in unserem Fall der Wasserdruck!) oben von der Steife aufgenommen wird und unten vom Erdwiderstand  $E_p$ . Statisch haben wir also etwa die Verhältnisse wie bei einem Träger auf 2 Stützen (vgl. Abb. 17b).

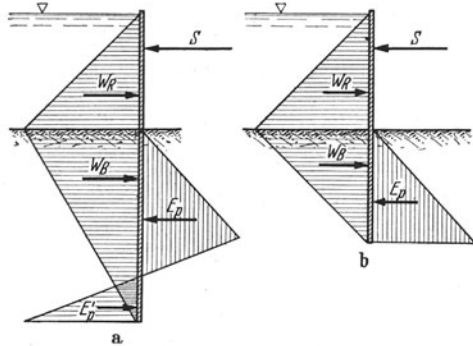


Abb. 17a und b.

Bei wachsender Rammtiefe tritt dann allerdings im Boden wieder Einspannung auf (Abb. 17a).

Bei der oben gestützten Wand müssen also 2 Fälle ins Auge gefaßt werden:

a) Wand mit Einspannung im Boden; der Erdwiderstand wird von rechts und von links voll ausgenützt (Einspannmoment). Es ergibt sich dabei eine größere Rammtiefe als im Falle b, aber geringere Wandbeanspruchung (schwächeres Profil) (Abb. 17a).

b) Wand ohne Einspannung im Boden; der Erdwiderstand von rechts erreicht am unteren Wandende Größtwert; keinen Erdwiderstand von links (also kein Einspannmoment). Dieser Fall ergibt geringste Rammtiefe, aber höchste Beanspruchung der Wand (Abb. 17b).

Blum und Lohmeyer<sup>2</sup> empfehlen nun, stets mit Einspannung zu rechnen, weil der Fall ohne Einspannung in der Bemessung der

<sup>1</sup> Die folgenden Überlegungen gelten natürlich auch für den Fall, daß statt der Druckstrebe ein Zuganker nach der anderen Richtung angebracht wird.

<sup>2</sup> Vgl. Blum: Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken. Dissertation 1930. — Brennecke-Lohmeyer: Grundbau 4. Aufl. Bd. 2 S. 88.

Rammtiefe an die Grenze der Sicherheit geht. Wird aus irgend einem Grunde das Bohlwerk überlastet (etwa durch ein H. W. über die Kote 526,10 hinaus in unserem Beispiel!) oder sind die Bodenverhältnisse zu günstig angenommen, oder gibt die Strebe nach, dann reicht die Rammtiefe nicht mehr aus, die Bohlwand weicht aus. Tritt dagegen bei einer Bohlwand, die auf Grund des Grenzfallles mit Einspannung bemessen ist, eine Überlastung ein, so verschiebt sich in der Momentenfläche die Schlußlinie so, daß das Einspannmoment kleiner, das Feldmoment größer wird. Es tritt also eine höhere Biegungsbeanspruchung der Wand ein, die die Wand unter teilweiser Ausnützung der Sicherheit, die in der Festlegung der zulässigen Biegungsspannung liegt, aushalten kann. Die Rammtiefe reicht zunächst aus, das untere Ende der Wand geht elastisch nach links und der Belastungsfall mit Einspannung nähert sich dem Fall ohne Einspannung.

Im folgenden sollen für das Beispiel unter Frage 4 beide Fälle (ohne und mit Einspannung) untersucht werden, wenn die Wand durch eine Strebe abgestützt wird. Dabei ist die Strebe 0,50 m über M. W., also auf Kote + 524,20 angeordnet.

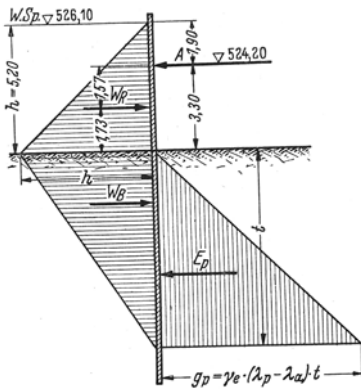


Abb. 18.

**1. Fall: ohne Einspannung.**

Summe der Momente um  $A = \text{Null}$ .

Unter Bezug auf Abb. 18 wird

$$0 = W_R \cdot 1,57 + W_B \cdot \left(3,30 + \frac{t}{3}\right) - E_p \left(3,30 + \frac{2}{3}t\right)$$

$$W_R = \frac{5,20^2}{2} = 13,52 \cdot t$$

$$W_B = \frac{5,20 \cdot t}{2} = 2,60 \cdot t$$

$$E_p = \frac{\gamma \cdot (\lambda_p - \lambda_a) \cdot t^2}{2} = 1,82 \cdot t^2$$

$$0 = 13,52 \cdot 1,57 + 2,60 \cdot t \left(3,30 + \frac{t}{3}\right) - 1,82 \cdot t^2 \cdot \left(3,30 + \frac{2}{3}t\right)$$

und

$$t^3 + 4,23 \cdot t^2 - 6,97 \cdot t = 17,27,$$

daraus Rammtiefe  $t = 2,30 \text{ m}$ .

Summe der Horizontalkräfte = Null.

$$0 = A + E_p - W_R - W_B.$$

Daraus

$$A = W_R + W_B - E_p = 13,52 + 5,98 - 9,72 = 9,78 \text{ t.}$$

Zur Dimensionierung des Wandprofils muß das maximale Biegemoment ermittelt werden. Es tritt da auf, wo die Querkraft zu Null wird, also (Abb. 19):

$$A - \frac{y^2}{2} = 0, \quad y = \sqrt{2A} = \sqrt{2 \cdot 9,78} = 4,42 \text{ m,}$$

das ist  $5,20 - 4,42 = 0,78 \text{ m}$  über der Sohle.

$$\begin{aligned} \max M &= A(y - 1,90) - \frac{y^2}{2} \cdot \frac{y}{3} \\ &= 9,78 \cdot 2,52 - \frac{4,42^3}{6} \end{aligned}$$

$$\max M = 10,27 \text{ tm.}$$

Für  $\sigma = 1200 \text{ kg/cm}^2$  (Stahl von der Festigkeit  $37/44 \text{ kg/mm}^2$ ) ergibt sich ein notwendiges  $W = \frac{1027000}{1200} = 855 \text{ cm}^3$  und damit ein Larssenprofil II mit  $W = 850 \text{ cm}^3$ . Dessen Gewicht je  $\text{m}^2$  Wand beträgt  $122 \text{ kg}$ . Das Wandgewicht je lfd. m Wand ermittelt sich also zu  $0,122 \cdot (5,20 + 2,30) = 0,92 \text{ t}$ . Will man nun die Strebe nicht waagrecht anbringen, sondern schräg gegen den Boden abstützen, so dürfte diese, weil die Wand nur eine Vertikalkomponente  $V$  gleich dem Gewicht der Wand aufzunehmen vermag, nicht steiler stehen als dem Winkel  $\alpha$  entspricht. Dabei ist in unserem Falle (Abb. 20)

$$\text{tg } \alpha = \frac{V}{A} = \frac{0,92}{9,78} = 0,093; \quad \alpha \sim 5^\circ.$$

Bei der Anordnung der Streben ist also hinsichtlich der Neigung Vorsicht geboten. Es muß von Fall zu Fall untersucht werden, ob die Vertikalkomponente der schrägen Strebenkraft wirklich aufgenommen werden kann (vgl. S. 11ff.).

## 2. Fall: mit Einspannung.

Die Wand ist in diesem Falle bei  $A$  frei aufgelagert, im Boden elastisch eingespannt. Das System ist also einfach statisch unbestimmt. Zu seiner genauen Lösung muß neben den bisher angewendeten Gleichgewichtsbedingungen die Biegelinie zu Hilfe genommen werden (vgl. hierzu die Untersuchung S. 24 und 27 mit Abb. 22).

Blum hat für die eingespannte verankerte Wand zur Ermittlung der Rammtiefe und des maximalen Biegemomentes ein abgekürztes

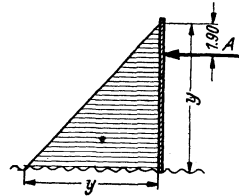


Abb. 19.

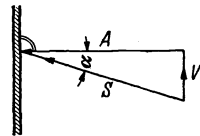


Abb. 20.



Verfahren entwickelt durch Einführung des „Ersatzbalkens“. Diesem Verfahren liegt folgende Überlegung zugrunde:

Infolge der Einspannung im Boden tritt neben der positiven Momentenfläche auch eine negative Momentenfläche auf. Die Momentenschlußlinie schneidet infolgedessen die Momentenlinie in einem Punkt  $O'$  (Abb. 21). Oberhalb dieses Punktes verhält sich die Wand genau wie ein Balken auf 2 Stützen („Ersatzbalken“). Kennt man die Lage dieses Punktes  $O'$  („stellvertretendes Auflager“), so kann die Ankerkraft  $A$  (Strebenkraft) und das größte Biegemoment wie bei einem Balken auf 2 Stützen ermittelt werden. Das statisch unbestimmte System ist damit auf das statisch bestimmte System zurückgeführt. Nur für die Rammtiefe ist dann noch eine Beziehung aufzustellen.

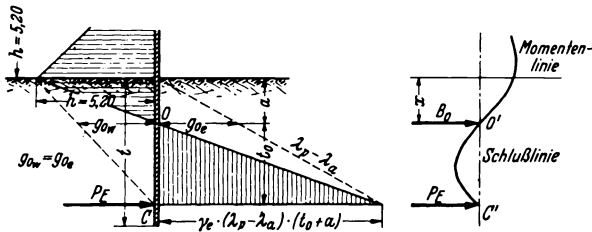


Abb. 21.

Blum hat nun auf Grund der Untersuchungsergebnisse vieler Zahlenbeispiele mit verschiedenartigsten Belastungen festgestellt, daß der Momentennullpunkt  $O'$  so nahe an den Belastungsnulldpunkt  $O$  heranrückt, daß ohne Bedenken  $x = \sim a$  gesetzt werden, d. h. angenommen werden kann, daß das „stellvertretende“ Auflager für  $B_0$  um das Maß  $a$  unter dem Bodenrand, also in  $O$  liegt.

Damit ist für den „Ersatzbalken“ des oberhalb  $O$  liegenden Wandteiles die Aufgabe auf den vorher behandelten Fall der nicht eingespannten verankerten (abgestützten) Wand auf 2 Auflagern zurückgeführt.

Die Lage des Nullpunktes  $O$  der Belastung  $g_{0,w} = g_{0,e}$  ist aus den gegebenen bzw. zugrunde gelegten Belastungsannahmen leicht festzustellen. In unserem Fall wirkt links der Wand im Boden das Wasserdruckdreieck mit der Grundlinie  $h$  und der Höhe = der Rammtiefe. Damit ist diese Belastung veränderlich mit  $t$ . Um diese Schwierigkeit zu beseitigen, wird eine zu erwartende Rammtiefe zunächst geschätzt. Dann kann  $O$  ermittelt und die resultierende Belastungsfläche aufgetragen werden (Abzug der Wasserdruckflächen von der Belastungsfläche des Erdwiderstandes, vgl. Abb. 21<sup>1</sup>).

<sup>1</sup> Dabei ist die untere Spitze des Wasserdruckdreiecks zur Vereinfachung in den Angriffspunkt  $C$  der Ersatzkraft  $P_E$  an der Wand gelegt.

a) **Ermittlung des Ersatzbalkens.** Gegeben:  $\gamma_e(\lambda_p - \lambda_a) = 3,64$ ; angenommen  $a = 1,10$ .

Dann ergibt sich aus  $\Sigma M = 0$  für  $O$  als Momentenpunkt:

$$A(3,30 + 1,10) - 13,52 \cdot (1,73 + 1,10) - \frac{5,20}{2} \cdot 1,10 \cdot \frac{2}{3} \cdot 1,10 = 0,$$

daraus  $A = 9,38$  t.

Für  $B_0$  ergibt sich:

$$A + B_0 - 13,52 - \frac{5,20}{2} \cdot 1,10 = 0$$

$$B_0 = 16,38 - A = 16,38 - 9,38 = 7,0 \text{ t.}$$

Das maximale Moment tritt im Abstand  $y$  vom H. W.-Spiegel, d. h.  $(h - y)$  vom Bodenrand auf. Nach S. 23 ist

$$y = \sqrt{2A} = \sqrt{2 \cdot 9,38} = 4,33 \text{ m.}$$

Somit das maximale Moment (siehe S. 23):

$$\begin{aligned} \max M &= A \cdot (y - 1,90) - \frac{y^3}{6} \\ &= 9,38(4,33 - 1,90) - \frac{4,33^3}{6} \\ &= 9,28 \text{ tm.} \end{aligned}$$

Für Larssenprofil  $I_a$  neu aus Stahl 50/60 kg/mm<sup>2</sup> und  $W = 600$  cm<sup>3</sup> ergibt sich  $\sigma = \frac{928000}{600} = 1550$  kg/cm<sup>2</sup> ( $\sigma_{zul} = 1620$  kg/cm<sup>2</sup>).

b) **Ermittlung der Rammtiefe.** Unter Bezug auf Abb. 21 ergibt sich für den Momentenpunkt auf der Ersatzkraft  $P_E$ :

$$B_0 \cdot t_0 - \gamma_e(\lambda_p - \lambda_a) \cdot (t_0 + a) \cdot \frac{t_0}{2} \cdot \frac{t_0}{3} = 0.$$

(Moment in  $O$  ist Null und  $\overline{C'O'}$  ebenfalls Ersatzbalken!).

Daraus

$$\begin{aligned} t_0^2 + a t_0 &= \frac{6 B_0}{\gamma_e(\lambda_p - \lambda_a)} \\ t_0 &= -\frac{a}{2} + \sqrt{\frac{a^2}{4} + \frac{6 B_0}{\gamma_e(\lambda_p - \lambda_a)}}. \end{aligned}$$

Durch Einsetzen der gegebenen Werte wird

$$t_0 = -\frac{1,10}{2} + \sqrt{\frac{1,10^2}{4} + \frac{6 \cdot 7,0}{3,64}} = 2,89 \text{ m}$$

$$t_0 + a = 2,89 + 1,10 = 3,99 \text{ m.}$$

Setzt man zur Festlegung der wirklichen Rammtiefe statt  $t_0$  den Wert  $1,20 \cdot t_0$  zur Berücksichtigung des Erdwiderstandes  $E'_p$ , der zunächst durch  $P_E$  ersetzt wurde<sup>1</sup>, so erhält man für  $t$ :

$$t = a + 1,20 \cdot t_0 = 1,10 + 1,20 \cdot 2,89 = 4,57 \text{ m.}$$

<sup>1</sup> Vgl. Brennecke-Lohmeyer: Grundbau (siehe a. a. O.) S. 85. — Blum: Spannungsverhältnisse bei Bohlwerken (siehe a. a. O.) S. 26.

26 Aufgabe 1: Hydrostatischer Druck auf senkrechte ebene Flächen.

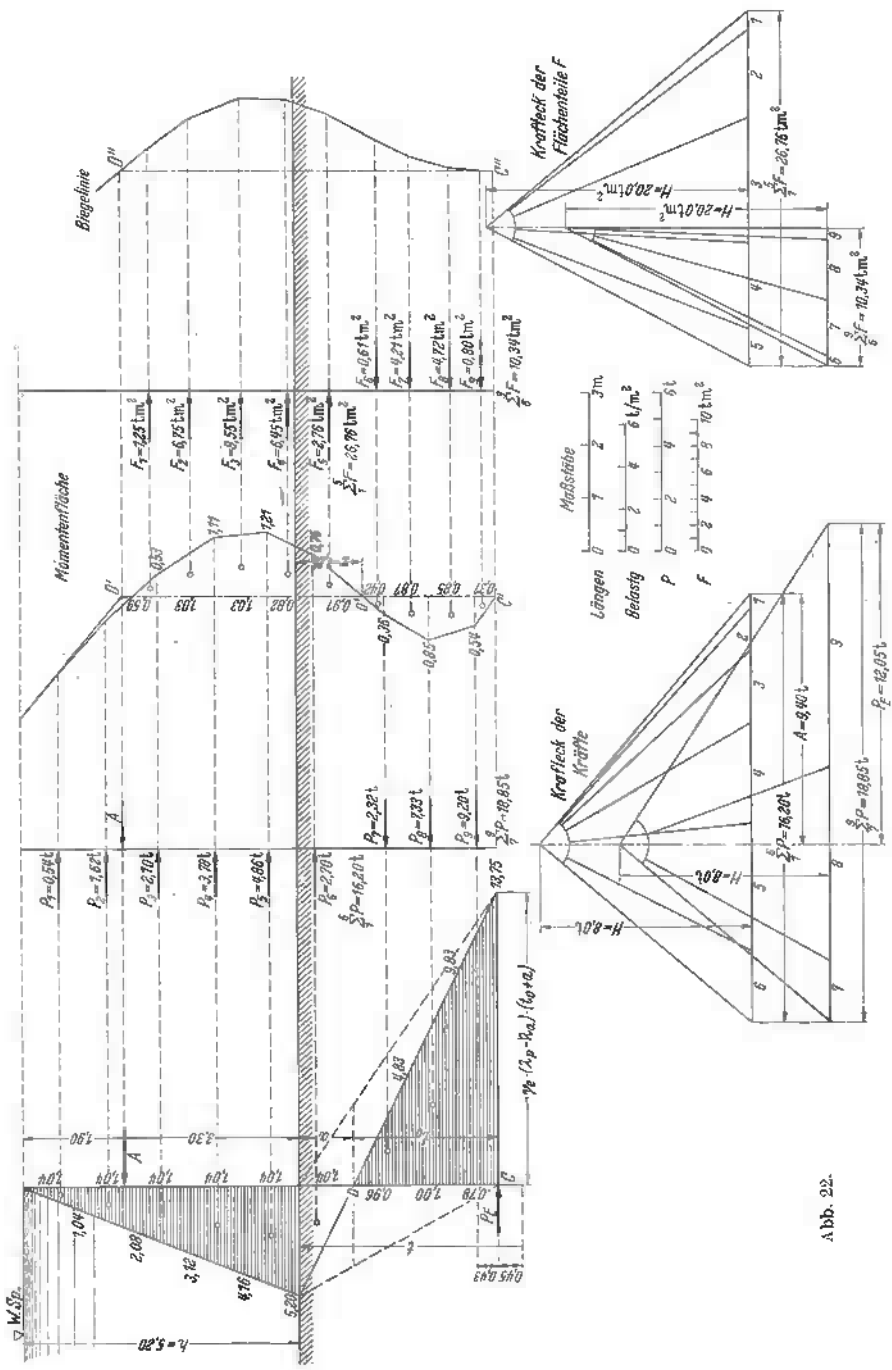


Abb. 22.

In Abb. 22 ist die Untersuchung auch noch mit Hilfe der Biegelinie durchgeführt. Der Erdwiderstand  $E'_p$  von links wurde dabei durch die Ersatzkraft  $P_E$  ersetzt. Es ist nun  $t_0$  so zu wählen, daß in den Punkten  $D''$  und  $C''$  der Biegelinie keine Verschiebung eintritt, daß diese Punkte also auf einer Senkrechten liegen. (Sollte die Strebe oder ein auf der anderen Seite der Wand angebrachter Zuganker eine Verschiebung erleiden, so wäre diese vorher zu ermitteln und Punkt  $D''$  der Biegelinie um diesen Betrag entsprechend seitlich zu verschieben.)

Wie man sich leicht selbst überzeugen kann, spricht die Biegelinie auf kleine Änderungen von  $t_0$  sehr kräftig an. Bei zu großem  $t_0$  schlägt sie in unserem Falle nach links aus, bei zu kleinem  $t_0$  nach rechts. Durch Mitteln kann man dann mit hinreichender Genauigkeit den richtigen Wert  $t_0$  abschätzen<sup>1</sup>. Um die Linie  $C''D''$  in der Zeichnung senkrecht zu erhalten, wird im Krafteck der Flächenteile  $F$  der Pol so gelegt, daß der letzte Polstrahl senkrecht steht (siehe Abb. 22). Solange lediglich die Lage der Biegelinie festgestellt zu werden braucht, nicht die wahre Größe der Biegungsordinaten, kann die Größe des Polabstandes beliebig angenommen werden<sup>2</sup>.

Die genaue Untersuchung ergibt:

$$a = 1,04 \text{ m}; \quad x = 1,26 \text{ m}; \quad \max M = 1,21 \cdot 8,0 = 9,68 \text{ tm};$$

$t_0 = 2,74 \text{ m}; P_E = 12,05 \text{ t}$ , entsprechend einer Vergrößerung der Rammtiefe um  $0,45 \text{ m}$  (vgl. Abb. 22).

Gesamte Rammtiefe:  $t_0 + a + 0,45 = 4,23 \text{ m}$ .

Bei Beibehaltung des weiter oben gewählten Larssenprofils Ia neu aus Stahl 50/60 erreicht jetzt  $\sigma = \frac{968000}{600} = 1615 \text{ kg/cm}^2$ , also den gerade zulässigen Wert. Mit Rücksicht auf den vorübergehenden Verwendungszweck wäre auch noch ein höheres  $\sigma$  vertretbar.

## Aufgabe 2.

### Bemessung eines Kastenfangedammes aus zwei verankerten Spundwänden.

Eine Baugrube von großer Breite soll gegen einen äußeren Wasserstand von  $\max h = 5,20 \text{ m}$  dicht abgeschlossen werden durch einen Kastenfangedamm, bestehend aus 2 durch Anker verbundene Larssen-spundwände, deren Zwischenraum mit Sand ausgefüllt wird ( $\varrho = 30^\circ$ ,

<sup>1</sup> Dieses Probiervorgehen vermeidet Hedde, indem er aus der Unstimmigkeit der ersten Biegelinie die richtige Lage der Momentenschlußlinie in einfacher Weise analytisch berechnet; siehe hierzu Bautechn. 1937 Heft 51 S. 659ff.

<sup>2</sup> Im übrigen vgl. z. B. auch Brennecke-Lohmeyer (siehe a. a. O.) S. 83 und 84.

$\gamma_e = 1,8 \text{ t/m}^3$  im Trockenem). Der Untergrund besteht aus einer 5 m starken Sandschicht von  $\rho = 30^\circ$  und  $\gamma'_e = 1,1 \text{ t/m}^3$  (unter Wasser); darunter befindet sich ein dichter Ton. Man entwerfe den Fangedamm!

## Lösung.

In der Aufgabe 1 wurde unter Frage 6 eine gegen Wasserdruck versteifte Larssenwand untersucht. Dabei ergab sich, daß die Versteifung nahezu waagrecht angebracht werden muß, denn es steht der Vertikalkomponente der schrägen Strebenkraft lediglich das Spundwandgewicht entgegen und dieses ist zu klein, um die mit wachsender Schräglage der Strebe zunehmende Größe der Vertikalkomponente aufnehmen zu können. Ist die Baugrube zu groß, um eine horizontale oder nahezu horizontale Strebe anzubringen, ist es auch nicht möglich, die Strebe durch

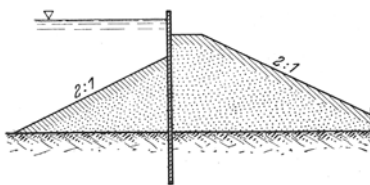


Abb. 23.

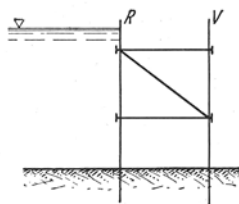


Abb. 24.

einen Zuganker nach der anderen Seite hin zu ersetzen, so muß man zu anderen konstruktiven Mitteln greifen, um die wasserhaltenden Spundbohlen nicht zu schwer und zu lang, d. h. unwirtschaftlich werden zu lassen. Ein solches konstruktives Mittel ist z. B. die Anbringung von einer Erdschüttung (auf einer Seite oder auf beiden Seiten der Wand, Abb. 23). Reicht bei gegebenen Verhältnissen der Platz dafür nicht aus, dann stehen noch andere Konstruktionsformen des Fangedammes zur Verfügung<sup>1</sup>.

In unserem Beispiel soll ein Kastenfangedamm aus Spundwand-eisen (doppeltes Spundwandbauwerk) angebracht werden. Diesen kann man sich aus einem einfachen Spundwandbauwerk entstanden denken, indem man zunächst 2 für sich gerammte Wände durch Streben fest miteinander verbindet (Abb. 24), so daß zwischen Vorderwand (V) und Rückwand (R) eine Verbundwirkung gewährleistet ist. Füllt man den zwischen beiden Wänden vorhandenen Zwischenraum (Kasten) nun noch mit Bodenmaterial aus, so tritt zu den bisherigen äußeren Kräften für die Stabilität des Bauwerks noch das Gewicht des Füllmaterials hinzu. Der Kastenfangedamm wird damit zu einem Mittelding zwischen

<sup>1</sup> In Brennecke-Lohmeyer: Grundbau Bd. 1 (1927) sind auf S. 208ff. eine Reihe solcher Konstruktionen gezeigt.

einem Massivbauwerk (Schwergewichtsbauwerk) und dem einfachen Spundwandbauwerk der Aufgabe 1. Außer der Gewichtswirkung übernimmt die Füllung die Druckwirkung der Rückwand, so daß gegebenenfalls auf die Anbringung von Druckstreben verzichtet werden kann<sup>1</sup>.

Betrachtet man den Kastenfangedamm als reines Schwergewichtsbauwerk — ein solches ist es tatsächlich, wenn die Rammtiefe sehr gering ist oder wenn der Untergrund nicht geeignet ist zu einer biegungsfesten Verbindung zwischen Wand und Boden, so läßt sich die Forderung aufstellen, daß das Gewicht der Füllung und ihre innere Festigkeit dem einseitigen Wasserdruck ausreichenden Widerstand entgegensetzen<sup>2</sup>. Für die Standfestigkeit des Dammes wird daraus die Forderung hergeleitet: 1. die Drucklinie muß immer im Kern des Dammes liegen und 2. die im Erdkörper auftretenden Schubkräfte müssen von der inneren Reibung zwischen Erde und Wand vollkommen aufgenommen werden, so daß keinerlei Verschiebungen auftreten können.

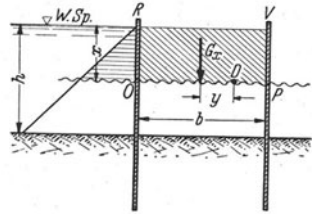


Abb. 25.

Für die erste Bedingung ergeben sich folgende Ansätze für die Fuge in der Tiefe  $x$  unter Wasserspiegel (Abb. 25):

$$\text{Wasserdruck auf die Tiefe } x: W_x = \frac{x^2}{2},$$

Moment  $M_{OP}$  von  $W_x$  in bezug auf die Fuge  $OP$ :

$$M_{OP} = W_x \cdot \frac{x}{3} = \frac{x^3}{6};$$

damit Moment  $M_D$  um den Punkt  $D$

$$M_D = M_{OP} - G_x \cdot y = \frac{x^3}{6} - \gamma_e \cdot x \cdot b \cdot y.$$

Wenn  $D$  ein Punkt der Drucklinie ist, dann wird  $M_D = 0$ . Also

$$0 = \frac{x^3}{6} - \gamma_e \cdot x \cdot b \cdot y = \frac{x^2}{6} - \gamma_e \cdot b \cdot y.$$

Daraus

$$y = \frac{x^2}{6\gamma_e \cdot b}.$$

Für  $x = h$  soll  $y = \frac{b}{6}$  im Grenzfall werden (Drucklinie geht durch den Kernrand!).

<sup>1</sup> Über die verschiedenen Konstruktionsformen von Fangedämmen aus doppelten Spundwänden vgl. Agatz: Kampf des Ingenieurs S. 156 usw.

<sup>2</sup> Vgl. Hager: Die Berechnung von Fangedämmen. Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1931 Heft 14. — Pennoyer, R. P.: Gravity Bulkheads and Cellular Cofferdams. Civ. Engng. 1934 Heft 6.

Für die notwendige Breite des Fangedammes ergibt sich also:

$$\frac{b}{6} = \frac{h^2}{6\gamma_e \cdot b} \quad \text{und} \quad b_1 \geq \sqrt{\frac{h^2}{\gamma_e}} = h \sqrt{\frac{1}{\gamma_e}}.$$

Für die 2. Bedingung (Gleitsicherheit) ergibt sich für die Fuge an der Sohle ( $x = h$ ):

a) wenn man die Schubspannung rechtwinklig über die Fuge verteilt annimmt:

$$W_h = G_h \cdot \operatorname{tg} \varrho \quad (\varrho = \text{Reibungswinkel, Böschungswinkel})$$

$$\frac{h^2}{2} = \gamma_e \cdot b \cdot h \cdot \operatorname{tg} \varrho; \quad \text{daraus} \quad b_2 \geq \frac{h}{2\gamma_e \cdot \operatorname{tg} \varrho}.$$

b) bei parabolischer Verteilung der Spannung über die Fuge:

$$\tau_{\text{vorh}} = \frac{3}{2} \cdot \frac{W}{b} \quad \text{und} \quad \tau_{\text{zul}} = \frac{G_h}{b} \cdot \operatorname{tg} \varrho.$$

also

$$\frac{3}{2} \cdot \frac{W}{b} = \frac{G_h}{b} \cdot \operatorname{tg} \varrho; \quad \frac{3}{2} \cdot \frac{h^2}{2} = \gamma_e \cdot b \cdot h \cdot \operatorname{tg} \varrho;$$

daraus

$$b'_2 \geq \frac{3h}{4 \cdot \gamma_e \cdot \operatorname{tg} \varrho} \left( = 1,5 \cdot \frac{h}{2 \cdot \gamma_e \cdot \operatorname{tg} \varrho} = 1,5 \cdot b_2 \right).$$

Für die Bemessung der Breite  $b$  des Fangedammes ist der ungünstigste, d. h. größte der Werte  $b_1$  oder  $b_2$  bzw.  $b'_2$  zugrunde zu legen.

Zum Unterschied von der oben skizzierten Betrachtungsweise kann der Fangedamm aber auch bis zum Fußpunkt der Spundwände als ein Schwergewichtsbauwerk betrachtet werden, das unter der Einwirkung sowohl der äußeren als auch der inneren Kräfte stabil sein muß. Der in der vorliegenden Aufgabe gesuchte Kastenfangedamm soll auf Grund dieser Betrachtungsweise berechnet werden.

### a) Stabilitätsuntersuchung des Kastens als Ganzes.

Es müssen die äußeren Kräfte im Gleichgewicht sein, d. h.

$$\sum H = 0; \quad \sum V = 0; \quad \sum M = 0.$$

Welche äußeren Kräfte wirken in diesem Falle?

1. Der Wasserdruck. Es ist ungünstig angenommen, daß sich der flußseitige Wasserüberdruck von der Höhe  $h$  bis an den Fuß der Rückwand fortsetzt (Abb. 26). Dadurch ergeben sich die Wasserdruckkomponenten  $W_1$  und  $W_2$ . Um zu verhindern, daß Wasser durch die Spundwandschlösser in die Dammfüllung eindringt, wird die rückwärtige Spundwand  $R$  durch eine Lehmschicht von ca. 30 bis 50 cm gedichtet (Abb. 33). Um von oben eindringendes Tagwasser und von

unten kommendes Druckwasser aus dem Füllkörper des Kastens wegzuführen, werden in die Schenkel etwa jeder 6. Bohle 10 Sickerlöcher von etwa 20 mm Durchmesser gebohrt. Die Lochreihen werden in einem solchen Abstand vom oberen Spundwandrand angeordnet, daß sie nach Rammung der Bohlen unter und über der Sohle der Baugrube zu liegen kommen (Abb. 33). Außerdem kann man die unterste Lage der Füllung aus Material mit größerer Korngröße als Filterkörper herstellen oder Drainrohre im gleichen Abstand wie die Lochreihen (etwa 2,4 m) verlegen. Dadurch wird gewährleistet, daß der Füllkörper nicht unter Auftriebswirkung kommt, so daß sein Einheitsgewicht tatsächlich mit  $\gamma_{e_1} = 1,8 \text{ t/m}^3$  zur Wirksamkeit kommt und daß der Wasserüberdruck in der vorausgesetzten Weise auftritt.

2. Der aktive Erd-  
 ruck  $E_a$ , der an der Rück-  
 wand links unten entsteht.

3. Das Gewicht des  
 Erdkörpers zwischen den  
 Spundwänden. Dieses setzt  
 sich zusammen aus dem Ge-  
 wicht  $G_1$  der Füllung ( $\gamma_{e_1}$ ) und dem Gewicht  $G_2$  des Bodens zwischen  
 den beiden Wänden ( $\gamma_{e_2}$ ).

4. Der Erdwiderstand  $E_p$ , der an der Vorderwand rechts unten entsteht. Die Wandreibung wird durch Ansatz von  $2\lambda_p$  berücksichtigt (vgl. S. 12).

5. Die Reibung in der Wandfußfuge.

6. Die Bodenpressung  $Q$  in der Wandfußfuge.

Aus der Bedingung  $\Sigma H = 0$  ergibt sich

$$W_1 + W_2 + E_a - E_p - R = 0$$

$$R = W_1 + W_2 + E_a - E_p.$$

Andererseits gilt für  $R$ :

$$R \leq (G_1 + G_2) \operatorname{tg} \varrho \quad (\text{bei rechteckiger Verteilung der Scherspannung})$$

bzw.

$$R \leq \frac{3}{2} (G_1 + G_2) \operatorname{tg} \varrho \quad (\text{bei parabolischer Verteilung der Scherspannung}).$$

$Q$  soll im Kern bleiben, d. h. es dürfen keine Zugspannungen auftreten, weil sie nicht übertragen werden können. Für den Grenzfall muß also  $Q$  durch  $D$  gehen ( $b = b_{\min}$ ). Für diesen Fall ist die Kanten-

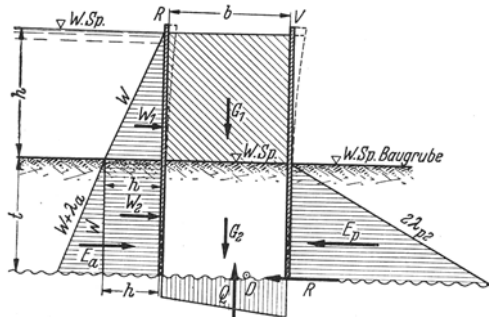


Abb. 26.



pressung an der Rückwand:

$$\sigma = 0 = \frac{P}{F} - \frac{M}{W'} \quad (W' = \text{Widerstandsmoment})$$

$$\sigma = 0 = \frac{G_1 + G_2}{b_{\min}} - \frac{6M}{b_{\min}^2},$$

da

$$G_1 + G_2 = \gamma_{e1} \cdot b \cdot h + \gamma_{e2} \cdot b \cdot t,$$

also

$$\frac{G_1 + G_2}{b} = \gamma_{e1} \cdot h + \gamma_{e2} \cdot t$$

ergibt sich bei  $b = b_{\min}$ :

$$\frac{6M}{b_{\min}^2} = \gamma_{e1} \cdot h + \gamma_{e2} \cdot t$$

und

$$b_{\min} = \sqrt{\frac{6M}{\gamma_{e1} \cdot h + \gamma_{e2} \cdot t}}.$$

$M$  ist dabei in unserem Falle das maximale Biegemoment aus Wasser- und Erddruck für die betrachtete Fuge und deshalb veränderlich mit  $t$  ( $M = f(t)$ ).

Denn da, wo das größte Biegemoment auftritt, liegt der ungünstigste Querschnitt. Dabei betrachten wir den Fangedamm als Ganzes als einen eingespannten Konsolträger. Für das Biegemoment erhält man:

$$M = \frac{h^2}{2} \left( t + \frac{h}{3} \right) + h \cdot t \cdot \frac{t}{2} + \gamma_{e2} \cdot \lambda_{a2} \cdot \frac{t^2}{2} \cdot \frac{t}{3} - \gamma_{e2} \cdot 2 \lambda_{p2} \cdot \frac{t^2}{2} \cdot \frac{t}{3}.$$

Das maximale Biegemoment  $M$  ergibt sich aus  $\frac{dM}{dt} = 0$ .

$$h^2 + 2 \cdot h \cdot t - \gamma_{e2} (2 \cdot \lambda_{p2} - \lambda_{a2}) \cdot t^2 = 0$$

$$t = \frac{h}{\gamma_{e2} (2 \cdot \lambda_{p2} - \lambda_{a2})} + \sqrt{\frac{h^2}{\gamma_{e2}^2 (2 \cdot \lambda_{p2} - \lambda_{a2})^2} + \frac{h^2}{\gamma_{e2} (2 \cdot \lambda_{p2} - \lambda_{a2})}},$$

Für unser Beispiel gilt:

$$\begin{aligned} h &= 5,20 \text{ m}; \quad \gamma_{e1} = 1,8 \text{ t/m}^3; \quad \gamma_{e2} = 1,1 \text{ t/m}^3; \quad \varrho = 30^\circ; \quad \alpha = \beta = \delta = 0; \\ \lambda_{a1} &= \lambda_{a2} = 0,33; \quad \lambda_{p1} = \lambda_{p2} = 3,03; \quad 2 \lambda_{p2} = 6,06; \quad 2 \lambda_{p2} - \lambda_{a2} = 5,73; \\ &\quad \gamma_{e2} (2 \cdot \lambda_{p2} - \lambda_{a2}) = 6,30. \end{aligned}$$

Somit Tiefe des Fangedammes im Boden

$$t = \frac{5,20}{6,30} + \sqrt{\frac{5,20^2}{6,30^2} + \frac{5,20^2}{6,30}} = 2,91 \sim 2,90 \text{ m}^*$$

und

$$\max M = \frac{5,20^2}{2} \cdot 4,63 + 5,20 \cdot \frac{2,90^2}{2} - 6,30 \cdot \frac{2,90^3}{6} = 58,9 \text{ tm};$$

\* Die tatsächliche Rammtiefe der beiden Spundwände wird durch Einzeluntersuchungen erst noch festgestellt.

daraus 
$$b_{\min} = \sqrt{\frac{6 \cdot 58,9}{1,8 \cdot 5,20 + 1,1 \cdot 2,90}} = 5,30 \text{ m.}$$

Der Kastenfangedamm erhält darnach eine Breite von 5,30 m, von Spundwandschloß-Vorderwand zu Spundwandschloß-Rückwand gemessen.

### b) Dimensionierung der beiden Spundwände.

**a) Vorderwand.** Die beiden Wände werden durch Anker miteinander verbunden in Abständen von 2,40 m. Diese Anker bilden für die Vorderwand *V* Stützen, so daß diese Wand als eine verankerte Wand zu betrachten ist. Sie kann, wie bei dem auf S. 20ff. bereits behandelten Fall, als Träger auf 2 Stützen gerechnet und damit die Rammtiefe ermittelt werden. Dies bedeutet nicht nur eine Vereinfachung der Rechnung, sondern man erhält dadurch auch sichere Werte für die Ankerkraft *A* und das anzusetzende Spundwandprofil.

Andererseits hängt die Dimensionierung der Rückwand vom Ansatzpunkt *K* des Gleitkeiles für den Erd- druck auf die Vorderwand ab (vgl. Abb. 31). Dieser Ansatzpunkt ist aber bei frei aufgelagerter Spundwand der Fußpunkt der Wand, und er liegt bei eingespannter Wand in  $\frac{t}{2}$  bis  $\frac{t}{3}$  unter

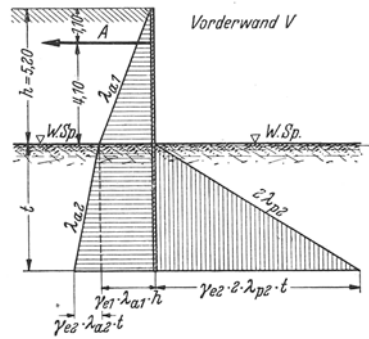


Abb. 27.

Bodenplanie<sup>1</sup>. Bei eingespannter Vorderwand rückt also der Ansatzpunkt des Gleitkeiles nach oben, was zu einer geringeren notwendigen Rammtiefe für die Rückwand führt.

Aus diesen Überlegungen soll in unserem Fall die Vorderwand als frei aufgelagerter Träger berechnet und bemessen, die Rammtiefe *t* aber dann so groß angenommen werden, daß noch eine Einspannung vorhanden ist.

Auf die Vorderwand wirken folgende Kräfte: die Ankerkraft *A*,

<sup>1</sup> Bei äußerst sorgfältiger Ermittlung der Bodenkonstanten ( $\rho$ ;  $\gamma$ ) und der ungünstigsten Belastungen kann der Ansatzpunkt *K* der Gleitfläche in  $t/3$  der Vorderwand-Rammtiefe angenommen werden. Will man die Sicherheit vergrößern, rückt *K* abwärts nach  $t/2$  der Rammtiefe. Bei unübersichtlichen Konstruktionen wird man der Sicherheit wegen *K* noch tiefer legen. Bei freier Auflagerung rückt dann *K* bis zum Fußpunkt der Vorderspundwand hinab [Homberg: Graphische Untersuchungen von Fangedämmen und Ankerwänden (Heft 8 der Mitteilungen aus dem Gebiete des Wasserbaues und der Baugrundforschung. Berlin: W. Ernst & Sohn 1938) und die dort durchgeführten kritischen Betrachtungen zu den bisherigen Berechnungsmethoden.]

die aktiven Erddrücke ( $\gamma_{e_1}, \lambda_{a_1}$  bzw.  $\gamma_{e_2}, \lambda_{a_2}$ ), sowie der Erdwiderstand ( $\gamma_{e_2}, 2\lambda_{p_2}$  unter Berücksichtigung der Wandreibung). Durch die Drainung der Kastenfüllung wird der Wasserstand auf gleicher Höhe wie in der Baugrube gehalten, so daß ein einseitiger Wasserüberdruck nicht auftritt.

Wie auf S. 22 ergibt sich wieder:  $\Sigma M$  um  $A = 0$ .

$$0 = \frac{1}{2} \gamma_{e_1} \cdot \lambda_{a_1} \cdot h^2 \cdot \left(\frac{2}{3} h - 1,10\right) + \gamma_{e_1} \cdot \lambda_{a_1} \cdot h \cdot t \cdot \left(\frac{t}{2} + 4,10\right) +$$

$$+ \frac{1}{2} \gamma_{e_2} \cdot \lambda_{a_2} \cdot t^2 \cdot \left(\frac{2}{3} t + 4,10\right) - \frac{1}{2} \gamma_{e_2} \cdot 2 \cdot \lambda_{p_2} \cdot t^2 \cdot \left(\frac{2}{3} t + 4,10\right)$$

$$\gamma_{e_1} \cdot \lambda_{a_1} \cdot h = 1,8 \cdot 0,33 \cdot 5,20 = 3,09 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{1}{2} \gamma_{e_2} \cdot (2 \cdot \lambda_{p_2} - \lambda_{a_2}) = 3,15,$$

$$0 = 8,03 \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot 5,20 - 1,10\right) + 3,09 \cdot t \cdot \left(\frac{t}{2} + 4,10\right) -$$

$$- 3,15 \cdot \frac{2}{3} t^3 - 3,15 \cdot 4,10 \cdot t^2.$$

Daraus

$$t^3 + 5,41 \cdot t^2 - 6,04 \cdot t = 9,07 \quad \text{und} \quad t \sim 1,75 \text{ m}$$

Für diese Rammtiefe von  $t = 1,75$  m ergibt sich für  $A$ :

$$A = \frac{1}{2} \gamma_{e_1} \cdot \lambda_{a_1} \cdot h^2 + \gamma_{e_1} \cdot \lambda_{a_1} \cdot h \cdot t - \frac{1}{2} \gamma_{e_2} \cdot (2 \cdot \lambda_{p_2} - \lambda_{a_2}) \cdot t^2.$$

Mit obigen Werten wird  $A = 3,78$  t.

Das Maximalmoment tritt da auf, wo die Querkraft zu Null wird.

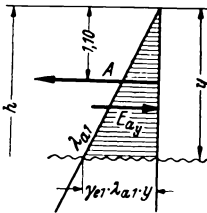


Abb. 28.

$$A - \frac{\gamma_{e_1}}{2} \cdot \lambda_{a_1} \cdot y^2 = 0$$

$$y = \sqrt{\frac{2A}{\gamma_{e_1} \cdot \lambda_{a_1}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 3,78}{1,8 \cdot 0,33}} = 3,57 \text{ m},$$

das ist  $5,20 - 3,57 = 1,63$  m über Sohle

$$\max M = A (y - 1,10) - E_{a_y} \cdot \frac{y}{3}$$

$$= 3,78 (3,57 - 1,10) - \frac{1,8}{6} \cdot 0,33 \cdot 3,57^3 = 4,80 \text{ tm.}$$

Gewählt Larssen Profil Ia aus St. 45/42 mit  $W = 380 \text{ cm}^3$  und  $M_{zul} = 5,55 \text{ tm}$

$$\sigma = \frac{M_{vorh}}{W} = \frac{480000}{380} = 1260 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Rammtiefe wird mit Rücksicht auf das weiter oben Gesagte mit 2,40 m festgelegt, die Bohlenlänge also  $5,20 + 2,40 = 7,60$  m.

**Anker.** Anker unter  $1\frac{1}{2}''$   $\varnothing$  sind mit Rücksicht auf die Lebensdauer nicht zu empfehlen.  $\sigma_{zul}$  bei St. 37  $800 \text{ kg/cm}^2$ , bei St. 52  $1200 \text{ kg/cm}^2$ . Das Ankermaterial soll zäh sein, daher benützt man keine Kohlen-

stoffstähle (St. 48, St. 50/60). Bei Anordnung von Gelenkscheiben ist eine Erhöhung der zulässigen Beanspruchung um 25% angebracht.

In unserem Falle müssen von den Anker 3,78 t je lfd. m Wand aufgenommen werden. Bei dem gewählten Abstand der Anker von je 2,40 m wird der Ankerzug  $P = 3,78 \cdot 2,40 = 9,07$  t.

Es wird gewählt ein Ankerrundstahl von  $1\frac{3}{4}'' = 44,5$  mm Außendurchmesser. Beim Gewinde beträgt dann der Reindurchmesser 37,9 mm und der Kernquerschnitt  $F_k = 11,31$  cm<sup>2</sup>. Somit

$$\sigma = \frac{9070}{11,31} = 800 \text{ kg/cm}^2.$$

Es genügt also als Ankermaterial St. 37.

**Gurtung.** Bei dem gewählten Ankerabstand von  $l = 2,40$  m wird das im Gurt auftretende maximale Moment

$$M = \frac{P \cdot l}{10} = \frac{9,07 \cdot 2,40}{10} = 2,18 \text{ tm.}$$

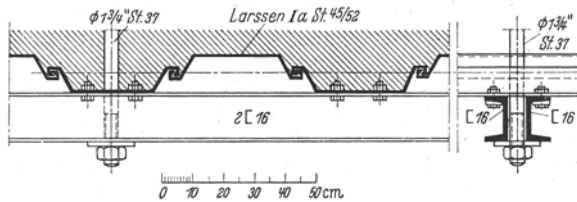


Abb. 29.

Gewählt werden mit Rücksicht auf das Ausrichten der Wand 2 [ 16 Stahl 37 vom Widerstandsmoment  $2 \cdot 116 = 232$  cm<sup>3</sup>.

$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{218000}{232} = 940 \text{ kg/cm}^2$ . Die Gurtung wird an der Vorderwand  $V$  an der Kastenaußenseite, an der Rückwand  $R$  an der Kasteninnenseite angebracht (Abb. 33).

**β) Rückwand.** Auf die Rückwand wirkt von links her der Wasserdruck  $W$ . Unter seinem Einfluß macht der obere Teil der Rückwand  $R$  eine Drehung nach rechts. Die gleiche Wirkung ruft der Ankerzug  $A$  hervor. Bei der Rechtsdrehung preßt sich dieser obere Wandteil gegen die Erdhinterfüllung des Kastens und versucht diese wegzuschieben. Dadurch wird der Erdwiderstand  $\lambda'_{p_1}$  mobilisiert, der sich dieser Verschiebung widersetzt. Mit sinkendem Wasserstand, also kleiner werdendem  $W$  geht die Wandverschiebung zurück und damit wird auch der tatsächlich erregte Erdwiderstand (als Reaktion darauf) geringer. Andererseits wird mit steigendem Wasserspiegel, also wachsendem  $W$  die Wandverschiebung und damit die Reaktion des Erdwiderstandes größer, bis letzterer seinen möglichen Größtwert erreicht.

Die Verdrehung und Biegung der Wand nach rechts in ihrem oberen Teil führt zu einer Drehung der Wand nach links im unteren, im Boden steckenden Wandteil  $NQ$  (Abb. 31). Ihr widersetzt sich der links anruhende Bodenkörper mit seinem Erdwiderstand  $\lambda_{p_2}$ . Außerdem wirkt in unserem Falle auf den Bohlwerksteil  $NQ$  noch der Wasserüberdruck von der Höhe  $h$  der Verdrehung der Wand nach links entgegen. (Dieser Wasserüberdruck ergibt sich infolge der Entwässerung der Kastenfüllung, siehe S. 31). Von rechts wirkt auf diesen Wandteil der aktive Erddruck  $\lambda_{a_2}$ . Bei genügend großer Rammtiefe wird auf das untere Wandende auch noch ein Erdwiderstand von rechts her wirksam werden (mit  $P_E$  in Abb. 30 angedeutet).

Statisch ist also die Rückwand als eine unverankerte eingespannte Spundwand (Ankerwand) zu behandeln.

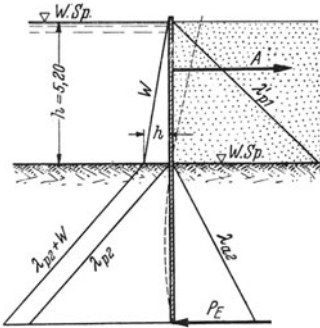


Abb. 30.

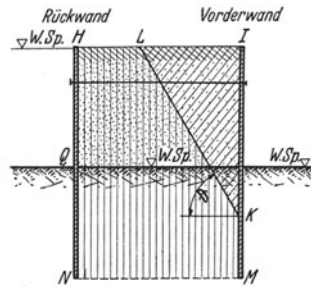


Abb. 31.

Eine besondere Überlegung ist noch hinsichtlich der Größe des Erdwiderstandes  $\lambda'_{p_1}$  der Kastenfüllung notwendig. Dazu muß von den Erddruckverhältnissen an der Vorderwand ausgegangen werden.

Die Vorderwand des Fangedammes hat sich unter dem Druck des von ihr gestützten Erdkörpers nach rechts bewegt. Dadurch hat sich die Gleitfläche  $KL$  ausgebildet (Abb. 31), auf welcher sich die Erdteilchen des Gleitkörpers  $KLJ$  bei der Rechtsverschiebung der Vorderwand in Bewegung gesetzt haben. Bei diesem Gleitkörperzustand kann sich keinerlei Erdwiderstand in demselben ausbilden. Es bleibt aber die Gewichtswirkung des Keiles  $KLJ$  auf den Erdkörper  $KLHNM$ , wodurch letzterer gegen angreifende Kräfte aus der Rückwand abgestützt wird.

Für die Ausbildung des Erdwiderstandes auf die Rückwand  $HQ$  steht darnach nur der in Ruhe gebliebene Erdkörper  $KLHNM$  bereit, der längs der Gleitfläche  $KL$  durch die Auflast des Gleitkörpers  $KLJ$  belastet ist. Der so entstehende Erdwiderstand im Kasten kann natürlich nicht die Größe erreichen wie im ungestörten Erdreich.

Homberg hat zur Ermittlung dieses Erdwiderstandes ein graphisches Verfahren entwickelt<sup>1</sup>. Dabei ergeben sich gekrümmte  $\lambda_{p_1}$ -Linien und kleinere  $E'_{p_1}$ -Werte als normalerweise. Gestützt auf diese Untersuchungen wird im vorliegenden Beispiel der Erdwiderstand zur Vereinfachung mit dem halben Wert angesetzt, wie er sich für ungestörtes Erdreich ergäbe, also  $\lambda'_{p_1} = \frac{1}{2}\lambda_{p_1}$  bei  $\delta = 0^\circ$  gesetzt, dafür aber die  $\lambda'_{p_1}$ -Linie geradlinig angenommen.

Nun ist noch der Übergang vom Erdwiderstand, der rechts des Wandteiles  $HQ$  wirksam ist, zum passiven Erddruck links vom Wandteil  $NQ$  festzulegen. Dazu folgende Überlegung: Für die Standsicherheit der Rückwand muß  $\sum H = 0$  sein. Bei festen Werten  $W$  und  $A$  muß daher mit wachsendem  $E'_{p_1}$  auch  $E_{p_2}$ , d. h. die Rammtiefe  $t$  zunehmen. Je tiefer also der Übergang zu liegen kommt, desto größer wird die Rammtiefe.

Nach den Untersuchungen Hombergs<sup>2</sup> ergibt sich nun für die Verteilungslinie des Erdwiderstandes, daß für jede beliebige Tiefe der Ankerwand (= Rückwand unseres Fangedammes) die ungünstigste Gleitfläche durch den gleichen Punkt geht, und zwar durch den Ansatzpunkt  $K$  des Gleitkeiles für den Erddruck auf die Vorderwand (Abb. 31).

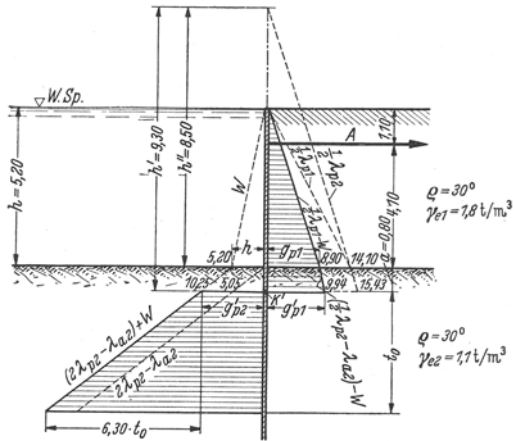


Abb. 32.

Für die Übergangslinie ist also die Tiefenlage von  $K$  bestimmend. Da die Vorderwand bei der gewählten Rammtiefe von 2,40 m (statt der rechnermäßigen von 1,75 m bei freier Auflagerung) eine Einspannung aufweist, da ferner die Bodenkonstanten als sorgfältig ermittelt vorausgesetzt werden, wird es als ausreichend sicher erachtet,  $K$  in  $\frac{t}{3}$  anzunehmen, d. h. die Übergangslinie in 0,80 m unter Bodenplanie anzunehmen<sup>1</sup>. Die Lage der Übergangslinie wird horizontal gewählt (vgl. S. 15, Abb. 12a).

Die Reibung zwischen Wand und Boden für den Erdwiderstand links unten wird berücksichtigt durch Ansatz von  $2\lambda_{p_2}$  bei  $\delta = 0$  wie bei der Vorderwand.

Damit ergibt sich das in Abb. 32 aufgetragene Belastungsbild.

<sup>1</sup> Siehe Fußnote S. 33.

<sup>2</sup> Siehe Homberg: Graphische Untersuchungen a. a. O. S. 23 und 40.

Rechnungsgrundlagen:

$$A = 3,78 \text{ t}; \quad a = 0,80 \text{ m}$$

$$\lambda_{p_{1/2}} = 3,03 \text{ (für } \delta = 0^\circ); \quad \lambda_{a_{1/2}} = 0,33 \text{ (für } \delta = 0^\circ)$$

$$g_{p_1} = \gamma_{e_1} \cdot \frac{1}{2} \cdot \lambda_{p_1} \cdot h - h = (\gamma_{e_1} \cdot \frac{1}{2} \lambda_{p_1} - 1) \cdot h = (1,8 \cdot 1,51 - 1) \times \\ \times 5,20 = 8,90 \text{ t/m}^2$$

$$g'_{p_1} = \gamma_{e_2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \lambda_{p_2} \cdot h' - \gamma_{e_2} \cdot \lambda_{a_2} \cdot a - h$$

$$h' = 0,80 + 5,20 \cdot \frac{1,8}{1,1} = 9,30 \text{ m (Umrechnung auf das spez. Gew. } \gamma_{e_1} \\ \text{des oberen Bodenmaterials)}$$

$$g'_{p_1} = 1,1 \cdot 1,51 \cdot 9,30 - 1,1 \cdot 0,33 \cdot 0,80 - 5,20 \\ = 15,43 - 0,29 - 5,20 = 9,94 \text{ t/m}^2$$

$$g'_{p_2} = \gamma_{e_2} \cdot (2 \cdot \lambda_{p_2} - \lambda_{a_2}) \cdot a + h \\ = 1,1 \cdot (6,06 - 0,33) \cdot 0,80 + 5,20 \\ = 5,05 + 5,20 = 10,25 \text{ t/m}^2.$$

Für Stabilität der Rückwand muß für die Horizontale durch  $N$  (Abb. 31) gelten:  $\Sigma M = 0$ .

$$0 = A \cdot (4,10 + 0,80 + t_0) + 6,30 \cdot \frac{t_0^3}{6} + g'_{p_1} \cdot \frac{t_0^3}{2} - \\ - g_{p_1} \cdot \frac{5,20}{2} \cdot \left( \frac{5,20}{3} + 0,80 + t_0 \right) - \frac{g_{p_1} + g'_{p_1}}{2} \cdot 0,80 \cdot (0,39 + t_0)$$

$$0 = 3,78 \cdot (4,10 + 0,80 + t_0) + 6,30 \cdot \frac{t_0^3}{6} + 10,25 \cdot \frac{t_0^3}{2} - \\ - 8,90 \cdot \frac{5,20}{2} \cdot \left( \frac{5,20}{3} + 0,80 + t_0 \right) - \frac{8,90 + 9,94}{2} \cdot 0,80 \cdot (0,39 + t_0),$$

daraus:

$$t_0^3 + 4,87 \cdot t_0^2 - 25,6 \cdot t_0 = 41,0$$

und  $t_0 \sim 4,0 \text{ m}$ .

Rammtiefe rechnermäßig  $t = a + t_0 = 0,80 + 4,00 = 4,80 \text{ m}$ . Die Rückwand wird mindestens bis zur undurchlässigen Schicht in den Boden eingerammt.

Dimensionierung der Wand. Es gilt wieder:

$$M = A \cdot (x - 1,10) - (\gamma_{e_1} \cdot \frac{1}{2} \lambda_{p_1} - 1) \cdot \frac{x^3}{6} \quad \text{für } x \leq h \\ = 3,78 \cdot x - 3,78 \cdot 1,10 - 1,73 \cdot \frac{x^3}{6}.$$

$$\text{Für max } M: \frac{dM}{dx} = 3,78 - 3 \cdot 0,29 \cdot x^2 = 0$$

$$x = \sqrt{\frac{3,78}{0,87}} = 2,08 \text{ m} < 5,20 \text{ m}.$$

$$\text{max } M = 3,78 \cdot (2,08 - 1,10) - 0,29 \cdot 2,08^3 = 2,09 \text{ tm}$$

Es genügt dafür rechnermäßig ein Larssenprofil Ia aus St. 37/44 mit einem  $W = 380 \text{ cm}^3/\text{lf. m}$  Wand bei  $\sigma = \frac{209000}{380} = 550 \text{ kg/cm}^2$ .

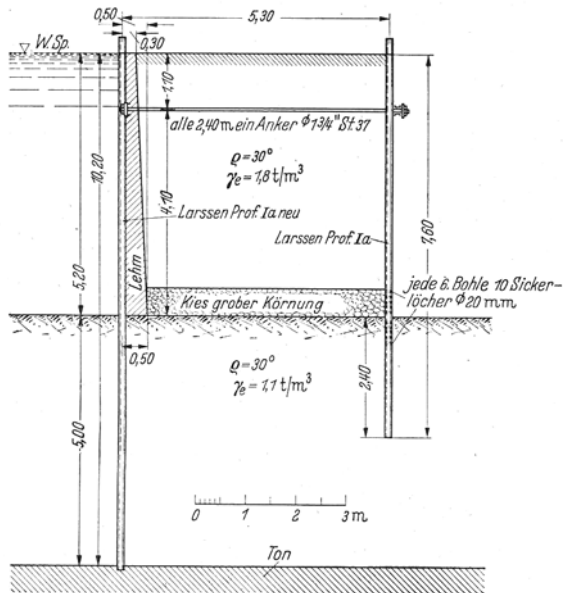


Abb. 33.

Des besseren Rammens wegen (geringeres Federn!) empfiehlt es sich im vorliegenden Fall, das Profil Ia neu zu wählen, das bei 5 kg Mehraufwand je  $\text{m}^2$  Wand ein  $h = 220 \text{ mm}$  gegenüber  $h = 130 \text{ mm}$  bei Profil Ia besitzt.

### Aufgabe 3.

**Entwurf einer Kaimauer. Stabilitätsuntersuchung einer Massivmauer. Untersuchung auf Geländebruchsicherheit. Massivgründung. Fundament mit vorgesetzter Spundwand. Fundament auf Pfählen. Aufgelöste Mauerformen.**

Für den Handelskai eines neu zu erbauenden Binnenhafens an einem kanalisiertem Fluß soll eine Kaimauer aus Beton entworfen werden. Bei den vorliegenden Verhältnissen erfolgt die Ausführung in trockener Baugrube. Wasserspiegel und Bodenverhältnisse sind in Abb. 34 gegeben. Die Kaimauflast entspricht einer Erdschüttung von 1,25 m Höhe bei



$\gamma_e = 1,8 \text{ t/m}^3$ , die bis 1,0 m hinter die Vorderkante der Mauerkrone reicht.

Der Stauspiegel mit der Kote 108,50 wird durch ein unterhalb der Hafenausfahrt liegendes Stauwehr im Fluß gehalten. Die Tragfähigkeit des Bodens in Geländehöhe (108,50) wurde mit  $12 \text{ kg/cm}^2$  ermittelt, die zulässige Bodenbeanspruchung dort mit  $4 \text{ kg/cm}^2$  festgelegt.



Abb. 34.

## Lösung.

### Allgemeine Betrachtung<sup>1</sup>.

Bei einer Kaimauer handelt es sich statisch um ein Stützbauwerk<sup>2</sup> zur Fixierung eines Geländesprunges am Wasser. Als Kaimauer hat es die Nutzaufasten des Kai, Schiffstöße und Schiffzug durch die Trossen, den Erddruck infolge

des Geländesprunges, evtl. Wasserüberdruck aufzunehmen und auf den tragenden Boden zu übertragen.

Die konstruktive Entwicklung dieser Stützbauwerke im See- und Binnenhafenbau hat zu einer stärkeren Unterscheidung zwischen Unterbau und Aufbau geführt. Während der im Wasser und Boden stehende Unterbau nur statische Aufgaben zu erfüllen hat, muß der Aufbau statischen wie betrieblichen Anforderungen in gleichem Maße genügen. Das führt zu einer Verschiedenheit hinsichtlich Konstruktion und Ausführung beider Teile.

Beim Unterbau sind Konstruktionsform und Bauverfahren sehr verschieden, je nachdem die Ausführung im Trockenen oder im Wasser erfolgt, ob der Boden vorher durch Baggerung entfernt werden kann oder erst während der Bauausführung weggebracht wird. Von diesen Verhältnissen hängt es entscheidend ab, welcher Baustoff zur Verwendung gelangt und welche Konstruktionsform geeignet ist (Betonieren im Trockenen oder unter Wasser oder unter der Taucherglocke, Ausführung mit Senkkasten oder Brunnen, Blockbauten, Rrammbauten mit Pfählen bzw. Spundwänden).

<sup>1</sup> Vgl. dazu z. B. Agatz: Der Kampf des Ingenieurs gegen Erde und Wasser im Grundbau. Berlin: Springer 1936. — Hedde: Neuere Kaimauern im Jb. dtsh. Ges. Bauwesen 1925. — Mund: Stützmauer. Handb. f. Eisenbeton Bd. 4, 4. Aufl. Berlin 1934, und die Vorbemerkung zur Aufgabe 4, S. 84ff.

<sup>2</sup> Stützbauwerk, weil durch Wasser- und Erddruck auch waagrechte Kräfte auftreten. Bei Bauwerken, welche nur von lotrechten Kräften beansprucht werden, spricht man von Tragbauwerken.

Statisch hat der Unterbau die vom Aufbau kommenden Lasten, dann den auf ihn unmittelbar wirkenden Erddruck und gegebenenfalls Wasserüberdruck aufzunehmen und auf die tragende Bodenschicht zu übertragen, und zwar so, daß deren Tragfähigkeit nicht überschritten wird, daß weder ein Kippen noch ein Gleiten noch ein Gelände- oder Grundbruch eintritt. Die immer wieder zu beobachtenden Setzungen, Verdrehungen, Verschiebungen und Einstürze von solchen und ähnlichen Stützbauwerken mahnen uns, immer wieder zu prüfen, ob der Fertigungszustand bzw. die Bauausführung die Voraussetzungen der statischen Berechnung auch erfüllt bzw. gewährleistet und ob die Bodenverhältnisse gründlich genug untersucht sind. Krey<sup>1</sup> hat mit Recht darauf hingewiesen, daß die Kunst der geschickten Behandlung aller Aufgaben, in denen der Erddruck bzw. der Erdwiderstand eine überwiegende Rolle spielt, primär nicht in der peinlich genauen Berechnung der auftretenden Kräfte liegt, sondern vielmehr in der richtigen Erkenntnis des für die Standsicherheit in jedem einzelnen Fall ungünstigsten und dabei möglichen Bewegungszustandes.

Nun zum Aufbau! Er ist der sichtbare Teil der Kaimauer, der als Mauer gleichmäßig durchläuft. Der Aufbau wird meist als Stützmauer aus Beton oder Eisenbeton ausgeführt (Massivmauer, Winkelstützmauer). Er hat die weiter oben bereits erwähnten lotrechten Kaimauernlasten, Schiffstöße und Schiffzug durch die Trossen, sowie den Erddruck aufzunehmen. Bei der Dimensionierung dieser Bauteile ist zu beachten, daß sie gegebenenfalls schweren Schiffstößen ausgesetzt sind und daß man diesen Stößen von großen Schiffsmassen zweckmäßig wiederum größere Massen entgegengestellt. Von diesem Gesichtspunkt aus gesehen sollten diese Aufbauten an der schwächsten Stelle nicht unter 1,0 m Stärke ausgeführt werden.

Für die Schiffskaimauern muß nun noch auf eine besondere Forderung hinsichtlich deren wasserseitiger Begrenzung hingewiesen werden. Das moderne Schiff mit seiner angenähert rechteckigen Querschnittsform hat für diese wasserseitige Begrenzung eine gewisse Einheitlichkeit gebracht in einer möglichst steilen Führung im Bereich der normalen Betriebswasserstände. Man will dadurch den Abstand zwischen Schiff und Kaimauer (Verladekran) so klein wie möglich halten. Denn der statische Vorteil einer Neigung ist meist nicht so groß wie der Betriebsvorteil, der durch möglichst große Nähe des Schiffes erreicht wird. Diese Verringerung des Abstandes trägt zu einem raschen Umschlag und damit zur Verbilligung des Frachtverkehrs bei. In Deutschland wird außerdem auf die Vermeidung waagrechter Absätze in der was-

<sup>1</sup> Krey: Erddruck, Erdwiderstand 5. Aufl. S. 110.

serseitigen Kaimauerflucht großer Wert gelegt, damit sich namentlich die kleineren Binnenschiffe bei Steigen oder Fallen des Wassers mit ihren Scheuerleisten nicht festhaken können. Wo sie nicht zu vermeiden sind, bringt man entsprechnend lange und vorstehende Reibhölzer zum Schutze an.

In unserem Beispiel (Aufgabe 3) liegen die Verhältnisse so, daß die Bauausführung der Kaimauer in trockener Baugrube vorgenommen werden kann. Das führt bei Verwendung von Beton als Baustoff auf ein massiv gegründetes Bauwerk mit dem Charakter einer Stützmauer.

Die Bauausführung in trockener Baugrube hat nach Agatz folgende Vorteile gegenüber einem Pfahlrost- oder Spundwandbauwerk<sup>1</sup>:

1. Die Freilegung bis zur Gründungsfuge des Bauwerks gibt einen vollkommenen Einblick in die Bodenverhältnisse bis in diese Tiefe des Grundes; sie zeigt gegebenenfalls vorhandene unsichere Stellen, ohne vorher den Boden mit zahllosen Bohrlöchern absuchen zu müssen.

2. Das gesamte Bauwerk kann unter klaren statischen Beanspruchungen hergestellt werden. Es gibt keine unübersehbaren Zusatzbeanspruchungen.

3. Man hat es in der Hand, daß für die Dimensionierung des Bauwerkes lediglich die Beanspruchungsverhältnisse während des Betriebes maßgebend sind, nicht auch noch diejenigen während des Baues.

4. Die bisher genannten Vorteile erlauben eine günstigere Beanspruchung des Baustoffes und eine gute Anpassung der konstruktiven Gestaltung an den Verwendungszweck dank der heute einheitlichen Verwendung von Beton und Eisenbeton.

5. Die Arten der Bauausführung sind mannigfaltiger und ebenfalls mehr auf die jeweiligen örtlichen Besonderheiten abgestellt als beim Pfahlrost- und Spundwandbauwerk. Dies gilt übrigens nicht nur für unseren Fall der Trockenbauweise, sondern auch für Naßbauweise. Denn auch Druckluft-, Brunnen- und Senkkastengründung führen zu einem massivgegründeten Stützbauwerk.

Diese Vorteile führen dazu, daß in neuerer Zeit auch bei uns in Deutschland das massivgegründete Bauwerk häufiger ausgeführt wird als früher, wenn guter Baugrund in einigermaßen erreichbarer Tiefe ansteht. Letztere Einschränkung gibt schon den Hinweis, daß man immer wieder — besonders beim deutschen Seehafenbau wegen der vorhandenen überwiegend schlechten Untergrundverhältnisse — mit Fällen zu tun haben wird, wo man gerne und dankbar zu den anderen Gründungsarten greifen wird, weil sie allein eine befriedigende, vielleicht sogar die einzig mögliche Lösung einer gegebenen Bauaufgabe gestatten.

Bei den unserer Aufgabe zugrunde gelegten Verhältnissen kommen, da die Ausführung des Stützbauwerkes in trockener Baugrube erfolgt, folgende Konstruktionen in Frage:

<sup>1</sup> Agatz: Der Kampf des Ingenieurs s. a. a. O. S. 244 und 245.

1. Einfache Massivmauer (Schwergewichtsbauwerk, aus unbewehrtem oder bewehrtem Stampfbeton oder aus Mauerwerk);
2. Massivmauer mit waagerechter Entlastungsplatte (Kragplatte);
3. aufgelöste Mauer (mit luft- oder erdseitigen Spargewölben oder mit Verstärkungspfählen; Winkelstützmauern ohne und mit Versteifungsrippen).

#### a) Massivmauer.

Die Querschnittsform der Mauer wird hinsichtlich ihrer vorderen, also wasserseitigen Begrenzung in erster Linie, wie schon weiter oben erwähnt, durch den Zweck der Mauer als Handelskai bestimmt. Der Handelskai eines Binnenhafens dient besonders auch dem Stückgutverkehr. Für diesen ist ein möglichst steiler Anlauf an der Vorderseite erwünscht. Da sich der Umschlagverkehr in unserem Falle normalerweise bei gestautem Wasser (108,50) vollzieht, ist der steile Wandanlauf für die Schiffe auch nur im Staubeereich notwendig. Bei niedergelegtem Wehr (hochgezogenen Wehrverschlüssen!) während des Niederwasserstandes dient der Hafen wesentlich nur noch als Schutzhafen, um den Schiffen mit größerem Tiefgang für die Dauer dieses niederen Wasserstandes die notwendige Schwimmtiefe sicherzustellen. In diesem Wasserstandsbereich verliert die Forderung nach möglichst steilem Anlauf der Vorderseite der Kaimauer an Bedeutung, so daß hier mit einem flacheren Anlauf zugunsten der statischen Erfordernisse gearbeitet werden kann. Es wird deshalb in unserem Fall für den Bereich über N. W. (105,70) ein Anlauf 1 : 10, unter N. W. ein solcher von 2 : 3 gewählt. Die Rückseite der Mauer soll so ausgebildet werden, daß sich die Hinterfüllungs-erde möglichst dicht an sie anlegen kann.

#### Festlegung der Belastungsfälle.

Im Betrieb ist der Regelfall der Belastung gegeben, wenn die Verschlüsse des unterhalb des Hafens liegenden Wehres so weit geschlossen sind, daß sie den Stauspiegel im Hafen dauernd auf Kote 108,50 halten. Bei dem durchlässigen Untergrund stellt sich dann der Grundwasserspiegel hinter der Mauer ebenfalls auf 108,50 ein (Abb. 35a).

Nun kann aber auch der Fall eintreten, daß die Wehröffnungen rasch freigegeben werden müssen bei Niederwasserführung des Flusses. Dann sinkt der W. Sp. im Hafen auf 105,70, während der Grundwasserspiegel hinter der Mauer zunächst noch auf Kote 108,50 beharrt (Abb. 35b).

Schließlich ist der Fall eines sehr raschen Steigens des W. Sp. auf Kote 112,30 möglich, ohne daß das Grundwasser hinter der Mauer zunächst mitsteigt (z. B. Hochwasser mit Eisaufbruch evtl. Eisversetzung nach langer Frostperiode<sup>1</sup>). Damit ergibt sich der in Abb. 35c dar-

<sup>1</sup> Vgl. hierzu Band 2.

gestellte Belastungsfall, bei welchem außerdem ungünstig angenommen ist, daß keine Kaiauflast vorhanden ist.

Es ist leicht zu übersehen, daß die Fälle b) und c) Grenzfälle darstellen,

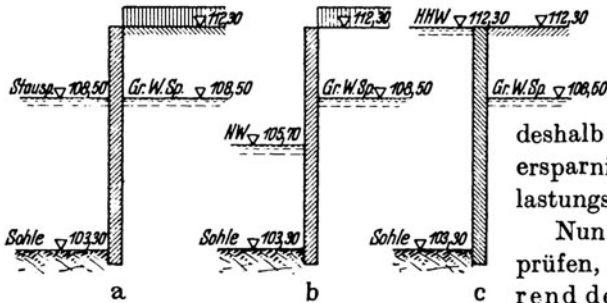


Abb. 35 a bis c. Betriebs-Belastungsfälle.

zwischen denen der Regelfall a) liegt. Die nachfolgenden Untersuchungen beschränken sich deshalb aus Gründen der Raumsparnis lediglich auf die Belastungsfälle b) und c)<sup>1</sup>.

Nun ist noch die Frage zu prüfen, ob die Mauer auch während der Bauausführung gegen Kippen standfest ist

unter der Wirkung des Winddruckes (Abb. 36). Solange das Moment des Gewichtes  $G$  um  $A$  größer ist als das Windmoment um  $A$ , tritt kein

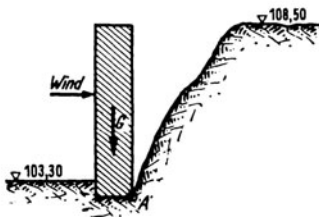


Abb. 36.

Kanten ein. Praktisch wird dieser Belastungsfall selten eine Bedeutung erlangen, da man die Mauer nicht in einem Zuge bis zur Höhe 112,30 betonierte, sondern in mehreren Abschnitten, wobei jeweils nach Fertigstellung eines Abschnittes hinterfüllt wird. Vorhersteht aber die Bolzung der Schalung. Im vorliegenden Beispiel kann deshalb von der Behandlung dieses Belastungsfalles Abstand genommen werden.

### Ermittlung der Horizontalkräfte.

Neben den Mauergewichtskomponenten  $G$  wirken die Erddrücke einschließlich der in Erdschüttung ausgedrückten Kaiauflast, die horizontalen Wasserdrücke, die vertikalen Wasserauflasten und der Bodengegendruck. Zur Vereinfachung der Rechnung und zur Sicherheit werden die Erddrücke des Bodens bzw. der Hinterfüllung als auf eine senkrechte glatte Wand wirkend angenommen bei  $\delta = 0^\circ$ , auch da, wo die Wand abgeschrägt ist. Diese Abschrägung wird berücksichtigt durch Ansatz des lotrecht wirkenden Erdgewichts.

Auch der Wasserdruck auf die schrägen Mauerflächen ist, wie oben ausgeführt, jeweils in seine horizontale und vertikale Komponente zerlegt. Gemäß Ziffer 1 der 1. Aufgabe ergibt sich die Größe des resultierenden Wasserdruckes  $W_R$  auf eine schräge, aber ebene Fläche aus dem in Abb. 37a dargestellten Wasserdruckdreieck. Seine Größe ist

$$W_R = \frac{1}{2} \cdot h \cdot s = \frac{1}{2} \cdot h \cdot \sqrt{h^2 + b^2}.$$

<sup>1</sup> Bei Bearbeitung eines Projektes sind natürlich sämtliche 3 Belastungsfälle zu untersuchen.

Nun läßt sich der Wasserdruck auf die schräge Fläche auch darstellen durch seine horizontale und vertikale Komponente  $W_h$  und  $W_v$  (Abb. 37 b).

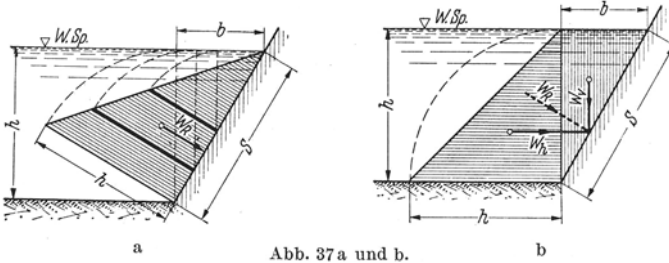


Abb. 37 a und b.

Wie die nachfolgende Rechnung zeigt, haben diese beiden Komponenten die gleiche Resultierende  $W_R$ , wie sie sich im Wasserdruckdreieck der Abb. 37 a ergibt.

$$W_h = \frac{1}{2} h^2; \quad W_v = \frac{1}{2} h \cdot b; \quad W_R = \sqrt{W_h^2 + W_v^2} = \sqrt{\frac{1}{4} h^4 + \frac{1}{4} h^2 \cdot b^2} \\ = \frac{1}{2} h \sqrt{h^2 + b^2}.$$

Damit ist gezeigt, daß diese Zerlegung von  $W_R$  in  $W_h$  und  $W_v$  zum gleichen Ergebnis führt.

Für die Belastungsfälle b) und c) (S. 43) ergeben sich dann die Belastungsbilder der Abb. 38 a und 38 b, wobei die Fundamentfuge zunächst 1,00 m unter Hafensohle angenommen ist.

Belastungsfall b:

$$g_a = 1,8 \cdot 0,272 \cdot 1,25 = 0,61 \text{ t/m}^2 \\ h_1 = 3,80 + 1,25 = 5,05 \text{ m} \\ g_{a1} = 1,8 \cdot 0,272 \cdot 5,05 = 2,47 \text{ t/m}^2 \\ h_2 = 6,20 + 5,05 \cdot \frac{1,8}{1,0} = 15,25 \text{ m} \\ g'_{a1} = 1,0 \cdot 0,406 \cdot 9,05 = 3,67 \text{ t/m}^2 \\ g_{a2} = 1,0 \cdot 0,406 \cdot 15,25 = 6,19 \text{ t/m}^2 \\ g_{a_{NW}} = 1,0 \cdot 0,406 \cdot 11,85 = 4,81 \text{ t/m}^2 \\ \overleftarrow{E}_1 = \frac{0,61 + 0,472}{2} \cdot 3,80 = 5,85 \text{ t/m} \\ \overleftarrow{E}_2 + W_2 = \frac{3,67 + 7,61}{2} \cdot 2,80 = 15,60 \text{ t/m} \\ \overleftarrow{E}_3 + W_3 = \frac{7,61 + 8,99}{2} \cdot 3,40 = 28,20 \text{ t/m} \\ \hline \Sigma H = 49,65 \text{ t/m}$$

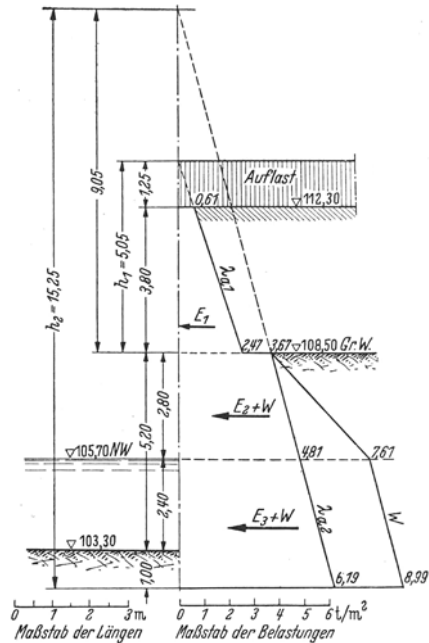


Abb. 38 a.

## Belastungsfall c:

$$g_{a1} = 1,8 \cdot 0,272 \cdot 3,8 = 1,86 \text{ t/m}^2$$

$$\overleftarrow{E}_1 = 1,86 \cdot \frac{3,8}{2} = 3,54 \text{ t/m}$$

$$\overrightarrow{W}_1 = \frac{3,80^2}{2} = 7,21 \text{ t/m}$$

$$\overrightarrow{W}_1 - \overrightarrow{E}_1 = 3,67 \text{ t/m}$$

$$h_1 = 3,80 \cdot \frac{1,8}{1,0} = 6,85 \text{ m}$$

$$g'_{a1} = 1,0 \cdot 0,406 \cdot 6,85 = 2,78 \text{ t/m}^2$$

$$h_2 = 6,20 + 6,85 = 13,05 \text{ m}$$

$$g_{a2} = 1,0 \cdot 0,406 \cdot 13,05 = 5,30 \text{ t/m}^2$$

$$\overleftarrow{E}_2 = \frac{2,78 + 3,80}{2} \cdot 2,50 = 8,22 \text{ t/m}$$

$$\overrightarrow{W}_2 = 3,80 \cdot 2,50 = 9,50 \text{ t/m}$$

$$\overrightarrow{W}_2 - \overrightarrow{E}_2 = 1,28 \text{ t/m}$$

$$\overleftarrow{E}_3 = \frac{3,80 + 5,30}{2} \cdot 3,70 = 16,82 \text{ t/m}$$

$$\overrightarrow{W}_3 = 3,80 \cdot 3,70 = 14,04 \text{ t/m}$$

$$\overleftarrow{E}_3 - \overrightarrow{W}_3 = 2,78 \text{ t/m}$$

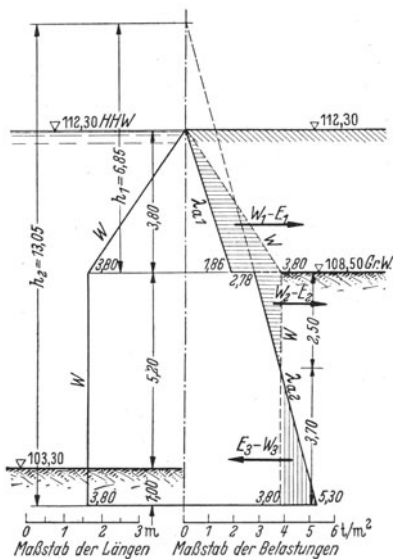
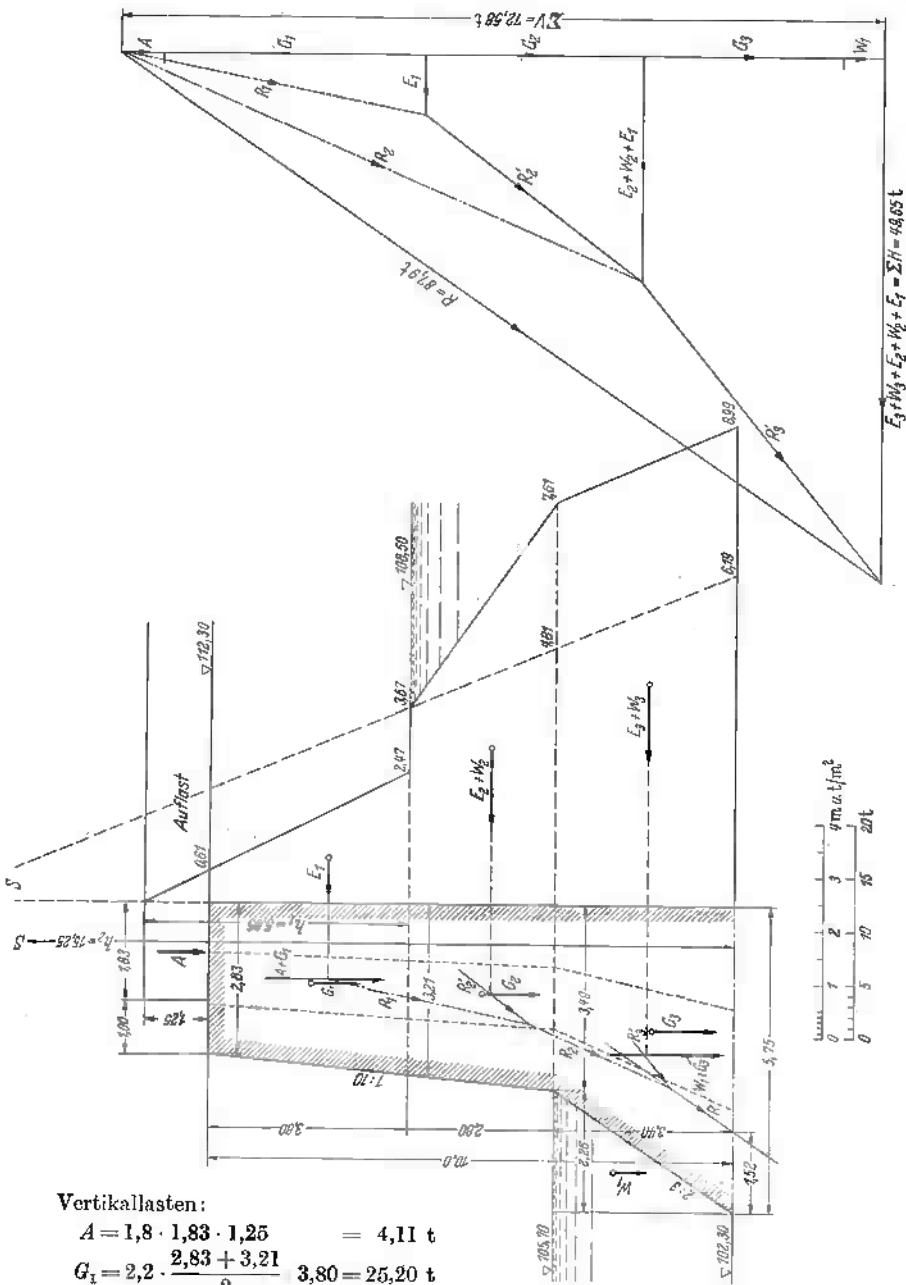


Abb. 38 b.

Wie man leicht feststellen kann, wirkt im Belastungsfall c) die Gesamtergebnis der Horizontalkräfte nach rechts und verschiebt demgemäß auch die Resultierende aus den Mauergewichten und der vertikalen Wasserauflast etwas gegen die Mauerrückkante. Die Schlußkraft trifft aber die Fundamentfuge in unserem Falle immer noch in der Nähe der Fugenmitte, nämlich im Abstand  $x = 2,53 \text{ m}$  von der rückwärtigen Mauerkante entfernt bei Zugrundelegung der Mauerform gemäß Abb. 39 (Grundform). Deshalb wird die weitere Untersuchung zunächst nur für den Belastungsfall b) weitergeführt. Für die endgültige Mauerform sind in den Abb. 44 und 44a die Schlußkräfte für die beiden Belastungsfälle b) und c) ermittelt.

## Entwicklung der Mauerform.

Die einfachste Form des Stützmauerquerschnittes wäre das Rechteck. Dieses bildet aber eine sehr teure Lösung. Denn die Betonmassen der Mauerquerschnitte sind um so geringer, je besser sich die Querschnittsachse, d. i. die Verbindungslinie der Mittelpunkte der einzelnen waagerechten Fugen der Stützlinie anschmiegt. Wesentlich günstiger als die Rechteckform ist ein Querschnitt mit geneigter Vorderwand. Durch Rückwärtsneigung auch der Hinterwand läßt sich der Querschnitt weiter verbessern. Diese Form erfordert aber besondere Sorgfalt bei



Vertikallasten:

$$A = 1,8 \cdot 1,83 \cdot 1,25 = 4,11 \text{ t}$$

$$G_1 = 2,2 \cdot \frac{2,83 + 3,21}{2} \cdot 3,80 = 25,20 \text{ t}$$

$$G_2 = 2,2 \cdot \frac{3,21 + 3,49}{2} \cdot 2,80 = 20,60 \text{ t}$$

$$G_3 = 1,2 \cdot \frac{3,49 + 5,75}{2} \cdot 3,40 = 18,83 \text{ t}$$

$$W_1 = 1,0 \cdot \frac{2,26}{2} \cdot 3,40 = 3,84 \text{ t}$$

$$\Sigma V = 72,58 \text{ t}$$

Einheitsgewicht des Betons:

über 105,70: 2,2 t/m<sup>3</sup>

unter 105,70: 1,2 t/m<sup>3</sup>

$$R = \sqrt{72,58^2 + 49,65^2} = 87,9 \text{ t}$$

$$E_3 + W_3 + E_2 + W_2 + E_1 = \Sigma H = 49,65 \text{ t}$$

Abb. 80.



der Ausführung, um ein Kanten bei fehlender Hinterfüllung zu verhindern. In den beiden letzten Fällen ist es vorteilhaft, die Bodenfuge schräg (nach vorne steigend) anzuordnen. Schließlich kann man die Vorderwand lotrecht und die Rückwand schräg anordnen mit einer Neigung nach vorne. Dieser Querschnitt führt wieder zu einer größeren Grundfläche und zu Mehraufwand an Beton, oft sogar gegenüber einer Rechteckmauer. Dies ist nun aber gerade die Querschnittsform, die für Kaimauern wegen der Forderung nach einer möglichst steilen Führung der Vorderwand (siehe S. 41) in Frage kommt, wenn man sich für eine einfache Massivmauer (Schwergewichtsmauer) entscheidet.

Im gegebenen Beispiel erhält die Vorderwand der Mauer einen Anlauf 1 : 10 über Kote 105,70 und einen solchen von 2 : 3 unter 105,70. Damit liegt das Profil der Vorderwand fest. Wird nun noch die mittlere Stärke der Mauer nach der bekannten Faustregel mit  $\frac{1}{3}$  ihrer Höhe angenommen ( $\frac{1}{3} 10,0 = 3,33$  m) und die Rückwand lotrecht ausgebildet, so ist eine Grundform für den Mauerquerschnitt gefunden. Zunächst soll diese Mauergrundform für den Belastungsfall b) untersucht werden, um festzustellen, wo Betonmassen gespart werden können und wo andererseits die Dimensionen dieser Grundform nicht ausreichen (Abb. 39).

Das Untersuchungsergebnis in Abb. 39 zeigt, daß die Stützlinie (d. i. die Verbindungslinie der Durchstoßpunkte der Resultierenden in den untersuchten Mauerwerkfugen) bereits oberhalb der Kote 105,70 aus dem Kern des Querschnittes heraustritt und dann bis zur Fundamentfuge außerhalb des Kerns verläuft. Damit treten in diesem Mauerbereich Zugspannungen in der Mauerrückwand auf. Um diese zu vermeiden, muß der Mauerquerschnitt im Bereich der Zugspannungen verbreitert werden. Andererseits kann im oberen Teil der Mauer, in ihrem Aufbau (oberhalb 108,50), an der Rückseite Betonmaterial eingespart werden.

Nun zur Prüfung der Standsicherheit des Bauwerks auf dem Untergrund!

Diese kann gefährdet sein: 1. durch Kippen der Mauer, 2. durch Überschreitung der Tragfähigkeit des Untergrundes infolge zu hoher Bodenpressung (Festigkeit des Baugrundes gegen Setzungen), 3. durch Gleiten der Mauer auf dem Untergrund.

#### Kippsicherheit.

Kippgefahr entsteht, wenn die Resultierende der sämtlichen, oberhalb der Bodenfuge wirkenden horizontalen und vertikalen Kräfte außerhalb der Mauervorderkante verläuft. Diese Kippgefahr kann auch entstehen, wenn die Bodenpressung im Vorderteil der Fundamentfuge

die Tragfähigkeit des Untergrundes überschreitet und nicht nur eine Senkung des Bauwerks, sondern auch noch eine Drehung der Mauer nach vorne eintritt, so daß die Gesamteresultierende zur Mauervorderkante wandert und bei Andauern der Drehbewegung über diese hinaustritt.

Die Berücksichtigung des vertikal nach oben wirkenden Wasserüberdruckes (Sohlenwasserdruck, Auftrieb) geschah hier in der meist üblichen Weise durch Verminderung der Raumgewichtes des eingetauchten Bauwerkteiles (Grundwerkteiles) um das Raumgewicht des Wassers. Dem hydrostatisch weniger Geschulten wird empfohlen, auch die vertikalen Wasserdruckkräfte wie die horizontalen Wasserdrücke im Lastverteilungsdiagramm aufzutragen. Macht man das für unser Beispiel und nimmt dabei an, daß der von unten nach oben wirkende Sohlenwasserdruck von der Mauerrückkante (*A*) zur Vorderkante (*B*) geradlinig abnimmt, so ergibt sich das in Abb. 39a dargestellte Belastungsbild für den Sohlenwasserdruck. Man erkennt, daß die näherungsweise getroffenen Annahmen für das Raumgewicht des Mauerwerks ( $2,2 \text{ t/m}^3$  über Kote 105,70,  $1,2 \text{ t/m}^3$  unter 105,70) etwas zu günstig für die Stabilitätsuntersuchungen der Mauer sind. Bei der geradlinigen Verteilung *AB* des Sohlenwasserdruckes wird die Scheidelinie zwischen den beiden verschiedenen Raumgewichten bestimmt durch die Linie *CD*.

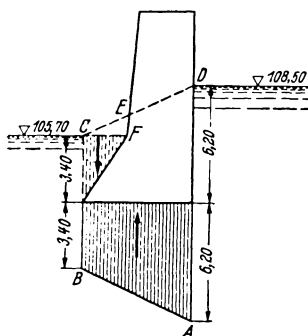


Abb. 39 a.

Man erkennt aber weiterhin, daß auch damit dem tatsächlichen Sohlenwasserdruck noch nicht gänzlich entsprochen ist, da das Wasserdreieck *CEF* unberücksichtigt bleibt. Es wird auf diese Verhältnisse ausdrücklich hingewiesen. Wenn das Beispiel gleichwohl mit den vereinfachenden günstigeren Annahmen durchgerechnet wurde, so geschah es, um die Zahlenrechnungen für den Leser möglichst einfach und übersichtlich zu erhalten.

In unserem Beispiel verläuft die Resultierende aller angreifenden Kräfte innerhalb des Mauerquerschnittes. Insofern besteht keine Kippgefahr.

#### Bodenpressung und Tragfähigkeit des Untergrundes.

Zur Feststellung der Kippsicherheit muß aber noch geprüft werden, ob die Bodenpressung an allen Stellen kleiner ist als die vorhandene Tragfähigkeit des Baugrundes. Im Falle unserer hohen Massivmauer handelt es sich um einen „starr“en“ Gründungkörper, dessen Lasten in der Bauwerkslängsachse als gleichmäßig verteilt angenommen werden

können. Der Sohldruck ist in diesem Falle unabhängig von der Steife des Baugrundes<sup>1</sup>.

Nach der üblichen Berechnungsweise für die Bodenpressung ergibt sich (Abb. 40):

$$\sigma_{1/2} = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}.$$

$P$  ist dabei die Vertikalkomponente der Schlußkraft  $R$ ,  $F$  die Fläche der gedrückten Bodenfläche,  $M$  das Moment der Vertikalkomponente  $P$  in bezug auf den Mittelpunkt  $S$  der gedrückten Fläche,  $W$  das Widerstandsmoment der gedrückten Fläche. Solange  $R$ , also auch  $P$  innerhalb des Kerns, d. i. im mittleren Drittel des Querschnittes angreift, ist die ge-

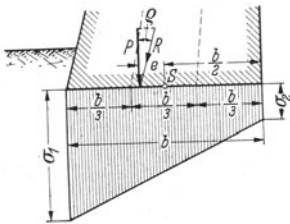


Abb. 40.

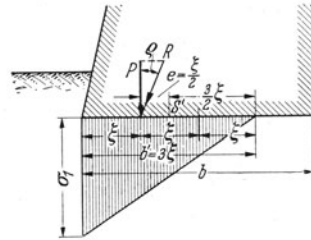


Abb. 41.

drückte Fläche gleich der Fundamentfuge der Mauer. Für 1 m Mauer-tiefe wird dann nach Abb. 40:

$$\sigma_{1/2} = \frac{P}{1 \cdot b} \pm \frac{P \cdot e}{1 \cdot b^2} = \frac{P}{b} \pm \frac{6 \cdot P \cdot e}{b^2} = \frac{P}{b} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{b} \right).$$

Das +-Zeichen bezieht sich auf die größte Randspannung  $\sigma_1$ , das --Zeichen auf die kleinste Randspannung  $\sigma_2$ .

Wandert  $P$  nach links, so wächst  $\sigma_1$  und es vermindert sich  $\sigma_2$ , bis  $\sigma_2 = 0$  wird, wenn  $P$  den linken Kernrand erreicht ( $e = \frac{b}{6}$ ). Denn dann gilt:

$$\sigma_{1/2} = \frac{P}{b} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot \frac{b}{6}}{b} \right); \quad \sigma_1 = \frac{2P}{b}; \quad \sigma_2 = 0.$$

Rückt mit  $R$  die Normalkomponente  $P$  links aus dem Kern heraus (Abb. 41), so verkleinert sich die gedrückte Fläche auf  $b' = 3\xi$ . Ferner wird jetzt  $e = \frac{\xi}{2}$  und

$$\sigma_1 = \frac{P}{3\xi} \left( 1 + \frac{6 \cdot \xi}{2 \cdot 3\xi} \right) = \frac{2P}{3\xi} = \frac{2P}{b'}.$$

<sup>1</sup> Wegen Bodenpressung und Tragfähigkeit des Baugrundes (Sohldruck) vgl. u. a. Kögler-Scheidig: Baugrund und Bauwerk. Berlin: W. Ernst & Sohn 1938. Colberg: Grundbau. Handb. f. Eisenbeton Bd. 4, 4. Aufl. Berlin: W. Ernst & Sohn 1935. Agatz: Kampf des Ingenieurs, siehe a. a. O. Brennecke-Lohmeyer: Grundbau Bd. 1, siehe a. a. O.

In unserem Beispiel ist  $P = \sum V = 72,58 \text{ t}$  (Abb. 39) und  $\xi = 1,52 \text{ m}$ ,

$$\text{also} \quad \sigma_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{72,58}{1,52} = 31,8 \text{ t/m}^2 = 3,18 \sim 3,2 \text{ kg/cm}^2$$

Wie groß ist gegenüber diesem Druck auf den Boden die zulässige Bodenbeanspruchung (= zulässige Tragfähigkeit in  $\text{t/m}^2$  bzw.  $\text{kg/cm}^2$ )?

Die Tragfähigkeit ist in erster Linie abhängig von der Bodenbeschaffenheit unter und neben dem Bauwerk, und zwar unterhalb wie oberhalb der Bauwerksohle. Von Einfluß sind weiter die Art der Schichtung, die Neigung und Mächtigkeit der Schichten, der Wassergehalt des Bodens und der Wasserwechsel in ihm. Bei wechselnder Last ist die Tragfähigkeit geringer als bei ruhender; Erschütterungen vermindern sie (Bahn- und Straßenverkehr, im Betrieb befindliche Maschinen, Rammarbeiten usw.). Schließlich ist Größe, Form und Tiefenlage der Bauwerksohle von Einfluß.

Unter der Einwirkung der Belastung verdichtet sich sowohl bindiger als auch loser, nicht bindiger Böden unter der Fundamentfuge des Bauwerks (Lastfläche) und gibt zunächst annähernd geradlinig bis zur Proportionalitätsgrenze nach. Bei weiterer Belastungszunahme erfolgt das Nachgeben schneller, bis die Grenze der Tragfähigkeit des Bodens erreicht wird, bei welcher er ausweicht und die Last versinkt (Belastungsgrenze!). Der Bruch des Bodens vollzieht sich durch Bildung von Gleitflächen geringsten Widerstandes (Bruchfugen), auf denen er wegrutscht.

Eine besondere Schwierigkeit besteht nun darin, daß sich keine allgemein gültigen Werte für die Tragkraft bzw. die zulässige Bodenbeanspruchung (Tragfähigkeit) der verschiedenen Bodenarten angeben lassen. Es muß deshalb die vorhandene Tragfähigkeit eines Bodens von Fall zu Fall in erster Annäherung durch Belastungsversuche (Probebelastung, Proberammung) an der Baustelle selbst festgestellt werden. Nur in den Fällen, wo die Bodenbeiwerte verlässlich bekannt sind und für die Tragfähigkeit erprobte Erfahrungswerte vorliegen, kann von solchen Belastungsversuchen Abstand genommen werden. Bei Probebelastungen müssen Sicherheitszuschläge gemacht werden, weil die Maßstäbe derselben nicht groß genug sind, um ihre Ergebnisse unbedenklich der Wirklichkeit gleichzusetzen. Die zulässigen Grenzen für die Bodenbelastung werden kleiner als die Proportionalitätsgrenze oder höchstens derselben gleichgesetzt, je nach dem Wert des der Untersuchung zugrunde gelegten Belastungsfalles und den zuzulassenden Setzungen. Dabei erfordern bindige Böden besondere Vorsicht.

Hat man für einen Boden eine bestimmte Belastung in Geländehöhe zugelassen, so bestehen für eine tiefe Bauwerksgründung in ihm keine Bedenken, zur zulässigen Oberflächenbelastung das Bodengewicht bis

zur Fundamentfuge zuzuschlagen, solange dadurch die Grenzbelastung nicht überschritten wird<sup>1</sup>.

In unserem Beispiel wurde die Tragfähigkeit des Bodens in Gelände-höhe (108,50) mit  $12 \text{ kg/cm}^2 = 120 \text{ t/m}^2$  ermittelt. Die Fundamentfuge der Mauer ist zunächst in die Tiefe 102,30 (= 1 m unter Hafensohle, d. h. 6,20 m unter Gelände) gelegt. Wäre vor dem Baubeginn der Grundwasserspiegel unter 102,30 gelegen, so könnte die Tragfähigkeit in dieser Tiefe angenommen werden mit  $120 + 1,7 \cdot 6,20 = 130,5 \text{ t/m}^2$ . Tatsächlich war der Grundwasserspiegel des Baugeländes auch vor Bau-beginn abhängig vom jeweiligen Stand des Flußwasserspiegels. Er dürfte also wohl kaum unter 105,70 heruntergegangen sein. Damit stand auch der Boden bis zur Höhe des Grundwasserspiegels unter Auftriebswirkung. Es empfiehlt sich deshalb für die Ermittlung der Tragfähigkeit in der Fundamentfuge zur Sicherheit nicht mit  $\gamma_e = 1,7 \text{ t/m}^3$ , sondern

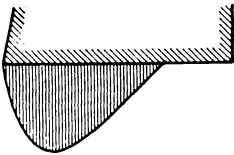


Abb. 42.

mit  $\gamma_e = 1,0 \text{ t/m}^3$  zu rechnen. Dann erhält man:  $120 + 1,0 \cdot 6,20 = 126,20 \text{ t/m}^2$ . Bei Annahme dreifacher Sicherheit wird die zulässige Tragfähigkeit  $\sim 42 \text{ t/m}^2 = 4,2 \text{ kg/cm}^2 > 3,2 \text{ kg/cm}^2$  (siehe S. 51).

Die Randspannung von  $3,2 \text{ kg/cm}^2$  hat sich ergeben aus der Annahme dreieckförmiger Verteilung des Sohldruckes (S. 50). Die neuere Baugrundforschung hat einwandfrei festgestellt, daß die Annahmen, aus denen sich diese Druckverteilung herleitet, mit der Wirklichkeit nicht übereinstimmen. Es wird sich also die Sohldruckverteilung anders einstellen<sup>1</sup>.

In Abb. 42 ist für den Belastungsfall der Abb. 39 die wahrscheinliche Form des Sohldruckes für den festen Kiesboden unseres Beispiels angedeutet. Mangels eines zur Verfügung stehenden genaueren Verfahrens muß man sich gleichwohl zunächst noch des bisher üblichen Ansatzes für die Spannungsermittlungen  $\left(\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}\right)$  bedienen.

Für unseren ersten Mauerentwurf ergibt sich mit  $\sigma_{\text{vorh}} = 3,2 \text{ kg/cm}^2$  und  $\sigma_{\text{zul}} = 4,2 \text{ kg/cm}^2$  eine Sicherheit von 30 %, die bei den vorliegenden Bodenverhältnissen hinsichtlich der in Wirklichkeit andersgearteten Druckverteilung als ausreichend gegen unzulässige Setzungen und Verdrehungen (Kippen) betrachtet werden kann.

#### Gleitsicherheit.

Nun bleibt noch die Untersuchung der Standsicherheit des Bauwerks gegen Gleiten!

<sup>1</sup> Vgl. Kögler-Scheidig: Baugrund und Bauwerk, siehe a. a. O.

\* Siehe Angabe zu Aufgabe 3, S. 40.

Auf die Mauer wirken Horizontalkräfte, deren Summe auf S. 45 ermittelt wurde zu  $\sum H = 49,65$  t. Nehmen wir an, daß zur Ausführung der Mauer auch das Bodenmaterial vor dem vorderseitigen Fuß derselben weggegraben wurde, dann können wir nach der Wiederhinterfüllung nicht damit rechnen, daß hier voller passiver Erddruck der Verschiebung entgegenwirkt. Vernachlässigen wir deshalb diesen Erdwiderstand von links, dann muß  $\sum H$  vollständig von dem Reibungswiderstand aufgenommen werden, der zwischen Bauwerksohle und darunter lagerndem Boden wirksam wird, wenn die Mauer unter der Wirkung der Horizontalkräfte seitwärts zu gleiten beginnt.

Nach Brennecke ist der mittlere Reibungswiderstand für Kies gegen rauhes Mauerwerk in Tiefen von 5 bis 10 m unter Gelände etwa  $3,5$  t/m<sup>2</sup>. Das ergibt je lfd. m Mauer  $3,5 \cdot (1,52 \cdot 3) = 16$  t ( $1,52 \cdot 3$  deshalb, weil außerhalb dieses Bereiches der Fundamentfuge keine Pressung zwischen Mauer und Boden vorhanden ist, also auch keine Reibung wirksam sein kann (vgl. S. 51). Da  $\sum H = 49,65$  t  $>$  16 t, ergibt sich also aus dieser Berechnungsart keine Standsicherheit gegen Gleiten für die Mauer.

Die Gleitsicherheit kann auch festgestellt werden aus dem Winkel  $\varrho$ , den die Schlußkraft (Resultierende) auf die Fundamentfuge mit der Senkrechten auf diese Fuge bildet (Abb. 40 und 41).

Die Tangente dieses Winkels soll nämlich zur Gewährleistung der Gleitsicherheit nicht größer sein, als

bei rauhem Mauerwerk auf Kies und Sand:  $\mu = \operatorname{tg} \varrho = 0,50$  bis  $0,60$ , entsprechend einem Winkel  $\varrho \sim 26^\circ$  bis  $31^\circ$ ,

bei glattem Mauerwerk auf Kies und Sand:  $\mu = \operatorname{tg} \varrho = 0,30$  bis  $0,40$ , entsprechend einem Winkel  $\varrho \sim 17^\circ$  bis  $22^\circ$  \*.

Dabei ist aber zu beachten, daß  $\mu$  nie größer angenommen werden darf, als dem inneren Reibungswinkel des Bodens im Bereich der Gleitfläche entspricht. Denn selbst wenn die unmittelbar unter der Fundamentfuge anstehenden Bodenteilchen unter der Einwirkung der rauhen Mauersohle ein größeres  $\varrho$  aufweisen sollten, dann vollzieht sich das Gleiten eben in der nächst tieferen Bodenschicht, in der  $\varrho$  wieder dem kleineren inneren Reibungswinkel des Bodens gleich ist.

In unserem Falle wäre zur Gleitsicherheit ein Reibungswinkel notwendig von  $\operatorname{tg} \varrho = \frac{\sum H}{\sum V} = \frac{49,65}{72,58} = 0,69$ , entsprechend  $\varrho_{\text{erf}} \sim 35^\circ$ . Dem steht aber nur ein vorhandener Reibungswinkel  $\varrho_{\text{vorh}} = 25^\circ$  gegenüber, entsprechend  $\operatorname{tg} \varrho = \mu = 0,47$ . Auch hier ergibt sich, daß die Mauer keine Standsicherheit gegen Gleiten aufweist.

\* Vgl. Tabelle 4 über Reibungsziffern im Anhang.

Der weiter oben nach Brennecke ermittelte Reibungswiderstand von 16 t entspricht einem  $\mu = \operatorname{tg} \varrho = \frac{16}{72,58} = 0,22$ , stellt also für unser Beispiel einen sehr sicheren Wert gegen Gleiten dar.

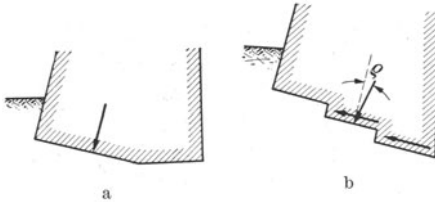


Abb. 43a und b.

Die Gleitsicherheit läßt sich in manchen Fällen verbessern durch Anordnung schräger Fugen (Abb. 43a), gegebenenfalls mit Verzahnungen an der Bausohle. Dabei soll die Verzahnung so angeordnet werden, daß sich die Zähne gegen den widerstehenden Erdkörper verstemmen (Abb. 43b). Um für unser

Beispiel die Gleitsicherheit zu erzwingen, könnte auch an eine solche Fundamentfugenausbildung gemäß der Abb. 43a und b gedacht werden.

Es gibt aber auch noch andere konstruktive Mittel, um die Gleitsicherheit der gewünschten Kaimauer zu gewährleisten. Die Betrachtungen hierzu folgen auf S. 57 ff.

#### Verbesserte Mauerform.

Die aus der Grundform entwickelte verbesserte Mauerform stellt Abb. 44 dar. Die Stützlinie verläuft für den ungünstigsten Belastungsfall b) nunmehr sowohl im Aufbau, wie auch im Unterbau des Stützbauteils im Kern, aber doch so nahe an dem Kernrand, daß der Baustoff ausgenützt ist.

Die Untersuchung der Standsicherheit dieser Mauerform ergibt für Belastungsfall b):

a) Die Schlußkraft  $R$  liegt innerhalb des Kerns; damit ist die Kippsicherheit gegeben.

b) Für die Bodenpressung erhält man bei  $\sum V = 81,14$  t,

$$b = 6,56 \text{ m}, \quad e = \frac{6,56}{2} - 2,32 = 0,96 \text{ m} \quad (\text{Abb. 44}):$$

$$\sigma_{1/2} = \frac{81,14}{6,56} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot 0,96}{6,56} \right) = 12,4 \cdot (1 \pm 0,88)$$

$$\sigma_1 = + 23,3 \text{ t/m}^2 = + 2,33 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_2 = + 1,49 \text{ t/m}^2 \\ = + 0,15 \text{ kg/cm}^2.$$

Die zulässige Tragfähigkeit wurde bereits mit  $4,2 \text{ kg/cm}^2$  ermittelt, d. i. das 1,8fache von  $2,33 \text{ kg/cm}^2$ . Dies bietet genügend Sicherheit auch für eine andere Sohldruckverteilung mit größerer Maximalpressung als dem  $\sigma_1$  entspricht.

c)  $\operatorname{tg} \varrho = \frac{\sum H}{\sum V} = \frac{49,65}{81,14} = 0,61$ , also  $\varrho_{\text{erf}} \sim 31^\circ$ ; vorhanden  $\varrho_{\text{vorh}} = 25^\circ$ , d. h. die Standsicherheit gegen Gleiten ist trotz der Vergrößerung der Vertikalkomponente der Schlußkraft noch nicht gegeben.

Vertikalkräfte:

$$A_1 = 1,8 \cdot \frac{1,25 + 5,05}{2} \cdot 1,20 = 6,80 \text{ t/m}$$

$$G_1 = 2,2 \cdot \frac{2,58 + 1,00}{2} \cdot 3,80 = 11,95 \text{ t/m}$$

$$A_2 = 1,8 \cdot \frac{5,05 + 1,10}{2} = 10,00 \text{ t/m}$$

$$G_2 = 2,2 \cdot \frac{3,96 + 3,83}{2} \cdot 2,80 = 23,50 \text{ t/m}$$

$$\Sigma V = 55,25 \text{ t/m}$$

Übertrag: 56,25 t/m

$$W_1 = 1,0 \cdot 1,60 \cdot \frac{2,10}{2} = 1,02 \text{ t/m}$$

$$G_3 = 1,2 \cdot \frac{5,50 + 3,96}{2} \cdot 2,40 = 13,70 \text{ t/m}$$

$$W_2 = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,40 = 2,40 \text{ t/m}$$

$$G_4 = 1,2 \cdot \frac{6,50 + 1,0}{2} = 7,87 \text{ t/m}$$

$$\Sigma V = 81,14 \text{ t/m}$$

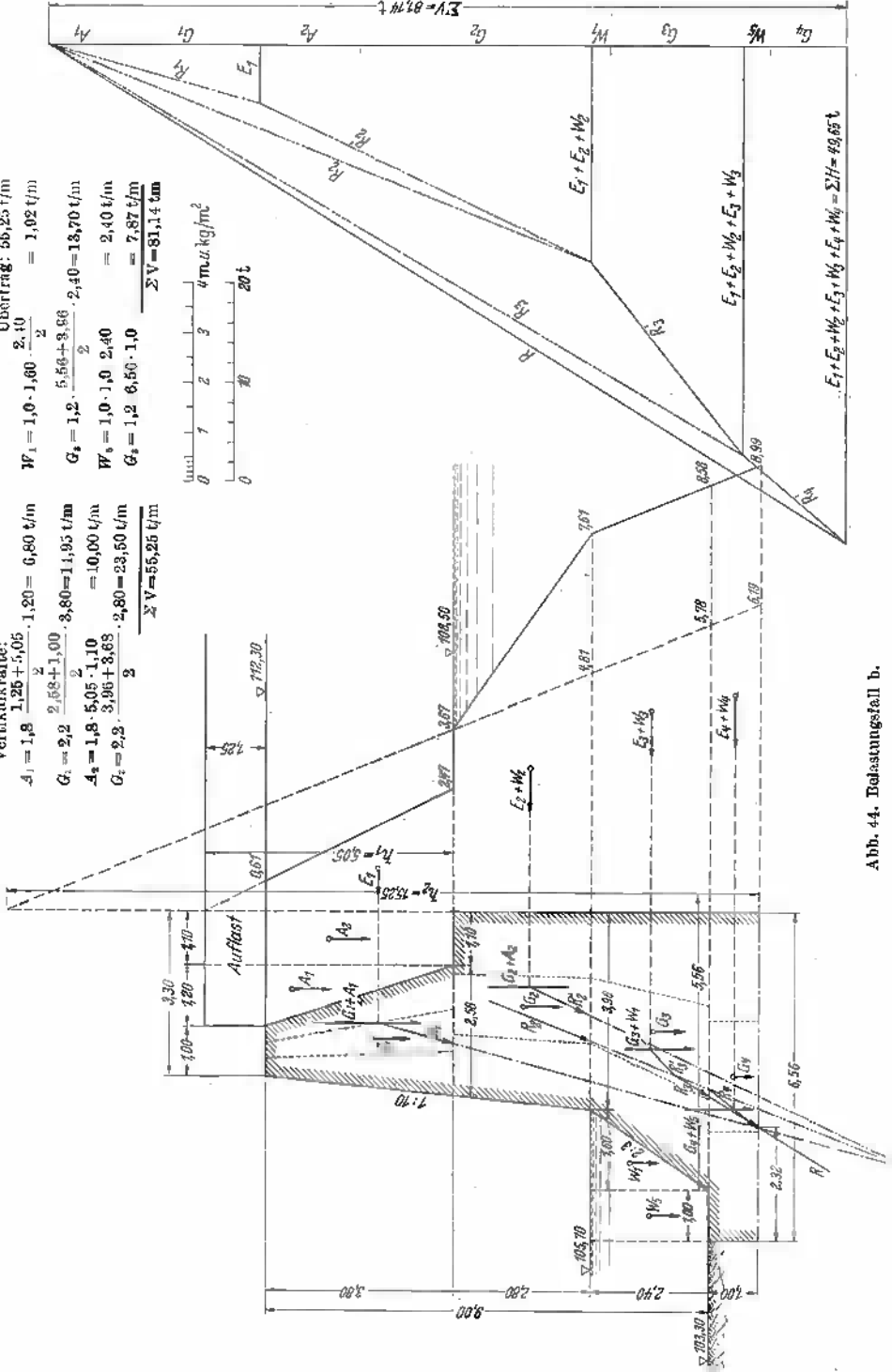
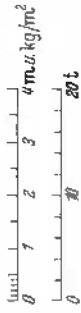


Abb. 44. Belastungsfall b.



Die Untersuchung für den Belastungsfall c) wird nachfolgend rechnerisch durchgeführt, da die spitzen Winkel bei der graphischen Untersuchung zu groben Ungenauigkeiten führen.

Rechnerische Untersuchung für Belastungsfall c).

Fuge I—I:

Last	$H$	$V$	Hebelsarm	$M$
$A_1$	—	4,10	1,50	+ 6,15
$G_1$	—	14,95	2,57	+ 38,42
$W_1'$	—	0,72	3,55	+ 2,56
$\overrightarrow{W_1 - E_1}$	3,67	—	1,27	- 4,66
$\Sigma_I$	3,67	19,77	—	+ 42,47

$$x_I = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{42,47}{19,77} = 2,14 \text{ m}$$

$$e_I = 3,68 - \left[ \frac{2,58}{2} + 2,14 \right] = 0,25 \text{ m}.$$

Fuge II—II:

Last	$H$	$V$	Hebelsarm	$M$
$\Sigma V_I$	—	19,77	2,14	+ 40,90
$A_2$	—	7,52	0,55	+ 4,13
$G_2$	—	12,80	1,90	+ 24,44
$W_2'$	—	1,46	3,83	+ 5,59
$\overrightarrow{W_2 - E_2}$	1,28	—	1,97	- 2,52
$\overleftarrow{E_3 - W_3}$	0,04	—	0,10	(+ 0,004)
$\overrightarrow{\Sigma H_I}$	3,67	—	2,80	- 10,28
$\Sigma_{II}$	4,91	41,55	—	+ 62,26

$$x_{II} = \frac{62,26}{41,55} = 1,50 \text{ m}$$

$$e_{II} = 3,96 - \left[ \frac{3,96}{2} + 1,50 \right] = 0,48 \text{ m}.$$

Fuge III—III:

Last	$H$	$V$	Hebelsarm	$M$
$\Sigma V_2$	—	41,55	1,50	+ 62,17
$G_3$	—	13,70	2,40	+ 32,88
$W_3'$	—	12,48	4,80	+ 59,90
$\overleftarrow{E_4 - W_4}$	1,45	—	0,79	+ 1,15
$\overrightarrow{\Sigma H_{II}}$	4,91	—	2,40	- 11,79
$\Sigma_{III}$	3,46	67,73	—	+ 144,31

$$x_{III} = \frac{144,31}{67,73} = 2,13 \text{ m}$$

$$e_{III} = 5,56 - \left[ \frac{5,56}{2} + 2,13 \right] = 0,65 \text{ m}.$$

Fuge IV—IV (Bodenfuge):

Last	H	V	Hebelsarm	M
$\Sigma V_{III}$	—	67,73	2,13	+144,20
$G_4$	—	7,87	3,28	+ 25,79
$W'_4$	—	9,00	6,06	+ 54,54
$\overleftarrow{E_5 - W_5}$	1,30	—	0,48	+ 0,62
$\overrightarrow{\Sigma H_{III}}$	3,46	—	1,00	- 3,46
$\Sigma_{IV}$	2,16	84,60	—	+221,69

$$x_{IV} = \frac{221,69}{84,60} = 2,62 \text{ m}$$

$$e_{IV} = 6,56 - \left[ \frac{6,56}{2} + 2,62 \right] = 0,66 \text{ m}.$$

Damit ergibt sich folgende Spannungsverteilung in der Bodenfuge:

$$\sigma_{1/2} = \frac{\Sigma V}{b} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{b} \right) = \frac{84,60}{6,56} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot 0,66}{6,56} \right) = 12,89 \left( 1 \pm 0,604 \right)$$

$$\sigma_1 = 12,89 \cdot 1,604 = + 20,7 \text{ t/m}^2 = + 2,07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 12,89 \cdot 0,396 = + 5,10 \text{ t/m}^2 = + 0,51 \text{ kg/cm}^2.$$

Für den Belastungsfall c) liefert die Standsicherheitsuntersuchung (siehe Abb. 44a) folgendes Ergebnis:

- a) Die Schlußkraft  $R$  ( $R_4$ ) liegt im Kern; keine Kippgefahr!
- b) Die Randpressungen werden für  $\Sigma V = 84,60 \text{ t}$  und  $e = 0,66 \text{ m}$

$$\sigma_1 = + 5,10 \text{ t/m}^2 = + 0,51 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Fundamentvorderkante),}$$

$$\sigma_2 = + 20,67 \text{ t/m}^2 = + 2,07 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Fundamenthinterkante).}$$

$$c) \text{ tg } \varrho = \frac{\Sigma H}{\Sigma V} = \frac{2,16}{84,60} = 0,026 < \text{tg } \varrho_{\text{vorh}} = 0,47;$$

keine Gleitgefahr!

Ehe das Gleitproblem für Belastungsfall b) weiter verfolgt wird, ist es notwendig, zu prüfen, ob der Geländesprung, als Ganzes betrachtet, bruchsicher ist, d. h. ob nicht eine Gleitfläche im Boden möglich ist, auf welcher der dadurch abgegrenzte Erdkörper mit samt dem Stützbauwerk wegrutschen kann (Abb. 45). Denn ein solcher Geländebruch ist auch dann möglich, wenn das Stützbauwerk, für sich allein betrachtet, in jeder Hinsicht standsicher zu sein scheint.

#### Geländebruchsicherheit.

Für die Feststellung der Geländebruchsicherheit hat Sven Hultin unter Zugrundelegung einer kreisförmig gekrümmten Gleitfläche ein

Aufgabe 3: Entwurf einer Kaimauer.

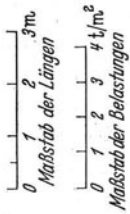
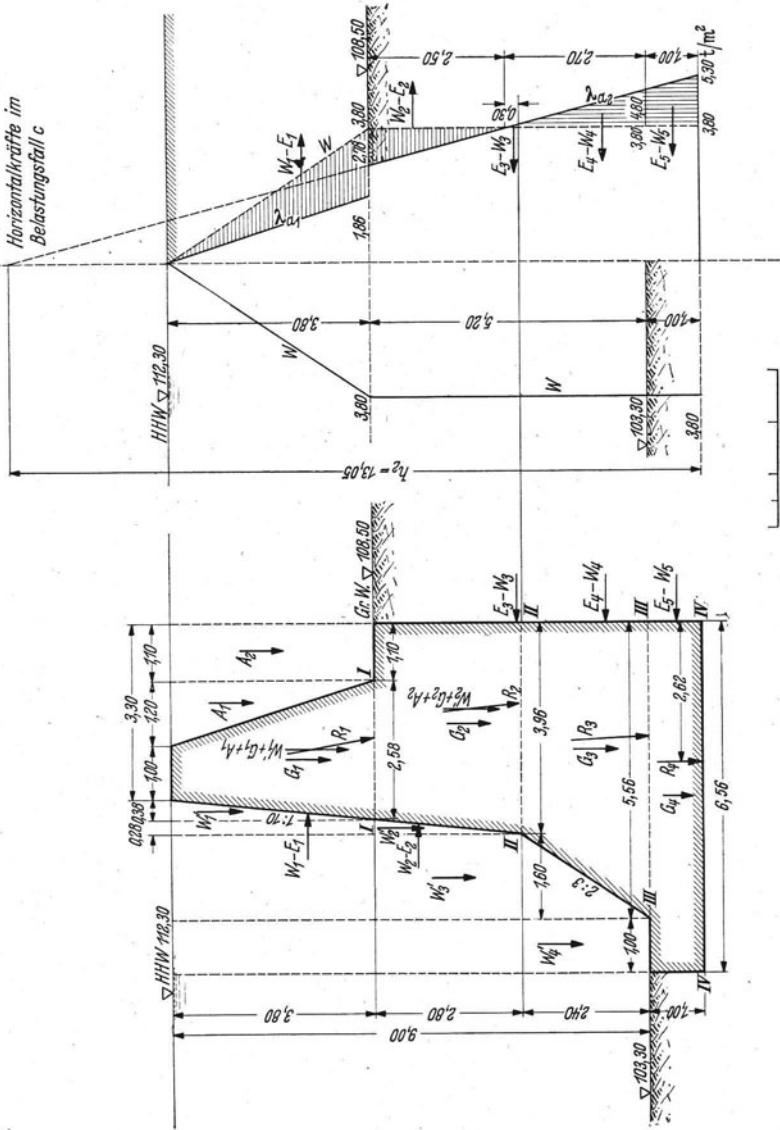
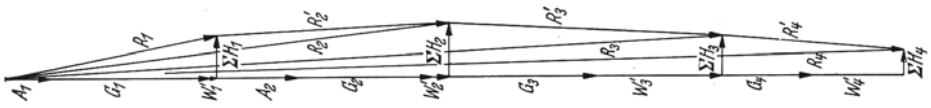


Abb. 44 a. Belastungsfall c.



zeichnerisch-rechnerisches Verfahren entwickelt, das von Krey, Hedde, Marx weiter durchgearbeitet und vervollkommenet wurde<sup>1</sup>.

Dem Verfahren liegt folgender Gedanke zugrunde:

Beim Abrutschen auf der gefährlichen Gleitfläche dreht das Gesamtgewicht des überhöhten Teiles des Geländesprunges, der über der Gleitfläche liegt (Bodengewicht, Bauwerkgewicht, Auflast) um den Mittelpunkt  $O$  des Gleitkreises (Abb. 45). Dadurch entsteht ein rechtsdrehendes Moment um  $O$ . In analoger Weise ergibt sich ein linksdrehendes Moment um  $O$  für das Bodenmaterial über der Gleitfläche im Bereich des tiefliegenden Teiles des Geländesprunges. Als Differenz bleibt ein rechtsdrehendes Moment der Materialgewichte.

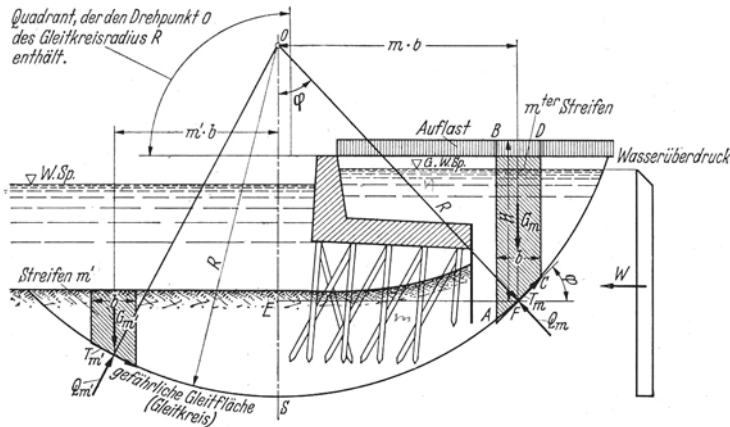


Abb. 45.

Entlang der Gleitfläche wirken außerdem die Normalkräfte des Erdwiderstandes  $Q$  und die Schubkräfte  $T$ . Die Resultierende der Normalkräfte  $Q$  des Erdwiderstandes muß, da die Gleitfläche ein Kreis ist und deshalb alle Teildrücke  $Q$  radial angreifen, durch den Drehmittelpunkt  $O$  gehen. Das Moment dieser Resultierenden in bezug auf diesen Drehpunkt  $O$  ist somit gleich Null. Es bleiben also nur die linksdrehenden Momente der Schubkräfte  $T$  längs der Gleitfläche, welche dem rechtsdrehenden Moment aus den Gewichten entgegenwirken.

Stabilität hinsichtlich des Geländebruches besteht nur dann, wenn diese Momente gleich groß sind.

Nun hängt die Größe der Schubkräfte ab von der Reibung, die längs der Gleitfläche dem Abrutschen entgegenwirkt. Diese Reibung ist aber

<sup>1</sup> Agatz: Der Kampf des Ingenieurs, siehe a. a. O. S. 29ff. Hedde: Beitrag zur Berechnung der Standsicherheit eines Bauwerkes gegen Grundbruch des Untergrundes nach Krey. Bautechn. 1929 S. 327. Krey: Erddruck, Erdwiderstand 5. Aufl., siehe a. a. O. S. 117ff. Marx: Die Berechnung der Rutschgefahr. Bautechn. 1931 S. 103.

eine Funktion des inneren Reibungswinkels  $\varrho$  des Bodenmaterials längs des Gleitkreises ( $\text{ctg } \varrho$ )<sup>1</sup>. Man kann deshalb für die Stabilität des Untergrundes gegen Geländebruch auch fordern,  $\text{ctg } \varrho$  so zu wählen, daß das Moment aus den Schubkräften gleich wird dem Moment aus den Gewichten. Die Sicherheit besteht dann darin, daß der tatsächlich vorhandene Reibungswinkel  $\varrho_{\text{vorh}}$  größer ist als derjenige Winkel  $\varrho$ , der für die Stabilität hinsichtlich Geländebruches mindestens erforderlich ( $\varrho_{\text{erf}}$ ), d. h.

$$\eta = \frac{\text{tg } \varrho_{\text{vorh}}}{\text{tg } \varrho_{\text{erf}}} > 1.$$

Dieses  $\eta$  soll auch für den ungünstigsten Fall möglichst über 1,1 liegen (1,1 äußerst zulässiger Grenzwert).

Tritt bei dem zu untersuchenden Geländesprung ein einseitiger Wasserüberdruck auf, so muß auch dieser noch berücksichtigt werden. Der ungünstigste Fall dafür ist gegeben, wenn das Moment dieses Wasserdruckes  $M_w$  in bezug auf den Drehpunkt  $O$  im gleichen Sinne wirkt wie das Moment aus den Gewichten (Abb. 45). Damit vergrößert sich der Wert  $\sum(h \cdot \sin \varphi)$  der Spalte 5 der Tabellen 2 bis 4 (siehe Durchrechnung der Beispiele S. 64 und 66) um den Ausdruck  $\frac{M_w}{b \cdot R}$ . In unserem Beispiel ist dieser Zustand für Belastungsfall b) gegeben, so daß für diesen die Geländebruchuntersuchung durchzuführen ist.

Bei der vorstehenden Stabilitätsbetrachtung hinsichtlich des Geländebruches wurden die Erddrücke auf die Vertikalfugen der Gleit-scheibe (z. B.  $\overline{AB}$  und  $\overline{CD}$  in Abb. 45) gleich groß und entgegengesetzt gerichtet angenommen, so daß sie sich aufheben. Das ist an sich eine Annahme, die mit der Wirklichkeit nicht übereinstimmt, insbesondere dort, wo sich die Vertikalbelastung plötzlich ändert (in der Nähe der Vorderkante des Stützbauwerks). Bei der Rechnung stellt sich aber heraus, daß der Fehler, der durch diese Annahme gemacht wird, von so geringem Einfluß auf das Endergebnis ist, daß damit die vereinfachende Annahme gerechtfertigt ist<sup>2</sup>.

#### Durchführung der Untersuchung auf Geländebruchsicherheit.

1. Zunächst muß der Gleitflächenradius  $R$  und dessen Drehpunkt  $O$  angenommen werden. Diese Annahme muß willkürlich erfolgen, aber so, daß  $O$  in den in Abb. 45 näher bezeichneten Quadranten zu liegen kommt. Außerdem wird man  $O$  immer oberhalb des höchsten Punktes

<sup>1</sup> Vgl. Krey: Erddruck, Erdwiderstand, siehe a. a. O. 5. Aufl. S. 120ff.

<sup>2</sup> Wenn in besonderen Fällen ernste Bedenken gegen diese Annahme bestehen, empfiehlt es sich nach dem Verfahren von Marx zu arbeiten (siehe Bautechn. 1931, S. 103: „Die Berechnung der Rutschgefahr“).

der Belastungsbegrenzungslinie für die Streifenhöhen  $h$  (siehe Ziffer 3, unten) annehmen und  $OS$  so weit nach links verschieben, daß das Stützbauwerk von dieser Vertikalen nicht geschnitten wird. Im übrigen hängt die Lage von  $O$  von der Größe des Radius  $R$  ab. Da die Ermittlung der gefährlichen Gleitfläche nur durch ein Probieren praktisch möglich ist<sup>1</sup>, wird man zweckmäßig den ersten Versuch mit einer Gleitfläche machen, die unmittelbar unter der Bauwerksohle, bei Pfahlgründung unter den Pfahlspitzen verläuft. Bei den weiteren Versuchen vergrößert man die Schnittiefe. Einen Anhalt dafür gibt die Tatsache, daß die Sicherheit der Gleitflächen vom tiefegelegenen Bodenrand des Geländesprunges nach unten erst abnimmt, um dann wieder zu wachsen. Die gefährliche Gleitfläche ist dann an der Grenze dieser zwei Bereiche zu suchen.

2. Nach Annahme eines Drehpunktes  $O$  und eines Halbmessers  $R$  für den Gleitkreis wird die dadurch bestimmte Gleitscheibe (= Erd- und Mauerwerkkörper über der Gleitfläche) in  $n$  senkrechte Streifen von an sich beliebiger, aber unter sich gleicher Breite  $b = \frac{R}{n}$  zerlegt. Der mittelste Streifen 0 wird genau unter den Mittelpunkt  $O$  des Gleitkreises gelegt. Dann ergibt sich für den Streifen mit der Ziffer  $m$  (Abb. 45):

$$\sin \varphi = \frac{m \cdot b}{R} = \frac{m \cdot \frac{R}{n}}{R} = \frac{m}{n}$$

z. B. für Streifen  $m = 5$ :

$$\sin \varphi = \frac{5}{n}.$$

Wählt man nun zur Vereinfachung der Rechnung  $n = 10$ , teilt also den Halbmesser  $R$  in 10 gleiche Teile, so wird

$$\sin \varphi = \frac{m}{10}$$

z. B. für Streifen 0:

$$\sin \varphi = \frac{0}{10} = 0,$$

Streifen 5:

$$\sin \varphi = \frac{5}{10} = 0,5 \quad \text{usw.}$$

3. Nun werden die Erd- und Bauwerksgewichte, sowie Auflasten der einzelnen Streifen auf das gleiche Einheitsgewicht (am zweckmäßigsten auf  $\gamma_0 = 1,0 \text{ t/m}^3$ ) umgerechnet und damit die diesem  $\gamma_0$  zugeordnete Belastungshöhe  $h$  festgelegt. Es ist  $h = \gamma \cdot H$ ; soweit das

<sup>1</sup> Einen Weg für die analytische Ermittlung von  $O$  und  $R$  skizziert Agatz in „Der Kampf des Ingenieurs . . .“, siehe a. a. O. S. 34. Dieses Verfahren kommt aber für die Praxis kaum in Frage.

Bodenmaterial unter Wasser steht, wird  $h = (\gamma - \varepsilon) \cdot H$  (Berücksichtigung des Auftriebes). Wenn in einem Streifen Materialien mit verschiedenen Einheitsgewichten vorkommen (z. B. Bauwerkteile, Erdkörper, Auflast) oder der Endstreifen (z. B. 9) nicht die volle Breite  $b$  hat, setzt man näherungsweise  $h = \frac{\sum G}{b}$ .

Nun greifen wir einen beliebigen Streifen (z. B. den  $m$ -ten Streifen) heraus. Derselbe wirkt mit seinem Gewicht  $G_m = \gamma_0 \cdot b \cdot h$  auf die Gleitfläche. Beim Abrutschen auf derselben dreht dieses Gewicht  $G_m$  um den Drehpunkt  $O$  am Hebelarm  $EF = R \cdot \sin \varphi = \frac{m}{n} \cdot R$  (vgl. Abb. 45). Es ergibt sich damit das Moment:

$$\gamma_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{mR}{n} = \gamma_0 \cdot b \cdot h \cdot \sin \varphi \cdot R.$$

Das resultierende Moment aller Laststreifen beträgt daher:

$$M_G = \gamma_0 \cdot b \cdot R \left[ \sum_0^m (\sin \varphi \cdot h) \text{ rechts} - \sum_0^{m'} (\sin \varphi \cdot h) \text{ links} \right].$$

Entgegen wirkt das Moment der Schubkraft. Diese ist für einen Streifen:

$$T = \gamma_0 \cdot \xi \cdot b, \quad \text{wobei } \xi \sim \frac{h}{\cos \varphi (\operatorname{ctg} \varrho + \operatorname{tg} \varphi)}^*,$$

somit das Moment um  $O$  für einen Streifen  $= \gamma_0 \cdot \xi \cdot b \cdot R$ . Moment der Schubkraft für alle Streifen:

$$M_T = \gamma_0 \cdot b \cdot R \cdot \sum \xi.$$

Zur Gewährleistung der Stabilität müssen die Momente  $M_G$  und  $M_T$  einander gleich werden durch geeignete Wahl von  $\operatorname{ctg} \varrho$ , also

$$\sum_0^m (\sin \varphi \cdot h) \text{ rechts} - \sum_0^{m'} (\sin \varphi \cdot h) \text{ links} = \sum (\sin \varphi \cdot h) = \sum \xi.$$

Tritt einseitiger Wasserdruck auf, dann lautet die Stabilitätsgleichung:

$$\sum (\sin \varphi \cdot h) + \frac{M_w}{b \cdot R} = \sum \xi.$$

Die Durchführung der Rechnung bietet nach den obigen Überlegungen nun keine besonderen Schwierigkeiten mehr und läßt sich in Tabellenform sehr schnell bewerkstelligen.

Da der für die Stabilität mindestens erforderliche Winkel  $\varrho$  zunächst nicht bekannt ist, könnte man für  $\operatorname{ctg} \varrho$  verschiedene Annahmen machen (z. B.  $\operatorname{ctg} \varrho = 10$ ,  $\operatorname{ctg} \varrho = 4$ ,  $\operatorname{ctg} \varrho = 3$  wählen), dafür die zugehörigen Werte  $\sum \xi$  berechnen und dann den richtigen Wert  $\varrho$ , der für die Stabilität mindestens erforderlich ist, durch Mittelung bestimmen.

Dieser richtige Wert ist jener, für welchen  $\sum (\sin \varphi \cdot h) + \frac{M_w}{b \cdot R} = \sum \xi$ .

\* Vgl. Krey: Erddruck, Erdwiderstand, siehe a. a. O. S. 122.

Tabelle 1.

R = 20 m. Hafenecken leer; W.Sp. überall auf 103,30.

Streifen	h	m = sin φ n	cos φ	h · sin φ	$\xi_1 = \frac{h}{\cos \varphi \cdot \text{ctg} \varrho_1 + \sin \varphi} = \frac{h}{\alpha_1}$ $\text{ctg} \varrho_1 \sim \frac{\sum h}{\sum (h \cdot \sin \varphi)}$ $= \frac{133,9}{54,26} = 2,46$		
					cos φ × × ctg ρ <sub>1</sub>	α <sub>1</sub>	ξ <sub>1</sub>
1	2	3	4	5	6	7	8
9	3,8	0,9	0,44	+ 3,42	1,08	1,98	1,92
8	8,0	0,8	0,60	6,40	1,48	2,28	3,51
7	12,0	0,7	0,71	8,40	1,75	2,45	4,90
6	15,1	0,6	0,80	9,06	1,97	2,57	5,88
5	17,7	0,5	0,87	8,85	2,14	2,64	6,71
4	18,9	0,4	0,92	7,56	2,26	2,66	7,11
3	22,2	0,3	0,95	6,66	2,34	2,64	8,42
2	22,1	0,2	0,98	4,42	2,41	2,61	8,47
1	6,2	0,1	0,995	0,62	2,45	2,55	2,43
0	2,3	0	1	0	2,46	2,46	0,93
1'	2,1	-0,1	0,995	-0,21	2,45	2,35	0,89
2'	1,8	-0,2	0,98	0,36	2,41	2,21	0,81
3'	1,2	-0,3	0,95	0,36	2,34	2,04	0,59
4'	0,5	-0,4	0,92	0,20	2,26	1,86	0,27
				+55,39    -1,13			Σξ <sub>1</sub> = 52,84
Σh = 133,9				Σ(h · sin φ) = 54,26			

$$\Delta \text{ctg} \varrho_1 \approx 2,46 \cdot \frac{52,84 - 54,26}{52,84} = -0,07; \text{ctg} \varrho'_1 = \text{ctg} \varrho_1 + \Delta \text{ctg} \varrho_1 = 2,46 - 0,07 = 2,39$$

$$\varrho'_1 \text{ (erforderlich)} \approx 22\frac{2}{3}^\circ; \eta = \frac{\text{tg} \varrho_{\text{vorh}}}{\text{tg} \varrho'_{\text{erf}}} = \frac{0,47}{0,42} = 1,12 \sim 1,1 \text{ (Grenzfall)}$$

Viel schneller kommt man zum Ziel, wenn man nach dem Vorschlage Kreys für den erforderlichen Winkel ρ angenähert setzt (vgl. die Tabellen 1, 2, 3, 4, S. 63, 64, 66, 68):

$$\text{ctg} \varrho_1 \sim \frac{\sum h}{\sum (\sin \varphi \cdot h)} \quad \text{bzw.} \quad \text{ctg} \varrho_1 \sim \frac{\sum h}{\sum (\sin \varphi \cdot h) + \frac{M_w}{b \cdot R}}$$

und unter Zugrundelegung dieses Wertes ctg ρ<sub>1</sub> die Größe Σξ berechnet und prüft, ob sie mit Σ(sin φ · h) bzw. der  $\sum (\sin \varphi \cdot h) + \frac{M_w}{b \cdot R}$  übereinstimmt. Ist dies nicht der Fall, wird der richtige Wert ctg ρ'<sub>1erf</sub> nach Hedde<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Hedde: Beitrag zur Berechnung der Standsicherheit, siehe a. a. O.



erhalten mit seiner Fehlerformel:

$$\Delta \text{ctg } \varrho_1 \sim \text{ctg } \varrho_1 \cdot \frac{\sum \xi - \left( \sum (\sin \varphi \cdot h) + \frac{M_w}{b \cdot R} \right)^*}{\sum \xi}$$

und

$$\text{ctg } \varrho'_{\text{erf}} = \text{ctg } \varrho_1 + \Delta \text{ctg } \varrho_1.$$

Die Rechnung ist in den Tabellen 1 bis 4 durchgeführt, und zwar für folgende Fälle:

Tabelle 1 bzw. Abb. 46: Hafenbecken leer; W. Sp. überall auf 103,30; R = 20 m.

Tabelle 2.

R = 20 m; W.Sp. vor der Mauer: 105,70; hinter der Mauer: 108,50.

Streifen	h	m n	sin φ	cos φ	h · sin φ	$\xi_2 = \frac{h}{\cos \varphi \cdot \text{ctg } \varrho_2 + \sin \varphi} = \frac{h}{\alpha_2}$ $\text{ctg } \varrho_2 = \frac{\sum h}{\sum (h \cdot \sin \varphi) + \frac{M_w}{b \cdot R}}$ $= \frac{115,4}{46,73 + 7,05} = 2,15$	
						cos φ × × ctg ρ <sub>2</sub>	α <sub>2</sub>
1	2	3	4	5	6	7	8
9	3,8	0,9	0,44	+ 3,42	0,94	1,84	2,06
8	8,0	0,8	0,60	6,40	1,29	2,09	3,82
7	10,7	0,7	0,71	7,49	1,52	2,22	4,82
6	12,5	0,6	0,80	7,50	1,72	2,32	5,39
5	13,7	0,5	0,87	6,85	1,87	2,37	5,78
4	14,7	0,4	0,92	5,88	1,98	2,38	6,18
3	19,7	0,3	0,95	5,91	2,04	2,34	8,42
2	19,7	0,2	0,98	3,94	2,10	2,30	8,57
1	4,7	0,1	0,995	0,47	2,14	2,24	2,10
0	2,3	0	1	0	2,15	2,15	1,07
1'	2,1	-0,1	0,995	-0,21	2,14	2,04	1,03
2'	1,8	-0,2	0,98	0,36	2,10	1,90	0,95
3'	1,2	-0,3	0,95	0,36	2,04	1,74	0,69
4'	0,5	-0,4	0,92	0,20	1,98	1,58	0,32
$\sum h = 115,4$				$+47,86$	$-1,13$		$\sum \xi_2 = 51,20$
				$\sum (h \cdot \sin \varphi) = 46,73$			
				$+ M_w = 7,05$			
				53,78			

$$\Delta \text{ctg } \varrho_2 \approx 2,15 \cdot \frac{51,20 - 53,78}{51,20} = -0,11; \text{ctg } \varrho'_2 = \text{ctg } \varrho_2 + \Delta \text{ctg } \varrho_2 = 2,15 - 0,11 = 2,04$$

$$\varrho'_2 \text{ (erforderlich)} \approx 26^\circ; \eta = \frac{\text{tg } \varrho'_{\text{vorh}}}{\text{tg } \varrho'_{\text{erf}}} = \frac{0,47}{0,49} = 0,96 < 1,1 \text{ (ungenügend!)}$$

\* Bei fehlendem Wasserüberdruck entfällt im Zähler der Summand  $\frac{M_w}{b \cdot R}$ .

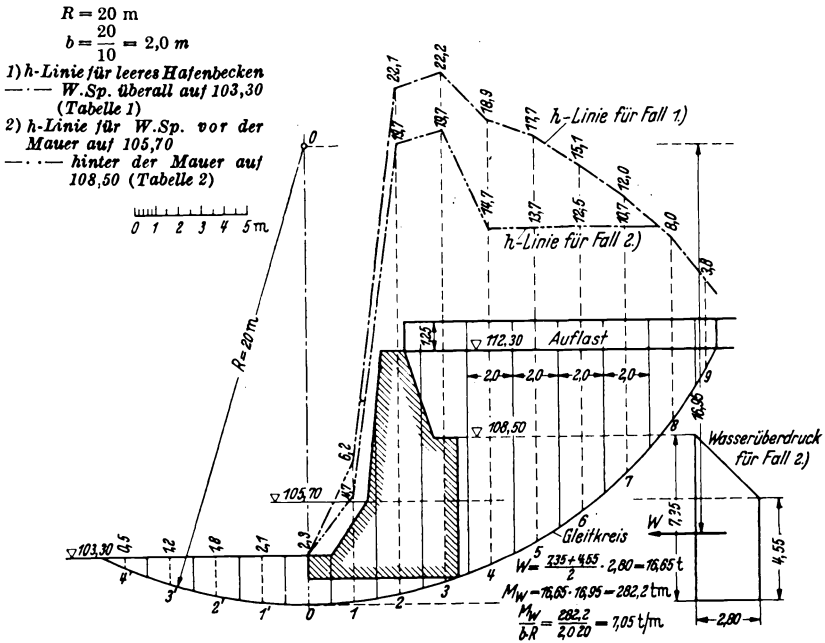


Abb. 46.

Tabelle 2 bzw. Abb. 46:  $W$ . Sp. vor der Mauer 105,70, hinter der Mauer 108,50;  $R = 20 \text{ m}$ .

Tabelle 3 bzw. Abb. 47:  $W$ . Sp. wie bei Tabelle 2;  $R = 22 \text{ m}$ .

Tabelle 4 bzw. Abb. 48:  $W$ . Sp. wie bei Tabelle 2;  $R = 24 \text{ m}$ .

Die Rechnung ergibt für leeres Hafenbecken  $\eta = 1,12$ , also den Grenzfall für die Sicherheit, für den Fall 2 (Wasserüberdruck hinter der Mauer!)  $\eta = 0,96 < 1,1$ . Bei der für diesen Fall [Belastungsfall b)] angenommenen Gleitfläche besteht keine Bruchsicherheit; es muß damit gerechnet werden, daß die über der Gleitfläche befindliche Gleitscheibe mit samt der Mauer wegrutscht. Legt man die Gleitfläche 2 m tiefer (Fall 3,  $R = 22 \text{ m}$ ), wird  $\eta = 1,12$  (Grenzfall!). Mit zunehmender Tiefenlage der Gleitfläche nimmt jetzt die Geländebruchsicherheit stetig zu und erreicht bei  $R = 24 \text{ m}$ ,  $\eta = 1,3$ .

Die Ergebnisse sind in Abb. 49, S. 68 aufgetragen.

Folgerungen aus dem Ergebnis der Untersuchung auf Geländebruchsicherheit.

Hätte die Gleitkreisuntersuchung im Falle 2 für  $R = 20 \text{ m}$  bereits eine ausreichende Bruchsicherheit ( $\eta > 1,1$ ) ergeben, so bestände keine Geländebruchgefahr und damit keine Beschränkung für die Fundie-

Tabelle 3.  
 $R = 22 \text{ m}$ ; W.Sp. vor der Mauer 105,70, hinter der Mauer 108,50.

Streifen	$h$	$\frac{m}{n}$ = $\sin \varphi$	$\cos \varphi$	$h \cdot \sin \varphi$	$\xi_3 = \frac{h}{\cos \varphi \cdot \text{ctg} \varrho_3 + \sin \varphi} = \frac{h}{\alpha_3}$ $\text{ctg} \varrho_3 = \frac{\sum h}{\sum (h \cdot \sin \varphi) + \frac{M_w}{b \cdot R}}$ $= \frac{136,6}{57,13} = 2,39$		
					$\cos \varphi \times \text{ctg} \varrho_3$	$\alpha_3$	$\xi_3$
1	2	3	4	5	6	7	8
9	3,3	0,9	0,44	+ 2,97	1,05	1,95	1,69
8	9,6	0,8	0,60	7,68	1,43	2,23	4,30
7	12,1	0,7	0,71	8,59	1,70	2,40	5,06
6	14,0	0,6	0,80	8,40	1,91	2,51	5,58
5	15,5	0,5	0,87	7,75	2,08	2,58	6,00
4	16,6	0,4	0,92	6,64	2,20	2,60	6,40
3	19,5	0,3	0,95	5,84	2,27	2,57	7,60
2	19,3	0,2	0,98	3,86	2,34	2,54	7,61
1	8,1	0,1	0,995	0,81	2,38	2,48	3,27
0	4,2	0	1	0	2,39	2,39	1,76
1'	4,0	-0,1	0,995	-0,40	2,38	2,28	1,76
2'	3,6	-0,2	0,98	0,72	2,34	2,14	1,68
3'	3,1	-0,3	0,95	0,93	2,27	1,97	1,57
4'	2,3	-0,4	0,92	0,92	2,20	1,80	1,28
5'	1,2	-0,5	0,87	0,60	2,08	1,58	0,76
6'	0,2	-0,6	0,80	0,12	1,91	1,31	0,15
$\sum h = 136,6$				$+ 52,54$ $- 3,69$			$\sum \xi_3 = 56,47$
				$\sum (h \cdot \sin \varphi) = 48,85$			
				$+ \frac{M_w}{b \cdot R} = 8,28$			
				<u>57,13</u>			

$$\Delta \text{ctg} \varrho_3 \sim 2,39 \cdot \frac{56,47 - 57,13}{56,47} = -0,03; \text{ctg} \varrho'_3 = \text{ctg} \varrho_3 + \Delta \text{ctg} \varrho_3 = 2,36$$

$$\varrho'_{3\text{ert}} = 23^\circ; \eta = \frac{\text{tg} \varrho_{\text{vorh}}}{\text{tg} \varrho'_{3\text{ert}}} = \frac{0,47}{0,42} = 1,12 \text{ (Grenzfall } \sim 1,1)$$

rungstiefe der Mauer. Sie wäre lediglich mit Rücksicht auf die weiter oben festgestellte Gleitgefahr in der Fundamentfuge so auszubilden, daß auch diese Möglichkeit ausgeschaltet würde.

Bei der bestehenden Geländebruchgefahr mit  $R = 20 \text{ m}$  und Wasserüberdruck muß eine Gründungskonstruktion gewählt werden, welche die gefährliche Gleitfuge in eine andere Bahn zwingt, bei der dann Sicherheit gegen ein Wegrutschen besteht. Dies wird konstruktiv erreicht einmal durch so tiefes Hinabführen der ganzen Mauer (oder einer Herdmauer) in den Boden, daß die so erzwungene Gleitfläche eine Sicherheit  $\eta > 1,1$  bietet,

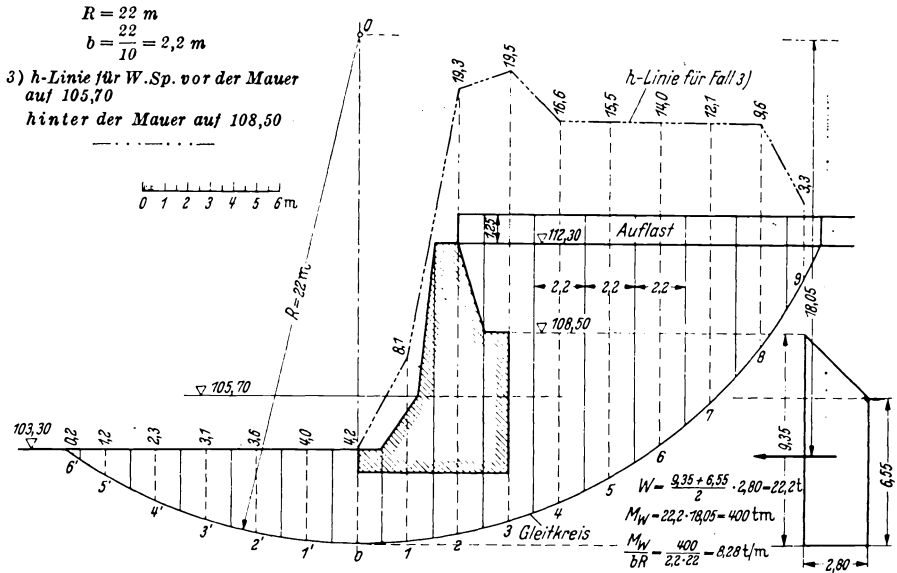


Abb. 47.

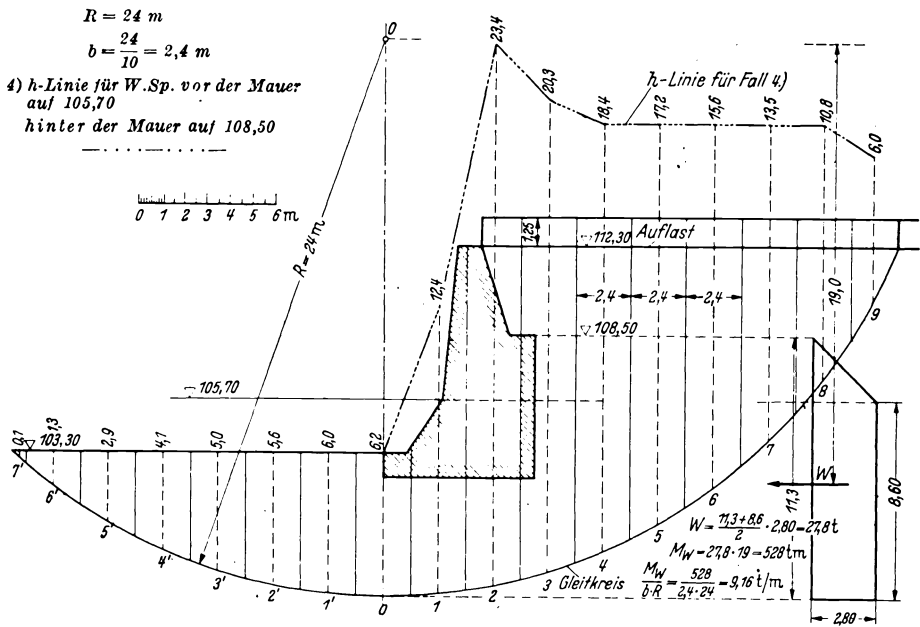


Abb. 48.

Tabelle 4.

 $R = 24 \text{ m}$ ; W.Sp. vor der Mauer 105,70, hinter der Mauer 108,50.

Streifen	$h$	$\frac{m}{n}$ $= \sin \varphi$	$\cos \varphi$	$h \cdot \sin \varphi$	$\xi_4 = \frac{h}{\cos \varphi \cdot \text{ctg } \varrho_4 + \sin \varphi} = \frac{h}{\alpha_4}$ $\text{ctg } \varrho_4 \sim \frac{\sum h}{\sum (h \cdot \sin \varphi) + \frac{M_w}{b \cdot R}}$ $= \frac{168,8}{62,82} = 2,69$		
					$\cos \varphi \times \text{ctg } \varrho_4$	$\alpha_4$	$\xi_4$
1	2	3	4	5	6	7	8
9	6,0	0,9	0,44	+ 5,40	1,18	2,08	2,89
8	10,8	0,8	0,60	+ 8,65	1,61	2,41	4,48
7	13,5	0,7	0,71	+ 9,45	1,91	2,61	5,17
6	15,6	0,6	0,80	+ 9,35	2,15	2,75	5,67
5	17,2	0,5	0,87	+ 8,60	2,34	2,84	6,05
4	18,4	0,4	0,92	+ 7,35	2,47	2,87	6,41
3	20,3	0,3	0,95	+ 6,10	2,55	2,85	7,12
2	23,4	0,2	0,98	+ 4,68	2,63	2,83	8,27
1	12,4	0,1	0,995	+ 1,24	2,67	2,77	4,48
0	6,2	0	1	0	2,69	2,69	2,31
1'	6,0	-0,1	0,995	-0,60	2,67	2,57	2,33
2'	5,6	-0,2	0,98	-1,12	2,63	2,43	2,31
3'	5,0	-0,3	0,95	-1,50	2,55	2,25	2,22
4'	4,1	-0,4	0,92	-1,64	2,47	2,07	1,98
5'	2,9	-0,5	0,87	-1,45	2,34	1,84	1,58
6'	1,3	-0,6	0,80	-0,78	2,15	1,55	0,84
7'	0,1	-0,7	0,71	-0,07	1,91	1,21	0,08
$\sum h = 168,8$				$+60,82$	$-7,16$	$\sum \xi_4 = 64,19$	
				$\sum (h \cdot \sin \varphi) = 53,66$			
				$+ \frac{M_w}{b \cdot R} = 9,16$			
				$62,82$			

$$\Delta \text{ctg } \varrho_4 \sim 2,69 \cdot \frac{64,19 - 62,82}{64,19} = +0,06; \text{ctg } \varrho'_4 = \text{ctg } \varrho_4 + \Delta \text{ctg } \varrho_4 = 2,75$$

$$\varrho'_{4 \text{ref}} = 20^\circ; \eta = \frac{0,47}{0,36} = 1,3$$

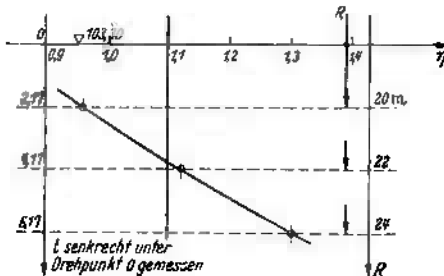


Abb. 49.

oder durch so starke Verbreiterung des Mauerunterteiles nach rückwärts, daß die gefährliche Gleitfuge von der Mauer unter-schnitten und so wiederum eine Gleitfläche erzwungen wird, welche den notwendigen Sicherheitsgrad  $\eta$  bietet,

oder indem man mittels der Pfahlsitzen eines Pfahlrostes die

Gleitfläche nach unten hin verlagert. (Wegen Verlagerung der Gleitfläche nach unten durch eine Spundwand siehe weiter unten!).

Es ergeben sich also zur Gewährleistung der Stabilität des Bauwerkes einschließlich des Erdkörpers gegen Geländebruch im Belastungsfall b) die Forderungen nach einer entsprechenden Breite oder Tiefe der Bauwerksgründung. Die Grenze für diese Stabilität gibt der Gleitkreis in in Abb. 47 mit  $\eta \sim 1,1$ . Um diese Gleitfläche durch eine Verbreiterung des Mauerwerks zu erzwingen, müßte in unserem Fall die Fundamentfuge von 6,56 m Breite auf über 11 m Breite vergrößert werden. Das stellt keine brauchbare Lösung dar. Somit bleibt nur die Tieferführung der Bauwerkgründung bis unter die Grenzgleitfläche ( $R = 22$  m). Dies kann geschehen durch Herabführung der Unterkante der Massivmauer bis unter den Grenzgleitkreis oder durch Anordnung eines Pfahlrostes unter der bisher auf Kote 102,30 angenommenen Fundamentfuge.

Schließlich kann man noch daran denken, die Verlagerung der gefährlichen Gleitfläche nach unten durch eine Spundwand zu erzwingen. Agatz<sup>1</sup> hält diese Lösung nicht für empfehlenswert, wenn  $\eta < 1,1$  ist, da eine Spundwand, gleich welchen Baustoffes, selten eine gefährliche Gleitfläche in eine andere Bahn zwingen kann. Entweder wird nämlich bei genügend tiefer Rammung unter die erzwungene Gleitfläche der Scherwiderstand des Wandprofils oder bei geringer Rammtiefe die Kraft, die aufzuwenden ist, um den Teil der Spundwand unterhalb der gefährlichen Gleitfläche herauszuziehen, in die Rechnung eingesetzt. Da der erstere Fall praktisch selten vorkommt, muß in der Regel mit der zweiten Möglichkeit gerechnet werden. Diese wird aber nicht immer zur Änderung der Gleitfläche ausreichen. Gleichwohl wird weiter unten aus Übungsgründen ein Beispiel für Geländebruchsicherung durch vorgesezte Spundwand behandelt.

#### Fundamentausbildung.

a) **Massivgründung.** In Abb. 50 ist eine Lösungsmöglichkeit dafür gegeben. Das Fundament ist bis 4,20 m unter Hafensohle geführt. Dabei wurde die Rückwand aus Ersparnisgründen unterschritten. Ebenso wurde der Teil *BD* der Fundamentfuge so geneigt angeordnet, daß die Schlußresultierende *R* möglichst lotrecht auf dieser Fuge steht, zur Gewährleistung der Gleitsicherheit. Der so gewonnene Mauerunterbau erzwingt eine Gleitfläche, die durch *C* gehen muß. Diesem Gleitkreis entspricht nach Abb. 49 eine Geländebruchsicherheit von  $\eta \sim 1,18$ . Die Forderung nach einem noch höheren Sicherheitsgrad gegen Gelände-

<sup>1</sup> Agatz: Kampf des Ingenieurs, siehe a. a. O. S. 34.

bruch zwingt beim Festhalten an einer Massivgründung dazu, die Mauer noch tiefer in den Boden hineinzugründen. Normalerweise ergibt dies aber unwirtschaftliche Konstruktionen, so daß man zu einer der anderen oben genannten Konstruktionsmöglichkeiten greift.

Mit der Tiefergründung der Mauer wächst zwar deren Gewicht, aber auch der aktive Erddruck an der Mauerrückseite bei Gleichbleiben des Wasserüberdruckes. Andererseits wirkt jetzt diesen Horizontalkräften von vorne her der passive Erddruck entgegen. In Abb. 50 ist das Belastungsbild dafür aufgetragen. Es ergab sich aus folgenden Überlegungen:

Das rückwärtige Wandstück  $\overline{FC}$  hat eine Neigung  $\alpha = +13^\circ$  gegen die Vertikale. Dadurch verringert sich der aktive Erddruck. Es ergibt sich für  $\varrho = 25^\circ$   $\lambda'_a = 0,32$  (gegen  $\lambda_a = 0,406$  bei  $\alpha = \pm 0$ ). Damit erhält man für den aktiven Erddruck

$$\begin{aligned} \text{in der Tiefe } 102,30: g_a &= 1,0 \cdot 0,32 \cdot 15,25 = 4,89 \text{ t/m}^2 \\ \text{,, ,, ,, } 99,10: g_a &= 1,0 \cdot 0,32 \cdot 18,45 = 5,90 \text{ ,,} \end{aligned}$$

Der passive Erddruck wirkt auf die Wandstreifen  $\overline{BJ}$  und  $\overline{BD}$ .  $\overline{BJ}$  hat einen Neigungswinkel  $\alpha = -34^\circ$  gegen die Vertikale. Bei Berücksichtigung der Reibung ist  $\delta$  hier negativ anzusetzen, was zur Vergrößerung der  $\lambda_p$ -Werte führt.

Zur Sicherheit soll deshalb für diesen Wandstreifen  $\delta = 0$  angesetzt werden, da der für dieses Wandstück in Betracht kommende widerstehende Erdkörper in unserem Falle wegen der Bauausführung zum Teil aus Auffüllung besteht.

Der Wandstreifen  $\overline{BD}$  hat einen Neigungswinkel  $\alpha = +67^\circ$ . Bei Berücksichtigung der Reibung zwischen Boden und Wand wird hier  $\delta$  positiv. Positive  $\delta$ -Werte verringern aber die  $\lambda_p$ -Werte. Zur Sicherheit wird deshalb für  $\overline{BD}$  mit Berücksichtigung der vollen Reibung gerechnet, also  $\delta = \varrho = +25^\circ$  in Ansatz gebracht.

Für  $\lambda_p$  besteht ganz allgemein die Beziehung:

$$\lambda_p = \frac{\cos^2(\varrho - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varrho - \delta) \cdot \sin(\varrho + \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Für  $\beta = 0$  (Gelände bzw. Fuge waagerecht):

$$\lambda_p = \frac{\cos^2(\varrho - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varrho - \delta) \cdot \sin \varrho}{\cos(\delta - \alpha) \cdot \cos \alpha}} \right]^2}$$

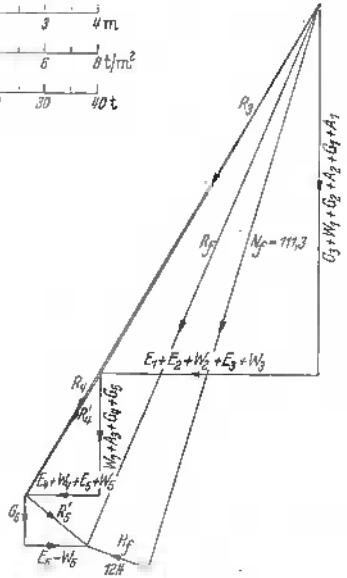
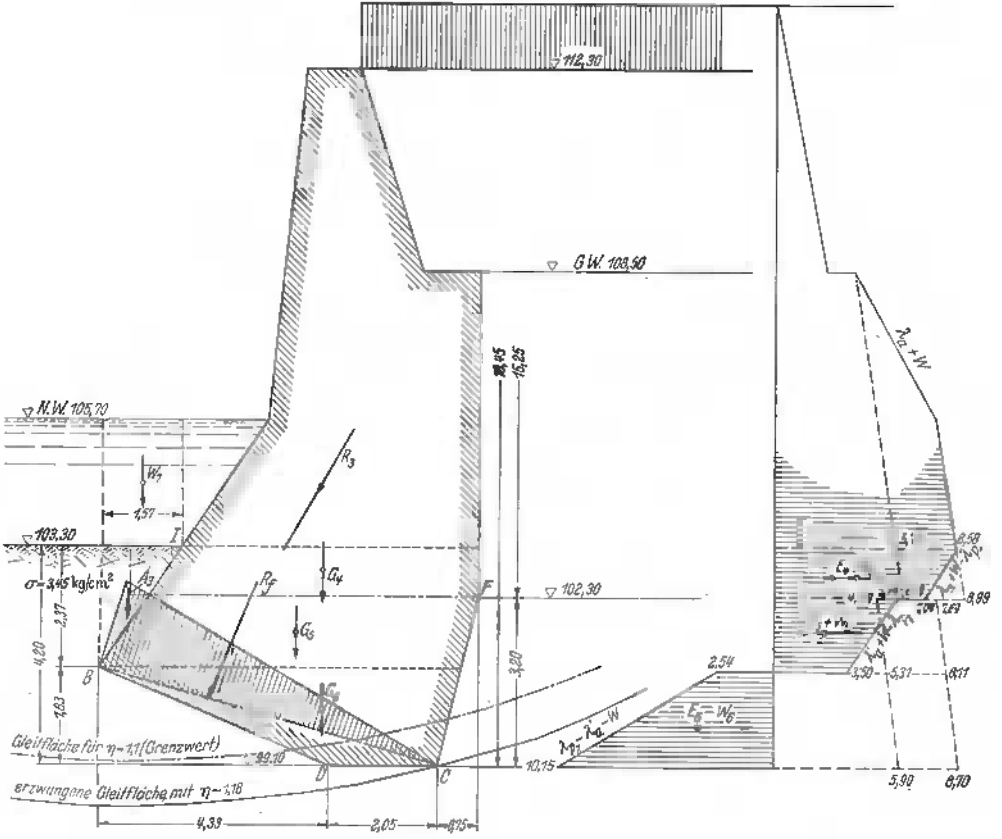


Abb. 50.



Für Streifen  $\overline{BJ}$ :

$$\varrho = 25^\circ; \quad \alpha = -34^\circ; \quad \delta = 0 \quad \text{gesetzt}$$

$$\lambda_{p_1} = \frac{\cos^2(\varrho - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(-\alpha) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin \varrho \cdot \sin \varrho}{\cos(-\alpha) \cdot \cos \alpha}} \right]^2}$$

$$\lambda_{p_1} = \frac{\cos^2(25^\circ + 34^\circ)}{\cos^2 34^\circ \cdot \cos 34^\circ \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin^2 25^\circ}{\cos^2 34^\circ}} \right]^2} = 1,95.$$

Für Streifen  $\overline{BD}$

$$\varrho = 25^\circ; \quad \alpha = +67^\circ; \quad \delta = +25^\circ$$

$$\lambda_{p_2} = \frac{\cos^2(25^\circ - 67^\circ)}{\cos^2 67^\circ \cdot \cos(25^\circ - 67^\circ) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(25^\circ - 25^\circ) \cdot \sin 25^\circ}{\cos(25^\circ - 67^\circ) \cdot \cos 67^\circ}} \right]^2} = 4,5,$$

daraus:

$$g_{p_1} = \gamma_{e_2} \cdot \lambda_{p_1} \cdot h = 1,0 \cdot 1,95 \cdot 2,37 = 4,61 \text{ t/m}^2$$

$$g'_{p_2} = 1,0 \cdot 4,50 \cdot 2,37 = 10,65 \text{ t/m}^2$$

$$g_{p_3} = 1,0 \cdot 4,50 \cdot 4,20 = 18,85 \text{ t/m}^2$$

Auf Grund dieser Ergebnisse wurde die resultierende Belastung in Abb. 50 aufgetragen und mit Hilfe eines Kräfteplanes die Schlußresultierende  $R_r$  der Lage, Größe und Richtung nach ermittelt, ausgehend von der Resultierenden  $R_3$  (siehe Abb. 44, S. 55). Für die Fuge  $\overline{BC}$  ergibt sich dann die größte Randspannung nach der üblichen Methode zu

$$\sigma = \frac{2N_r}{3 \cdot \xi} = \frac{2 \cdot 111,3}{3 \cdot 2,15} = 34,5 \text{ t/m}^2 = 3,45 \text{ kg/cm}^2,$$

also kleiner als die Tragfähigkeit des Bodens (siehe S. 52).

Da  $R_r$  auf  $\overline{BC}$  (und damit auch auf  $\overline{BD}$ ) angenähert senkrecht steht, ist auch die Gleitsicherheit gewährleistet.

**b) Geländebruch- und Gleitsicherung durch vorgesetzte Spundwand.**  
Aus den früheren Betrachtungen über die Geländebruchsicherheit ergibt sich die Notwendigkeit, die Sicherungsspundwand so tief in den Boden zu führen, daß bei der damit erzwungenen Gleitfläche nicht nur ein genügender Sicherheitsgrad gegen Geländebruch gegeben ist, sondern auch Gewähr besteht, daß die Spundwand bei Eintritt einer Bewegung nicht aus dem Boden herausgezogen oder abgeschert wird.

Zur Bestimmung der notwendigen Rammtiefe der Spundwand hat Krey ein Verfahren ermittelt unter Annahme ebener Gleitflächen<sup>1</sup>. Diesem Verfahren liegt folgender Gedanke zugrunde:

<sup>1</sup> Krey: Erddruck, Erdwiderstand 5. Aufl. S. 115ff.

Auf der durch den hinteren Fundamentpunkt  $B$  einer Mauer gelegten Gleitfläche  $KH$  (Abb. 51) rutsche die Mauer zusammen mit den Erdprismen  $BFH$  und  $ABK$  abwärts und dränge den davor liegenden Erdkeil  $JCK$  unter Überwindung des passiven Erddruckes aus seiner Lage. Erst wenn der Erdwiderstand  $E_p$  größer als  $E_a$  ist, kommt diese Bewegung nicht zustande.

Setzt man nun der Mauer eine Spundwand vor, so drückt diese die Gleitfläche zum Fußpunkt der Wand herab. Solange trotz Vorschaltung der Spundwand  $E_a > E_p$  bleibt, wird die Spundwand die oben gekennzeichnete Gleitbewegung der Mauer samt Erdkörper nicht aufhalten, die Spundwand wird vielmehr mit weggeschoben.

Um die für die Gleitsicherheit notwendige Rammtiefe zu finden, geht man nun so vor: man legt zuerst durch den Punkt  $B$  eine Gleitfläche  $K'H'$  (Abb. 52a), deren Neigung  $\cotg \vartheta$

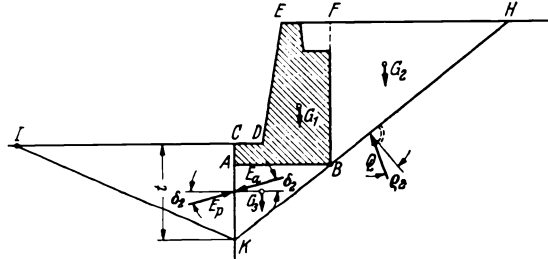


Abb. 51.

man für den festgestellten inneren Reibungswinkel (Böschungswinkel)  $\varrho_2$  und den geschätzten Reibungswinkel  $\delta_1$  des aktiven Erddruckes  $E_a$  an der Spundwand aus den Tabellen für den aktiven Erddruck entnimmt.

In unserem Beispiel ist  $\varrho_2 = 25^\circ$ . Setzt man auch den Reibungswinkel  $\delta_1 = 25^\circ$  (und zwar mit  $+$ -Zeichen), so ergibt sich aus den Tabellen  $\cotg \vartheta = 0,80$ . Dann wird die Strecke  $\overline{FH'} = h \cdot \cotg \vartheta$ . Legen wir die Fundamentfuge  $AB$  auf Kote 101,30 m, also 2,0 m unter Hafensohle, und lassen das Fundamentbankett 0,40 m vor dem Mauerfußpunkt  $D$  vorspringen ( $\overline{CD} = 0,40$  m), um die Schaltafeln für die aufgehende Mauer sauber auflagern zu können, dann wird (Abb. 52a)

$$\overline{FH'} = h \cdot \cotg \vartheta = 11 \cdot 0,8 = 8,8 \text{ m}$$

und die Rammtiefe  $\overline{CK'} = t' = 9,4$  m.

Nun lassen sich die Gewichte  $G_1, G_2, G_3$  unmittelbar der Größe und Richtung nach ermitteln. Es wird für  $t' = 9,4$  m  $\sum_1^3 G = 195,13$  t (siehe Tabelle 5, S. 76). Von dem Erdwiderstand (Bodengegendruck)  $Q$  und dem aktiven Erddruck  $E_a$  sind die Krafrichtungen bekannt. Durch Zusammensetzung der Gewichte  $\sum_1^3 G$  mit den Richtungen der Kräfte  $Q$  und  $E_a$  ergibt sich die Größe von  $E_a$  mit 120 t (Abb. 52b).

Der vorstehend festgelegten Gleitfläche  $K'H'$  entspricht der passive Erddruck

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_e \cdot \lambda_p \cdot t'^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,0 \cdot \lambda_p \cdot 9,40^2.$$

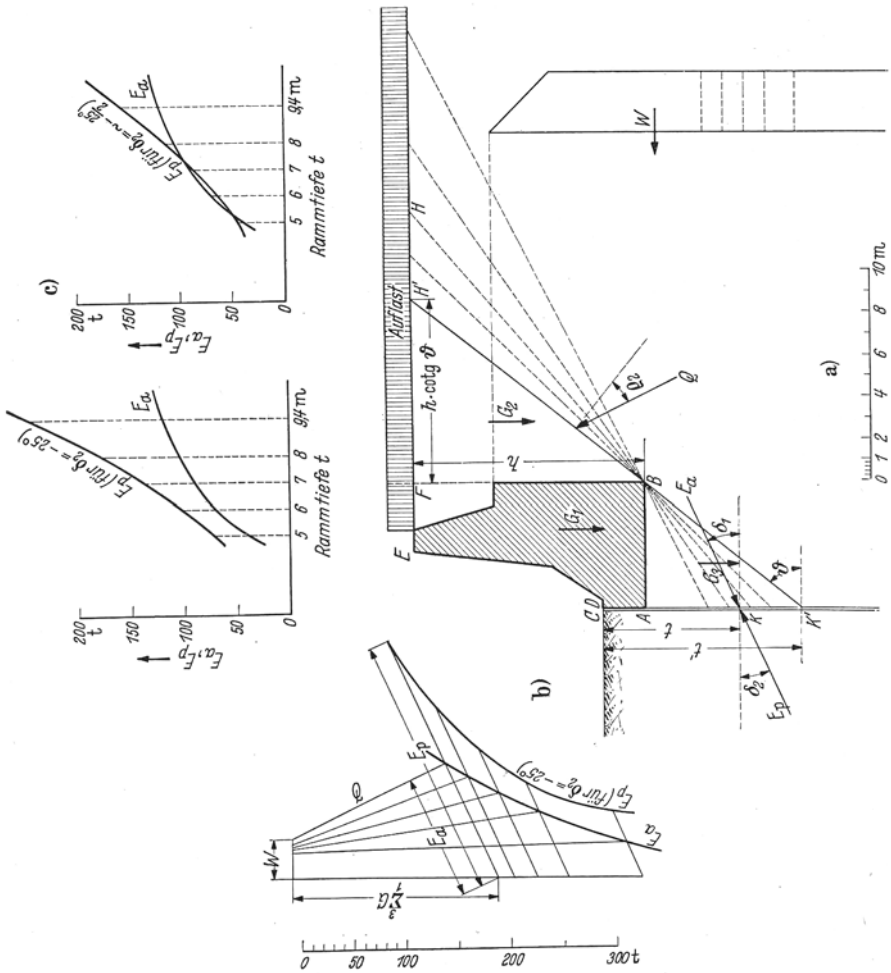


Abb. 52a bis c.

Mit welchem Wert ist  $\lambda_p$  anzusetzen? Die Reibungskomponente ist beim Erdwiderstand nach oben gerichtet, d. h. es wird  $\delta$  negativ. Bei Annahme  $\delta_2 = -25^\circ$  wird  $\lambda_p = 5,60$  gegenüber  $\lambda_p = 2,48$  bei  $\delta = \pm 0^\circ$ . Bei voller Wirksamkeit der Reibung wächst  $E_p$  demnach auf  $\frac{1}{2} \cdot 1,0 \cdot 5,60 \cdot 9,40^2 = 247$  t an, ermäßigt sich andererseits bei Fehlen der Reibungswirkung auf  $\frac{1}{2} \cdot 1,0 \cdot 2,48 \cdot 9,40^2 = 109$  t. Dieser letztere Wert ist kleiner als der aktive Erddruck  $E_a$ ; beim Fehlen der Reibung

ist also  $E_p < E_a$ , d. h. es ist keine Sicherheit gegen Gleiten gegeben, trotz der großen Rammtiefe von 9,40 m.

Es muß deshalb bei jeder solchen Aufgabe stets von neuem die Frage geprüft werden, ob und in welchem Maße die Reibung aufgenommen werden kann. Denn nur soweit dies der Fall ist, darf die Reibung rechnermäßig in Ansatz gebracht werden. Die Reibungskraft, die aufgenommen und deshalb rechnermäßig angesetzt werden kann, ist gegeben durch das Gewicht der Spundwand je lfd. m Wand. Diese Verhältnisse kommen vor allem bei nassen bindigen Böden ( $\varrho < 25^\circ$ ) bzw. bei Bauwerken mit ausschließlich waagerechten Kraftwirkungen in Betracht. Bei nicht bindigen Böden, insbesondere bei Kies- und Sandböden mit scharfkantigem Korn ( $\varrho \geq 25^\circ$ ) kann der Reibungswinkel  $\delta_2$  bis zur vollen Größe von  $\varrho_2$  ( $\varrho_2 = \delta_2$ ) anwachsen.

Um den Einfluß des Reibungsansatzes auf die Rechenergebnisse zu veranschaulichen, wird die Untersuchung einmal durchgeführt mit  $\delta_2 = -25^\circ$  (Reibung voll wirksam!) entsprechend  $\lambda_p = 5,60$  und dann auch mit  $\delta_2 = \sim -\frac{25^\circ}{2}$  entsprechend  $\lambda_p \sim 3,50$ , letztere Annahme als sichergehend für die vorliegenden Bodenverhältnisse (Kiesboden mit Lehmbeimengungen und  $\varrho_1 = 25^\circ$ ).

Nun wieder zur Ermittlung der Rammtiefe! Bei der oben zunächst angenommenen Gleitfläche mit  $h \cdot \text{ctg } \vartheta = 8,8$  m wird, wie schon angegeben,  $E_a = 120$  t,  $E_p = 247$  t (für  $\delta = -25^\circ$ ) bzw.  $E_p = 154$  t (für  $\delta = \sim -\frac{25^\circ}{2}$ ). Es ist also  $E_a < E_p$  bei  $\eta$ -Werten von 2,06 bzw. 1,28 (Tabelle 5). Wie gestalten sich die Verhältnisse bei Verringerung der Rammtiefe  $t$ ? Wo liegt die ungünstigste Gleitfläche? Diese findet man durch Drehen der Gleitfläche  $HK$  um den Punkt  $B$ , so daß Gleitflächen mit flacheren Neigungen entstehen bei gleichzeitiger Verkleinerung der zugehörigen Rammtiefen  $t$ . Diese Untersuchung ist in Abb. 52 und Tabelle 5 durchgeführt.

Die Untersuchung ergibt, daß die ungünstige Gleitfläche etwa bei 6 m Rammtiefe zu suchen ist. Für diese Rammtiefe wird die Sicherheit  $\eta$  am kleinsten. Sie liegt für  $\delta_2 = -25^\circ$  bei  $\eta \sim 1,45$ , für  $\delta_2 = \sim -\frac{25^\circ}{2}$  bei  $\eta \sim 0,92$ , d. h. in letzterem Falle ist keine Sicherheit mehr vorhanden. Man wird deshalb bei Anordnung einer Spundwand über 7 m Rammtiefe gehen, um für die ungünstigste Annahme unseres Beispiels mindestens auf die Sicherheit  $\eta \sim 1$  hinsichtlich des Geländebruches zu kommen.<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Wie sich aus Tabelle 5 sowie auch aus den Untersuchungen auf S. 60 ff. ergibt, vergrößert sich  $\eta$  auch bei abnehmender Gründungstiefe. Mit Rücksicht auf das auf S. 66 Gesagte muß aber zur Gewährleistung der Geländebruchsicherheit die größere Rammtiefe gewählt werden. Bestünde keine Geländebruchgefahr, sondern lediglich Gleitgefahr in der Fundamentfuge, käme man mit einer geringeren Rammtiefe der Spundwand aus.

Tabelle 5.

Rammtiefe t in m	$G_1$	$G_2^*$	$G_3$	$\sum_1^3 G$	$W^{**}$	$E_a$	$E_p$ bei $\delta_2 = -25^\circ$	$\eta = \frac{E_p}{E_a}$	$E_p$ bei $\delta_2 = \sim \frac{25^\circ}{2}$	$\frac{E_p}{E_a} = \eta$
	in t								in t	
5,0	83,01	241,9	8,95	333,86	24,62	37	70	1,89	43,7	1,18
6,0	83,01	170,0	11,9	264,91	27,42	69	100,8	1,46	63,1	0,92
7,0	83,01	133,1	14,9	234,13	30,22	89	137	1,54	85,6	0,96
8,0	83,01	111,2	17,9	212,11	32,72	103	179	1,74	111,9	1,09
9,4	83,01	90,1	22,02	195,13	36,96	120	247	2,06	154	1,28

c) **Geländebruch- und Gleitsicherung durch Grundpfähle<sup>1</sup>.** In unserem Falle haben die Pfähle entsprechend den Ausführungen auf S. 68 lediglich die Aufgabe, die Gleitfläche so weit nach unten zu verlagern, daß Stabilität hinsichtlich Geländebruchsicherheit besteht. Denn die Tragfähigkeit des Bodens reicht an sich aus, die vertikalen Bauwerkslasten aufzunehmen.

Wie die Geländebruchuntersuchungen auf S. 60 ff. ergaben, beginnt der Bereich, in dem für das Stützbauwerk Geländebruchsicherheit besteht, etwa 4 m unter der Hafensohle. Dabei wächst die Sicherheit mit zunehmender Tiefe. Für den Gleitkreis der Abb. 48, S. 67 ( $R = 24$  m) ergab sich  $\eta$  zu 1,3. Bis zu dieser Gleitfläche wollen wir die Sicherungspfähle, wofür Holzpfähle mit einem mittleren Durchmesser von 30 cm vorgesehen werden, rammen.

Es muß aber dafür gesorgt werden, daß sie einer Abscherung oberhalb der Kote 97,30 (Abb. 53) etwa infolge Ausbildung einer Gleitfläche in diesem Bereich sicher widerstehen können. Setzen wir die zulässige Scherfestigkeit von dauernd nassem Kiefernholz mit  $\tau_{zul} = 15 \text{ kg/cm}^2$  an, dann ergibt sich bei  $H = 49,65 \text{ t/ld. m}$  Mauer (Abb. 44, S. 55) ein notwendiger Gesamtquerschnitt der Pfähle je lfd. m Mauer von

$$F = \frac{49650}{15} = 3620 \text{ cm}^2.$$

Das sind bei 30 cm Pfahldurchmesser

$$n = \frac{F}{f} = \frac{3620}{\frac{d^2 \pi}{4}} = \frac{3620}{700} = \sim 5 \text{ Pfähle je lfd. m Mauer,}$$

d. h. je Joch bei 1,4 m Jochabstand = 7 Pfähle.

\* Bei der Ermittlung der Gewichte  $G_2$  ist natürlich zu berücksichtigen, daß oberhalb der Kote 108,50 das Einheitsbodengewicht  $\gamma$ , mit  $1,8 \text{ t/m}^3$  anzusetzen ist und daß  $G_2$  auch die Auflast mit enthält.

\*\* Bei Zusammensetzung der Kräfte  $\Sigma G, Q, E_a$  ist auch der Wasserüberdruck  $W$  mit anzusetzen.

<sup>1</sup> Ausführlicheres über „Pfalgründung“ siehe Aufgabe 4 dieser Sammlung S. 84 und Aufgabe 5 S. 96ff.

Die von den Pfählen aufzunehmenden Kräfte je lfd. m Mauer sind aus Abb. 44, S. 55 zu entnehmen mit  $\sum V = 81,14 \text{ t}$ ,  $\sum H = 49,65 \text{ t}$  und  $R = 95 \text{ t}$ . Da  $R$  innerhalb des mittleren Drittels der Grundfuge bleibt, treten keine Zugspannungen auf, so daß von diesem Gesichtspunkt aus Zugpfähle entbehrlich sind. Sollen die Pfähle die waagerechten Kräfte ganz aufnehmen, so läßt sich dies erreichen, indem man die Pfähle in die Richtung der Gesamteresultierenden  $R$  legt. Dieser Konstruktionsgedanke ist in Abb. 53 durchgeführt. Selbstverständlich ergibt sich dann für die Pfähle bei den anderen Belastungsfällen mit steilerer Gesamteresultierenden  $R$  eine Biegungsbeanspruchung. Diese ist aber bei dem vorliegenden guten dichten Baugrund ungefährlich.

Zu einer steileren Stellung der Pfähle und damit bequemerer Rammarbeit kommt man, wenn man einen Teil der waagerechten Kräfte  $\sum H$  durch die Reibung zwischen Fundamentfläche und darunter befindlichem Boden oder durch den passiven Erddruck, welchen die Pfähle im Boden vor sich finden, oder durch die Biegungsspannungen aufnehmen läßt.

Will oder kann man solche Möglichkeiten nicht ausnützen und will man gleichwohl eine steilere Stellung der Pfähle anordnen, als der Richtung der Schlußkraft  $R$  im Belastungsfall b) entspricht, dann kommt man auf ein Pfahlssystem aus Druck- und Zugpfählen, wie es in Abb. 53a dargestellt ist. Dies führt natürlich auf eine größere Zahl von Pfählen, meist auch noch auf größere Pfahldurchmesser, so daß ein solches Pfahlssystem — bei gleicher Belastung — kostspieliger wird als das System der parallelen Druckpfähle der Abb. 53.

Der Übung halber wird in Abb. 53a auch noch ein solches Pfahlssystem für die beiden Belastungsfälle b) und c) unseres Kaimauerbeispiels untersucht, und zwar wird dafür das Spannungstrapez-Näherungsverfahren zugrunde gelegt, weil die Pfähle verhältnismäßig gleichmäßig über die Sohle verteilt angenommen sind. Die Erläuterung des Näherungsverfahrens findet sich in Aufgabe 5; es wird deshalb empfohlen, zum besseren Verständnis der Untersuchungen der Abb. 53a erst die Aufgabe 5 durchzustudieren. Die Pfahlbelastungen für das gewählte Pfahlssystem sind aus der Tabelle für beide Belastungsfälle zu entnehmen. Dabei ist zu beachten, daß sich die Kräftepläne auf 1,4 m Mauerlänge beziehen

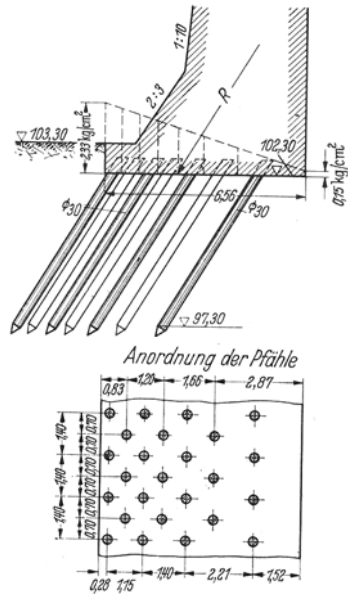


Abb. 53.

entsprechend dem angenommenen Abstand der Hauptpfahljoche von 1,4 m. Die Spannungstrapeze sind dagegen auf 1,0 lfd. m Mauer bezogen.

### Tragfähigkeit der Pfähle<sup>1</sup>.

Für überschlägige Berechnungen und bei geringen Rammtiefen läßt sich die Tragfähigkeit mit hinreichender Genauigkeit ermitteln wie folgt:

Tragfähigkeit

$$T \text{ kg/Pfahl} = \text{Pfahlumfang} \cdot \text{Rammtiefe} \cdot \text{Reibungswert}$$

$$T [\text{kg/Pfahl}] = U [\text{cm/Pfahl}] \cdot t [\text{cm}] \cdot \mu [\text{kg/cm}^2]$$

$$\text{Pfahldurchmesser} = 30 \text{ cm,}$$

$$\text{Rammlänge} = \text{rd. } 600 \text{ cm,}$$

$$\text{Reibungswert } \mu \text{ für Kies auf Holz} = 3,0 \text{ t/m}^2 = 0,3 \text{ kg/cm}^2*.$$

Somit  $T = 30 \cdot \pi \cdot 600 \cdot 0,30 = 17000 \text{ kg} = 17 \text{ t/Pfahl}$ .

Nach Dörr<sup>2</sup> ergibt sich für die Tragfähigkeit von Rammpfählen gleichbleibenden Querschnittes bei überall gleichen Bodenverhältnissen allgemein:

$$T = \gamma \cdot \text{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varrho}{2} \right) \cdot F \cdot l + \frac{1}{2} \cdot \mu \cdot \gamma (1 + \text{tg}^2 \varrho) \cdot U \cdot l^2$$

$$T = \gamma \cdot \lambda_p \cdot F \cdot l + \frac{1}{2} \mu \cdot \gamma \cdot (1 + \text{tg}^2 \varrho) \cdot U \cdot l^2.$$

Für die einzelnen Formelgrößen ergeben sich für die Pfahlanordnung der Abb. 53 folgende Werte:

$\gamma$  = Rammgewicht des Bodens ohne Berücksichtigung des Auftriebes  
= in  $\text{t/m}^3 = 1,7 \text{ t/m}^3$ ,

$$F = \text{Pfahlquerschnitt in m}^2 = \frac{0,30^2 \cdot \pi}{4} = 0,07 \text{ m}^2,$$

$l$  = Rammtiefe in m = 6,0 m,

$\mu$  = Reibungsziffer der Reibung zwischen Pfahlwand und Erdboden  
= 0,50 (Anhang Tabelle 3),

$U$  = Pfahlumfang in m =  $0,30 \cdot \pi = 0,94 \text{ m}$ ,

$\varrho$  = natürlicher Böschungswinkel des Erdbodens =  $25^\circ$ ,

$\lambda_p$  = Ziffer für Erdwiderstand = 2,48

für  $\varrho = 25^\circ$  (Anhang Tabelle 2),

$1 + \text{tg}^2 \varrho$  für  $\varrho = 25^\circ$  wird  $1,217 \sim 1,22$  (Anhang Tabelle 5).

Damit

$$T = 1,7 \cdot 2,48 \cdot 0,07 \cdot 6,0 + \frac{1}{2} \cdot 0,50 \cdot 1,7 \cdot 1,22 \cdot 0,94 \cdot 6,0^2 = 19,3 \text{ t.}$$

Bei der gewählten Anordnung der Pfähle im Grundriß (Abb. 53) ergeben sich auf 1,4 lfd. m Mauer (Hauptpfahljochabstand 1,40 m) 7 Pfähle mit einer Tragfähigkeit von  $7 \cdot 19,3 = 135 \text{ t}$ . Aufzunehmen sind  $1,4 \cdot R = 1,4 \cdot 95 = 133 \text{ t}$ . Die Pfähle reichen also aus.

<sup>1</sup> Vgl. hierzu Aufgabe 4, Fall b, S. 90ff.

\* Vgl. Tabelle 4 des Anhanges.

<sup>2</sup> Vgl. hierzu auch Aufgabe 4, Fall b, S. 90.





Aufgabe 3: Entwurf einer Kaimauer.

Der Pfahlabstand ergab sich durch Einteilung des Spannungstrapezes der Grundfuge in 7 gleich große Flächenteile entsprechend der Anzahl der Pfähle und Ansatz der Pfahlachsen im Schwerpunkt der Flächen. Damit erhält jeder Pfahl den gleichen Lastanteil, nämlich  $\frac{R}{7}$ .

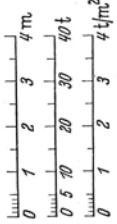
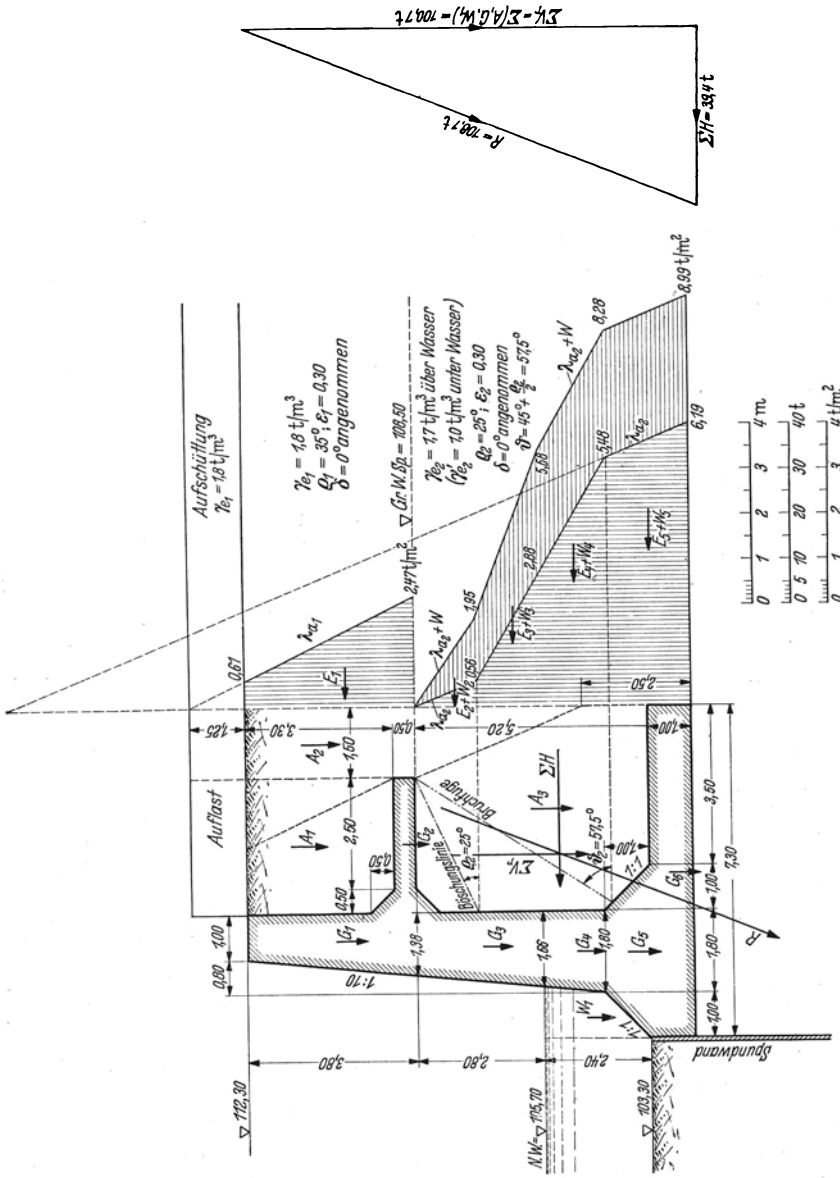


Abb. 54.

Bei der Pfahlanordnung der Abb. 53a ergeben sich die jeweiligen Pfahllasten aus den Kräfteplänen. Mit Hilfe der Dörrschen Formel können die notwendigen Durchmesser der Pfähle bestimmt werden.

Zu Abb. 54: Vertikalkräfte.

a) Auflasten:

$$A_1 = 1,8 \cdot \left( 3,00 \cdot 4,55 - \frac{0,50^2}{2} \right) = 24,4 \text{ t}$$

$$A_2 = 1,8 \cdot 1,50 \cdot 5,05 = 13,6 \text{ t}$$

$$A_3 = 1,0 \cdot \left( 4,50 \cdot 5,20 - \frac{0,50^2}{2} - \frac{1,00^2}{2} \right) = 22,7 \text{ t}$$

b) Mauergewichte:

$$G_1 = 2,2 \cdot \frac{1,0 + 1,38}{2} \cdot 3,80 = 9,9 \text{ t}$$

$$G_2 = 2,2 \cdot \left( 3,0 \cdot 0,50 + \frac{0,5^2}{2} \right) = 3,5 \text{ t}$$

$$G_3 = 2,2 \cdot \left( \frac{1,38 + 1,66}{2} \cdot 2,80 + \frac{0,5^2}{2} \right) = 9,6 \text{ t}$$

$$G_4 = 1,2 \cdot \frac{1,66 + 1,80}{2} \cdot 1,40 = 2,9 \text{ t}$$

$$G_5 = 1,2 \cdot \frac{1,80 + 3,80}{2} \cdot 1,0 = 3,4 \text{ t}$$

$$G_6 = 1,2 \cdot 7,30 \cdot 1,0 = 8,8 \text{ t}$$

c) Wasserauflast:

$$W_1 = \sim 1,0 \cdot \frac{2,40 + 1,40}{2} \cdot 1,0 = 1,9 \text{ t}$$

$$\overline{\sum V_r} = \overline{\sum (A, G, W_1)} = 100,7 \text{ t}$$

Horizontalkräfte.

$$E_1 = \frac{0,61 + 2,47}{2} \cdot 3,80 = 5,9 \text{ t}$$

$$E_2 + W_2 = 1,95 \cdot \frac{1,39}{2} = 1,4 \text{ t}$$

$$E_3 + W_3 = \frac{1,95 + 5,68}{2} \cdot 1,41 = 5,4 \text{ t}$$

$$E_4 + W_4 = \frac{5,68 + 8,28}{2} \cdot 1,60 = 11,2 \text{ t}$$

$$E_5 + W_5 = \frac{8,28 + 8,99}{2} \cdot 1,80 = 15,5 \text{ t}$$

$$\overline{\sum H} = 39,4 \text{ t}$$

## b) Aufgelöste Mauer.

Aus Ersparnisgründen werden die durchlaufenden massiven Mauern häufig aufgelöst in Pfeiler, die — soweit notwendig — durch biegesteife Konstruktionen miteinander verbunden werden. Hier soll von den gegebenen vielerlei Möglichkeiten jene herausgegriffen werden, bei

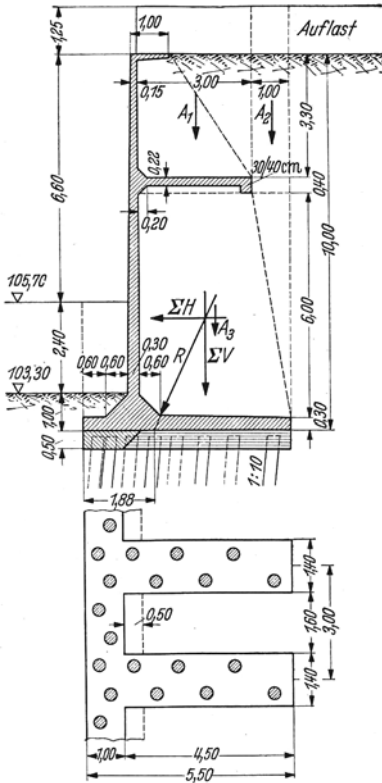
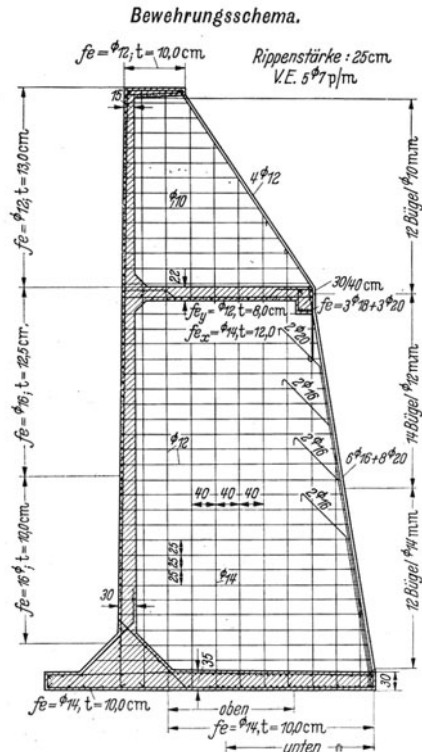


Abb. 55. Stützmauer in Eisenbeton.

Abb. 55 a. Ausführung in Beton „b“.  $\sigma_e = 1400 \text{ kg/cm}^2$ .

welcher zwischen den Pfeilern eine horizontale Entlastungsplatte angebracht ist (vgl. Abb. 54 und 55). Diese Entlastungsplatte hat den Zweck, den auf die Mauerfront wirksamen Erddruck durch die Schattenwirkung der Platte zu verringern. Aus Abb. 54 ist der Einfluß der Platte auf die Verminderung des horizontalen Erddruckes deutlich zu ersehen. Sie erstreckt sich bis zum Schnittpunkt der durch die hintere Plattenkante gelegten Bruchfuge mit der Mauerrückwand. Diese Verringerung der  $\Sigma H$  in Verbindung mit der Erhöhung von  $\Sigma V$  durch Vergrößerung der Erdaulast wegen der größeren Fundamentbreite führt zu

$$\operatorname{tg} \varrho = \frac{\Sigma H}{\Sigma V} = \frac{39,4}{100,7} = 0,39$$

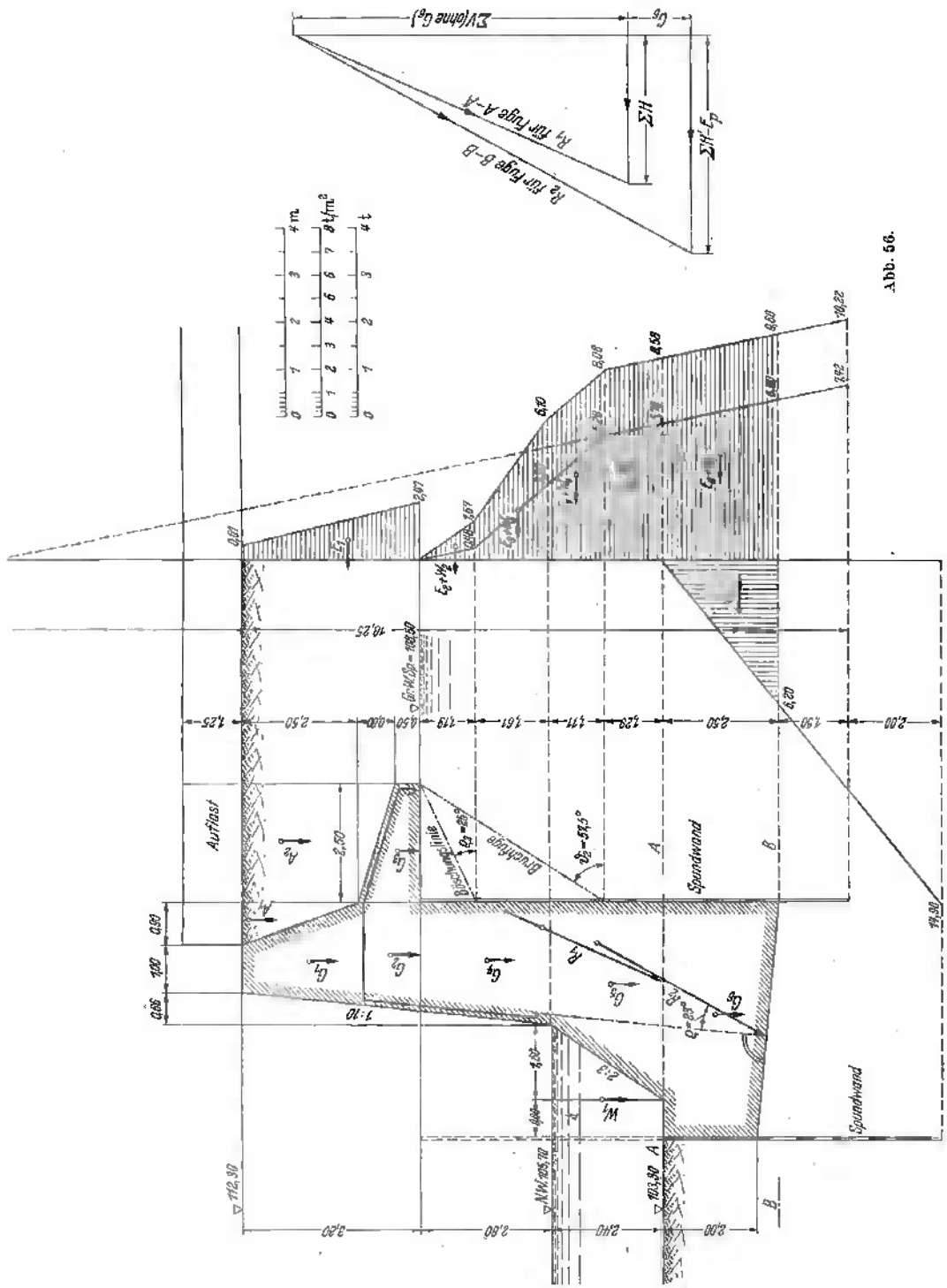


Abb. 56.

entsprechend einem  $\varrho_{erf} = 21^\circ$ . Demgegenüber kann mit einem vorhandenen Reibungswinkel  $\varrho \sim 25^\circ$  gerechnet werden.

Die Mauer ist also gleitsicher. Mit Rücksicht auf die Geländebruchgefahr muß aber auch sie gesichert werden mit Spundwand oder Pfählen, oder entsprechend tief geführtem Fundament.

Bei dem in Abb. 55 und 55a gezeigten Lösungsversuch der Kaimauer ist die Auflösung bis zur reinen Eisenbetonkonstruktion fortgeführt. Der Leichtigkeit dieser Eisenbetonmauer steht in unserem Falle der erhebliche Nachteil gegenüber, daß sie sehr empfindlich gegen Schiffstöße ist. Im übrigen gilt auch für sie die gleiche Forderung hinsichtlich der Geländebruchsicherheit wie bei den anderen Mauerkonstruktionen unseres Aufgabenbeispiels.

Eine andere Art einer Kaimauer mit konsolartiger Entlastungsplatte gibt Abb. 56 wieder. In Verbindung mit der vorderen und hinteren Spundwand gestattet sie die Ausführung unter Wasserhaltung im Trockenen unmittelbar am Flußufer. Eine solche Ufermauer wurde von der Bauunternehmung Philipp Holzmann A. G. für den Rheinkai der Fordwerke in Köln entworfen und ausgeführt.

## Aufgabe 4. Brückenpfeilergründung mit Betonfundament und mit Pfahlrost.

Auf dem in Abb. 57 dargestellten Brückenpfeiler aus Beton von 14 m Breite ruht eine vertikale Auflast von  $P = 1400$  t auf beweglichem Auflager. Dadurch wird eine nach beiden Seiten horizontal wirkende Reibungskraft  $R$  hervorgerufen, die mit 3% der Auflast  $P_1$  angenommen werden soll.  $R$  greift in Höhe + 7,50 (Mitte Lager) an.

Für den Baugrund werden zwei verschiedene Annahmen gemacht. Einmal soll er bestehen aus festgelagertem Kiessand, dessen zulässige Belastungsbeanspruchung mit  $4,0$  kg/cm<sup>2</sup> ermittelt sein soll (Fall a). Dann soll er angenommen werden gemäß Abb. 57 rechts (Fall b).

Man bilde für beide Fälle die Pfeilergründung aus!

### Lösung. Vorbemerkung.

**Allgemeine Gesichtspunkte für die Ausbildung der Grundwerke<sup>1</sup>.**

Das Grundwerk (Fundament, Grundbau) stellt die Verbindung zwischen Bauwerk und Baugrund her. Es hat den Zweck, die auf das Bau-

<sup>1</sup>) Vgl. außer Krey, Brennecke-Lohmeyer, Agatz, Kögler-Scheidig (siehe a. a. O.) Schoklitsch: Grundbau. Wien: Springer 1932. Franzius: Grundbau. Berlin: Springer 1927, und die Ausführungen zu Aufgabe 3, S. 40ff.

werk wirkenden Kräfte (Eigengewichte, Nutzlasten, evtl. Erd- und Wasserdrücke) ohne unzulässige Beanspruchungen aufzunehmen und auf den Baugrund zu übertragen. Dabei soll das Grundwerk keine dem Bauwerk nachteiligen Bewegungen (Setzungen, Drehungen) ausführen. Daß die Setzungen nicht unzulässig groß werden, wird üblicherweise dadurch indirekt nachgewiesen, daß die Drücke auf die Bodenfuge unter der zulässigen Pressung bleiben, wobei dann auch nach den vorliegenden Erfahrungen die Setzungen im zulässigen Bereich bleiben. Die Kräfteübertragung vom Bauwerk auf das Grundwerk soll außerdem so erfolgen, daß die noch auftretenden zulässigen Setzungen des ganzen Bauwerkes möglichst gleichmäßig erfolgen, damit keine schädlichen Drehungen und Risse im Bauwerk auftreten.

Die Einschränkung der Bewegungen des Grundwerks lediglich auf schädliche Bewegungen ergibt sich aus der Tatsache, daß alle Gründungen auf nachgiebigem Boden (Sand, Lehm usw.) auch später noch Bewegungen aufweisen, besonders bei Bauwerken mit wechselnder Belastung oder bei veränderlichem Grundwasserstand. Je nach-

dem, ob man das Auftreten von Rissen ganz vermeiden oder aber solche unschädlicher Art zulassen will, wird man mehr oder weniger kostspielige technische Mittel für die Ausgestaltung des Grundwerks anwenden (Zweck und Art des Bauwerks!).

So ergeben sich einerseits aus der Eigenart und Zweckbestimmung des Bauwerks, andererseits aus der Beschaffenheit des Baugrundes die Forderungen, welche zur Erfüllung der oben genannten Aufgaben an das Grundwerk in statischer und konstruktiver Hinsicht gestellt werden müssen. Darüber hinaus muß die Auswahl des Baustoffes natürlich so getroffen werden, daß das Grundwerk widerstandsfähig genug ist, evtl. zerstörenden Einflüssen der Luft, des Bodens, des Wassers, von schädlichen chemischen Bestandteilen in denselben (z. B. Moorsäure, Sulfate usw.) und von Lebewesen (Bohrwurm) zu widerstehen bzw. diese zerstörenden Einflüsse von den anderen Bauwerksteilen fernzuhalten.

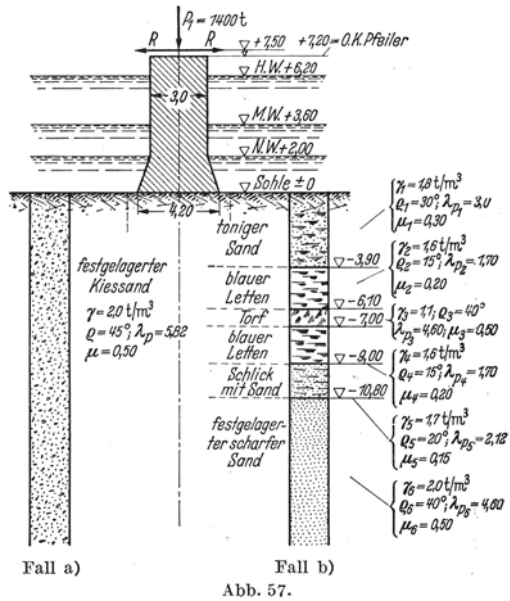


Abb. 57.

Daneben spielen natürlich, wie bei jedem anderen Bauwerk auch, die verfügbaren Arbeitsmittel, Ausführungskosten und Baulermine eine Rolle.

Der Vielfalt der möglichen Aufgabenstellungen entsprechend stehen die verschiedensten Bauweisen für das Grundwerk und die verschiedensten Verfahren zu dessen Herstellung zur Verfügung. Dabei wird unterschieden in Flachgründungen, bei denen die Auflasten in der Nähe der Bodenoberfläche auf den Boden übertragen werden, und in Tiefgründungen, bei denen das Grundwerk die Auflasten in größere Tiefen überträgt, sei es um die größere Tragfähigkeit tiefer liegender Bodenschichten auszunützen, sei es um unter dem Boden liegenden Nutzraum zu erhalten.

#### **Fall a) der Aufgabe: Betonfundament.**

Hier liegt ein ausgesprochen guter, d. h. gut tragfähiger Baugrund vor. Bei solchen Verhältnissen läßt sich das Grundwerk als Flachgründung in offener Baugrube unmittelbar auf der Gründungsschicht aufbetonieren (aufmauern). In unserem Falle muß nur für die notwendige Wasserhaltung für die Ausführung gesorgt werden, da es sich um einen im Flusse stehenden Brückenpfeiler handelt.

Für die Tiefenlage der Fundamentsohle ist dabei zu beachten, daß nur bei frostbeständigem Felsboden unmittelbar auf die Bodenoberfläche gegründet werden kann. In allen anderen Fällen muß die Grundwerksohle mindestens so tief in den Boden hineingelegt werden, als der Frosttiefe entspricht (in Deutschland 1,0 bis 1,5 m; letzterer Wert für strenge Winter). Dies ist notwendig wegen der Volumenänderung des Bodens beim Gefrieren und Auftauen.

Bei Grundwerken, die in Wasser zu stehen kommen, ist für die Bestimmung der Fundamentsohle auch zu prüfen, ob durch eine mögliche Änderung der Wasserspiegellage Änderungen der Auftriebsverhältnisse im Boden eintreten können. Für diesen Fall kann es notwendig werden, die Sohle unter den tiefsten zu erwartenden Wasserspiegel zu legen, um Überraschungen hinsichtlich unzulässiger Setzungen zu vermeiden. Bei fließendem Wasser muß außerdem dafür gesorgt werden, daß dessen kolkende Wirkung das Grundwerk früher oder später nicht zu gefährden vermag.

In unserem Fall wird zur Kolsicherung eine um das Fundament laufende Stahlspundwand gerammt, welche gleichzeitig als Wasserhaltungsspundwand dient, um den Fundamentbeton im Trockenen einbringen zu können. Nach Fertigstellung des Grundwerks wird diese Spundwand dann unter Wasser in Höhe der Flußsohle abgeschnitten mit dem autogenen Unterwasserschneidbrenner. Diese Spundwand hat noch den weiteren Vorzug, daß sie die Widerstandsfähigkeit des Baugrundes

erhöht und die Zeit der unvermeidlichen Setzungen verkürzt, weil sie das seitliche Ausweichen des Bodens verhindert.

Die Grundwerksohle wird nach Möglichkeit normal zur Richtung des Druckes angelegt, der auf sie wirkt, in unserem Falle der pendelnden Schlußkraft waagrecht.

Die Größe der Grundfläche des Fundaments ist abhängig von dem mit Rücksicht auf die zulässigen Setzungen zuzulassenden Sohlendruck. Dieser ist in unserem Beispiel mit  $4,0 \text{ kg/cm}^2 = 40 \text{ t/m}^2$  als ermittelt angenommen. Für eine Fundamentbreite gleich der unteren Pfeilerbreite von 4,20 m ergibt dies eine zulässige Gesamtbelastung für den lfd. m Pfeiler:

$$Q = 4,2 \cdot 1,0 \cdot 40 = 168 \text{ t.}$$

Die tatsächliche Belastung aus dem Auflagerdruck (ständige Last + Verkehrslast), dem Pfeilereigengewicht und dem Fundament beträgt je lfd. m Pfeiler:

$$\text{Auflagerdruck: } \frac{1400}{14} = 100 \text{ t}$$

$$\text{Pfeilereigengewicht: } 3,0 \cdot 5,2 \cdot 1,0 \cdot 2,2 = 34,3 \text{ t}$$

$$\frac{3,0 + 4,2}{2} \cdot 2,0 \cdot 1,0 \cdot 2,2 = 15,8 \text{ t}$$

$$50,1 \text{ t}$$

Fundamentgewicht bei der Annahme von 4,2 m

Fundamentbreite und 2,5 m Fundamenttiefe:

$$4,2 \cdot 1,0 \cdot 2,5 \cdot 2,2 = 23,1 \text{ t}$$

$$\underline{\Sigma P = 173,2 \text{ t}}$$

Diese Belastung ergäbe eine Bodenbeanspruchung von  $\frac{\Sigma P}{F} = \frac{173,2}{4,2 \cdot 1,0} = 41,3 \text{ t/m}^2$  gegenüber  $40 \text{ t/m}^2$  zulässiger Belastung. Die Überschreitung wäre also nicht erheblich. Nun wirkt aber noch die horizontale Reibungskraft  $R$ , die angenommen ist mit 3% der Auflast  $P_1$ , also  $R = \frac{3}{100} \cdot 100 = 3 \text{ t}$  je lfd. m Pfeiler. Diese Kraft ruft ein Moment in bezug auf die Fundamentsohle hervor, was zu einer Verlagerung der Schlußkraft aus der Sohlenmitte nach der Seite führt. Die bisher rechteckige Spannungsverteilung geht dadurch in eine trapezförmige über, d. h. auf einer Seite wächst die Bodenbeanspruchung, auf der anderen nimmt sie ab.

$$\text{Hebelsarm von } R: 7,50 + 2,50 = 10,0 \text{ m,}$$

$$\text{Moment aus } R: M_R = 3,0 \cdot 10,0 = 30 \text{ mt.}$$



88 Aufgabe 4: Brückenpfeilergründung mit Betonfundament und mit Pfahlrost.

Nach der üblichen Methode<sup>1</sup> ergeben sich nun folgende Randspannungen:

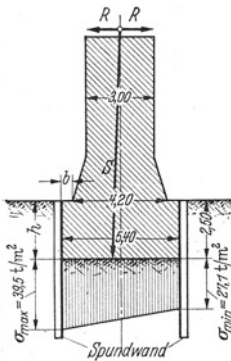
$$\sigma = \frac{\sum P}{F} \pm \frac{M_R}{W},$$

$F$  = Fundamentfläche,

$W$  = Widerstandsmoment der gedrückten Fundamentfläche.

$$\sigma = \frac{173,2}{4,2 \cdot 1,0} \pm \frac{30,0}{\frac{4,2^2 \cdot 1,0}{6}} = 41,3 \pm 10,2.$$

max  $\sigma = 51,5 \text{ t/m}^2 > 40 \text{ t/m}^2$ , d. h. die Fundamentbreite von 4,20 m reicht nicht aus, um die maximal auftretende Bodenpressung unter der zulässigen Bodenbeanspruchung zu halten. Dies wird erst erreicht durch eine Verbreiterung des Fundaments auf 5,40 m (Abb. 58).  $\sum P$  erhöht sich dann um  $(5,4 - 4,2) \cdot 1,0 \cdot 2,5 \cdot 2,2 = 6,6 \text{ t}$  auf 179,7 t je lfd. m Pfeiler und es wird



$$\sigma = \frac{179,7}{5,4 \cdot 1,0} \pm \frac{30,0}{\frac{5,4^2 \cdot 1,0}{6}} = 33,3 \pm 6,2.$$

Daher max  $\sigma = 39,5 \sim 40 \text{ t/m}^2$  entsprechend der zulässigen Bodenbeanspruchung von  $40 \text{ t/m}^2$ .

Bei dieser Ermittlung der Bodenbeanspruchung wurde der Auftrieb (Sohlwasserdruck)<sup>2</sup>, der auf Fundament und Pfeiler wirksam wird, nicht berücksichtigt. Es wurde vielmehr so gerechnet, als läge der Wasserspiegel auf Kote  $-2,5 \text{ m}$  (= Fundamentsohle).

Tatsächlich steht nicht zu erwarten, daß der Flußwasserspiegel unter den Niederwasserstand zurückgeht. Durch die Poren des Bodens (Kiessand) dringt das Wasser ein und sättigt diesen. Der dem jeweiligen Flußwasserstand entsprechende hydrostatische Druck pflanzt sich deshalb unter der Spundwand hinweg zur Fundamentsohle fort und wirkt dort als Sohlenwasserdruck (Auftrieb). Dieser erreicht sein Maximum bei Hochwasser ( $+6,20 \text{ m}$ ). Dann ermäßigt sich  $\sum P$  auf 146,5 t, weil das Einheitsgewicht des Betons bis auf Kote  $+6,20$  mit  $\gamma_b = 1,2 \text{ t/m}^3$  anzusetzen ist, und es verringert sich max  $\sigma$  auf  $33,3 \text{ t/m}^2$ .

Mit fallendem Wasserstand nimmt max  $\sigma$  zu und erreicht bei N.W. ( $+2,0$ ) etwa  $37 \text{ t/m}^2$ . Die gewählte Fundamentbreite darf deshalb also sichergehend hinsichtlich der Bodenpressung betrachtet werden.

Die oben angestellten Untersuchungen haben die Notwendigkeit ergeben, die Grundwerksohle zu vergrößern. Dies ist durch Verbreiterung

<sup>1</sup> Vgl. dazu S. 49ff.

<sup>2</sup> Wegen Auftrieb vgl. auch Aufgabe 9, S. 150.

von 4,20 m Pfeilerfußbreite auf 5,40 m Fundamentbreite geschehen (Ausbildung eines Banketts!). Bei unbewehrten Betonfundamenten müssen nun Bankethöhe  $h$  und Bankettbreite  $b$  in einem solchen Verhältnis gewählt werden, daß die zulässigen Zug- und Scherbeanspruchungen des Fundamentbaustoffes (in unserem Falle Beton) nicht überschritten werden.

Die Zugbeanspruchung des Grundwerks ergibt sich aus der Biegungsbeanspruchung des Bankettvorsprunges infolge der Belastung durch den Bodenwiderstand. Das Konsolmoment aus dem Bodenwiderstand  $p \text{ t/m}^2$  im Querschnitt  $AB$  ist

$$M = \frac{p \cdot b^2}{2},$$

(wenn  $p$  als gleichförmig verteilt angenommen wird). Widerstandsmoment in  $AB$  für 1 m Pfeilerlänge:

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

Bezeichnet  $\sigma_z$  die zulässige Betonzugspannung, dann ist

$$M = \sigma_z \cdot W,$$

also

$$\frac{p b^2}{2} = \sigma_z \cdot \frac{h^2}{6}.$$

Daraus

$$h = b \cdot \sqrt{\frac{3p}{\sigma_z}}.$$

Für  $b = 0,60 \text{ m}$ ,  $p \sim 40 \text{ t/m}^2$  und  $\sigma_z = 4 \text{ kg/cm}^2 = 40 \text{ t/m}^2$  wird

$$h = 0,60 \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot 40}{40}} = 1,04 \text{ m}.$$

Mit Rücksicht auf die zulässige Zugbeanspruchung von  $4,0 \text{ kg/cm}^2$  unseres Fundamentbetons muß die Fundamenthöhe im Querschnitt  $AB$   $h \geq 1,04 \text{ m}$  sein.

Es darf das Grundwerk aber auch nicht längs der Schnitte  $AB$  und  $A'B'$  abgeschert werden durch die Wirkung der Kraft  $P' = \text{Auflagerdruck} + \text{Pfeilereigengewicht}$  (ohne Fundament)  $= 100 + 50,1 = 150,1 \text{ t}^*$ , d. h. es muß

$$\tau \cdot F \geq P'$$

sein.

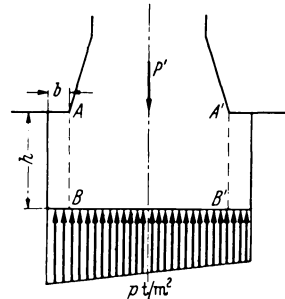


Abb. 59.

\* Siehe S. 87.

90 Aufgabe 4: Brückenpfeilergründung mit Betonfundament und mit Pfahlrost.

Dabei ist  $\tau =$  zulässige Scherbeanspruchung (angenommen mit  $4,0 \text{ kg/cm}^2 = 40 \text{ t/m}^2$ ) und

$$F = \text{Scherfläche} = 2 \cdot h \cdot 1,0.$$

Demnach

$$40,0 \cdot 2 \cdot h \cdot 1,0 = 150,1$$

$$h = \frac{150,1}{2 \cdot 40,0} = 1,88 \text{ m}.$$

Die gewählte Fundamentstärke von  $h = 2,50 \text{ m}$  bietet also noch erhebliche Sicherheit.

**Fall b) der Aufgabe: Pfahlgründung.**

Bei dieser Annahme steht der gute tragfähige Baugrund erst in größerer Tiefe an ( $-10,80$ ), darüber lagern wenig tragfähige Bodenschichten. Eine Flachgründung wie im Falle a) kommt deshalb nicht mehr in Frage, es muß vielmehr zur Tiefgründung gegriffen werden. Dafür bestehen im allgemeinen folgende Möglichkeiten:

1. Herabführung der Gründung bis zum gut tragfähigen Grund in offener Baugrube unter Wasserhaltung durch Einspundung der Baugrube;
2. Gründung des Pfeilers auf Pfählen;
3. Gründung mittels Versenkung des an der Bodenoberfläche hergestellten Grundwerks oder Gesamtbauwerks (Brunnen, Senkkasten, Druckluftsenkkasten).

Für das vorliegende Beispiel wird die Pfahlgründung gewählt.

Bei dieser übernehmen die Pfähle die Aufgabe, die vom Bauwerk kommende Belastung in den Untergrund hinein zu übertragen. Da die Pfähle einerseits durch den Bodenwiderstand gegen die Pfahlspitzen, andererseits durch den Reibungswiderstand an dem Pfahlumfang getragen werden können, ist die Art und Weise der Übertragung der Bauwerkslasten auf den Untergrund verschieden. Die dafür vorhandenen praktischen Möglichkeiten liegen demnach zwischen den beiden Grenzfällen:

1. Die Pfähle werden durch die nicht tragfähigen Bodenschichten hindurchgerammt und auf eine dichtgelagerte, gut tragfähige Bodenschicht aufgesetzt, so daß sie die von oben kommenden Lasten wie Säulen mit ihren Pfahlspitzen auf diesen tragfähigen Untergrund übertragen. Solche Pfähle werden vielfach als Festpfähle bezeichnet.

2. Die Pfähle nehmen die Bauwerkslasten lediglich durch die Reibungswiderstände auf, die die wenig tragfähigen Bodenschichten auf den Pfahlumfang ausüben. Diese Gründung ergibt sich, wenn die Tragfähigkeit der tiefsten, von den Pfahlspitzen

erreichten Schicht nicht größer ist als die der darüber liegenden Bodenschichten, sei es, weil man einen gut tragfähigen Grund (wie bei 1.) praktisch nicht erreichen kann, sei es, weil man die Pfähle nicht so lang machen will, um eine solche Schicht zu erreichen. Da hier die Pfähle und das auf ihnen ruhende Bauwerk durch die Reibungswiderstände im Untergrund gewissermaßen in der Schwebelage gehalten werden, bezeichnet man diese Pfahlgründung als schwebende Pfahlgründung, und die dafür angesetzten Pfähle als Schwebepfähle<sup>1</sup>.

In den meisten praktischen Fällen hat man sowohl Spitzenwiderstand als auch Pfahlumfangsreibung, ohne daß man zuverlässig angeben kann, welcher Anteil vom Gesamtpfahlwiderstand auf den Spitzenwiderstand und welcher auf die Mantelreibung trifft. Insofern ist die obige Unterscheidung für die Einteilung der verschiedenen Bauweisen nicht geeignet. Man hat deshalb die Einteilung gewählt:

1. tiefer Pfahlrost auf Grundpfählen;
2. hoher Pfahlrost auf freistehenden Pfählen (Langpfählen).

Im ersten Fall liegt das Tragwerk (d. i. der Rost oder die Rostplatte oder die Bauwerksohle selbst, wenn diese die Rostplatte ersetzt) unmittelbar auf dem Erdboden auf oder greift in denselben ein. Die Pfähle stecken dann auf ihrer ganzen Länge im Boden und heißen Grundpfähle. Im zweiten Fall liegt das Tragwerk über dem Boden, so daß auch der obere Teil der Pfähle über den Boden emporragt (frei steht).

Die Konstruktion und Berechnung eines Pfahlrostbauwerkes erfordert zunächst die genaue Ermittlung der äußeren Kräfte, welche das Pfahlrostsystem belasten können (Bauwerkauflasten einschl. Verkehrslasten, aktiver und passiver Erddruck, Wasserdruck). Diese äußeren Kräfte lassen sich zusammenfassen zu einer Horizontalkraft  $H$ , einer Vertikalkraft  $V$  und einem Moment  $M$  um den Trägheitsschwerpunkt eines Pfahlrostes (Nullpunkt). An Hand dieser statischen Klarstellung läßt sich nun die günstigste Pfahlstellung unter Berücksichtigung der vorkommenden extremen Belastungsfälle bestimmen. Unter günstigster Pfahlstellung wird dabei diejenige verstanden, bei der sämtliche Pfähle wenigstens annähernd gleich stark beansprucht werden und nicht zu starke Laständerungen durch die verschiedenen möglichen Belastungsfälle eintreten<sup>2</sup>.

Neben der Ermittlung der Pfahlkräfte ist noch die Tragfähigkeit der Pfähle zu bestimmen. Diese ist nun nicht nur abhängig von den oft schwierig zu bestimmenden Bodenkonstanten, insbesondere der Reibungsziffer  $\mu$  und von den Grundwasserverhältnissen, sondern auch noch davon, wie die Pfähle als tragende Glieder in den Untergrund hineingebracht werden, ob beschädigt oder unbeschädigt. Denn diesen

<sup>1</sup> Vgl. dazu z. B. Brennecke-Lohmeyer: Grundbau 4. Aufl. Bd. 2 S. 93ff.

<sup>2</sup> Vgl. hierzu z. B. Agatz: Der Kampf des Ingenieurs, siehe a. a. O.

Zustand kann man ja nicht durch den Augenschein feststellen. Deshalb gestalten sich Konstruktion und Berechnung eines Pfahlgründungsbauwerks in den meisten Fällen schwierig. Um Fehlschläge zu vermeiden, empfiehlt Agatz, die bodenmechanischen und hydrostatischen Verhältnisse, Konstruktion, statische Untersuchung sowie Bauausführung als einheitliches Ganzes zu betrachten.

Bei unserem Beispiel handelt es sich im wesentlichen um lotrechte Belastungen für das Grundwerk, da die horizontale Reibungskraft im Brückenaufleger im Verhältnis zu Eigengewicht + Nutzlast gering ist<sup>1</sup>, da hier ferner keine einseitigen Wasserdrücke wirksam werden können und ebenso auch keine einseitigen Erddruckkräfte auftreten. Dadurch ergeben sich einfache statische Verhältnisse. Wird die Bauwerksohle, wie bei Brückenpfeilern meist üblich, in den Boden hineingelegt, so erhält man für das Grundwerk die Anordnung eines tiefen Pfahlrostes mit Grundpfählen<sup>2</sup>. Die anstehenden, wenig tragfähigen Bodenschichten sind immerhin noch so dicht gelagert und von solcher Beschaffenheit, daß sie den eindringenden Pfählen Reibungswiderstand entgegensetzen. Die darunter befindliche Bodenschicht (— 10,80) ist gut tragfähig. Bei Herabführung der Pfähle bis auf diese Schicht erfahren die Pfähle also Spitzenwiderstand und Umfangsreibung. Die Pfähle wirken also statisch wie Säulen, die an ihrem Umfang gegen das Absacken abgestützt sind. Damit bilden sie ein Mittelding zwischen Festpfählen und Schwebepfählen.

Zur Feststellung der notwendigen Pfahlanzahl zur sicheren Übertragung der äußeren Kräfte in den Boden muß die zuzulassende Belastung des Einzelpfahles (Tragfähigkeit) bekannt sein. Zur Feststellung derselben ist der sicherste Weg die Rammung von Probepfählen an Ort und Stelle und deren allmählich bis zur Grenzlast gesteigerten Belastung. Aus der Lastsenkungskurve ergibt sich dabei jene Belastung, die der zulässigen Setzung des Pfahles entspricht.

Eine Hemmung für die Anwendung dieses Verfahrens ist vielfach seine Kostspieligkeit. Deshalb hat man versucht, die Tragfähigkeit von Pfählen im voraus durch Rechnung zu bestimmen. Dazu gehören zunächst einmal die sog. Rammformeln. Man hat dabei die durch den Rammbaren geleistete Arbeit in Beziehung gesetzt zu dem Eindringungswiderstand und zur Senkung des Pfahles. Es gibt eine große Zahl von Formeln, welche auf dieser Grundlage aufgestellt sind. Die Beschaffenheit des Bodens wird bei diesen Formeln fast durchweg und

<sup>1</sup> Diese horizontale Reibungskraft am Brückenaufleger wird hier sowohl von der Spundwand als auch von der Reibung zwischen Fundamentsohle und darunter befindlichem Boden leicht aufgenommen.

<sup>2</sup> Da und dort sind auch Brückenpfeiler ausgeführt worden, bei denen die Fundamentunterkante über dem Boden liegt, wodurch sich dann ein hoher Pfahlrost ergibt (z. B. Krugkoppelbrücke in Hamburg).

mittelbar berücksichtigt durch Einführen des „Ziehen“ des Pfahles in die Rechnung. Tatsächlich verhält sich der Pfahl beim Einrammen ganz anders wie unter der späteren ruhenden Last, wenn die RammSchwüngen in Pfahl und Boden abgeklungen sind. So ist auch die Folgerung vom Rammwiderstand auf die später zuzulassende Pfahlbelastung sehr unsicher, solange nicht zuverlässige Erfahrungsberichte in genügender Anzahl vorliegen. Auf die Anwendung einer dieser Formeln wird deshalb hier verzichtet.

Die zur Zeit beste Berechnungsweise für die Beurteilung der Tragfähigkeit von Pfählen bildet das Dörrsche Verfahren. Es ist besonders nützlich für Entwürfe und Voranschläge, wenn noch keine Ergebnisse von Probelastungen vorliegen. Im Falle zylindrischer Ramm-pfähle mit dem Durchmesser  $d$  (gültig auch für Holzpfähle trotz ihrer leichten Verjüngung) ergibt sich die Tragfähigkeit bei überall gleichen Bodenverhältnissen nach Dörr<sup>1</sup> zu:

$$T = \gamma \cdot \lambda_p \cdot F \cdot l + \frac{1}{2} \mu \gamma (1 + \operatorname{tg}^2 \varrho) \cdot U \cdot l^2.$$

Sind verschiedene Bodenschichten vorhanden, wie in unserem Beispiel b), mit den Werten  $\gamma_1, \varrho_1, \mu_1, \lambda_{p_1}; \gamma_2, \varrho_2, \mu_2, \lambda_{p_2}$  usw. bis  $\gamma_n, \varrho_n, \mu_n, \lambda_{p_n}$  und den Schichtstärken  $t_1, t_2$  usw. bis  $t_n$ , sowie den ebenso großen Pfahlteillängen  $l_1, l_2$  usw. bis  $l_n$ , dann ergibt sich für Ramm-pfähle gleichbleibenden Querschnitts allgemein:

$$\begin{aligned} T &= \gamma_1 \cdot \lambda_{p_1} \cdot F \cdot l_1 + \frac{1}{2} \mu_1 \gamma_1 \cdot (1 + \operatorname{tg}^2 \varrho_1) U \cdot l_1^2 \\ &+ \gamma_2 \cdot \lambda_{p_2} \cdot F \cdot l_2 + \mu_2 \cdot \gamma_2 \cdot (1 + \operatorname{tg}^2 \varrho_2) U \cdot \left( l_1 + \frac{l_2}{2} \right) l_2 \\ &+ \dots \dots \dots \\ &+ \gamma_n \cdot \lambda_{p_n} \cdot F \cdot l_n + \mu_n \cdot \gamma_n \cdot (1 + \operatorname{tg}^2 \varrho_n) U \cdot \left( l_1 + l_2 + \dots + l_{n-1} + \frac{l_n}{2} \right) l_n. \end{aligned}$$

Als Material für die Ramm-pfähle werden Kiefernstämmе vom Durchmesser 35 cm\* vorgesehen. Deren Beanspruchung auf Druck parallel zur Faser soll unter Wasser 60 kg/cm<sup>2</sup> nicht überschreiten mit Rücksicht auf das weiche und ungleichmäßige Baustoffmaterial.

$$\text{Querschnitt des Pfahles } F = \frac{d^2 \pi}{4} = \frac{0,35^2 \cdot 3,14}{4} = 0,096 \text{ m}^2$$

$$\text{Umfang des Pfahles } U = d \pi = 0,35 \cdot 3,14 = 1,10 \text{ m.}$$

Die Zahlenwerte der übrigen Größen der obigen Dörrschen Formel sind aus Abb. 60, der Klammerausdruck  $(1 + \operatorname{tg}^2 \varrho)$  der Tabelle 5 des Anhanges zu entnehmen.

Eingesetzt, ergeben sie für unser Beispiel, wenn die Pfähle 1,10 m in die unterste tragfähige Schicht eingreifen und der Fundamentbeton 2,0 m stark ist:

<sup>1</sup> Vgl. Aufgabe 3, S. 78.

\* Die Stärke  $d$  eines Pfahles in Metern von der Länge  $l$  kann überschlägig aus  $d = (0,2 + 0,012 \cdot l)$  ermittelt werden.

94 Aufgabe 4: Brückenpfeilergründung mit Betonfundament und mit Pfahlrost.

$$\begin{aligned}
 T &= 0,096 \cdot 1,8 \cdot 3,0 \cdot 1,90 + 1,10 \cdot \frac{0,30}{2} \cdot 1,8 \cdot 1,334 \cdot 1,90^2 \\
 &+ 0,096 \cdot 1,6 \cdot 1,7 \cdot 2,20 + 1,10 \cdot 0,20 \cdot 1,6 \cdot 1,072 \cdot \left(1,90 + \frac{2,20}{2}\right) \cdot 2,20 \\
 &+ 0,096 \cdot 1,1 \cdot 4,6 \cdot 0,90 + 1,10 \cdot 0,50 \cdot 1,1 \cdot 1,705 \cdot \left(4,10 + \frac{0,90}{2}\right) \cdot 0,90 \\
 &+ 0,096 \cdot 1,6 \cdot 1,7 \cdot 2,0 + 1,10 \cdot 0,20 \cdot 1,6 \cdot 1,072 \cdot \left(5,00 + \frac{2,0}{2}\right) \cdot 2,00 \\
 &+ 0,096 \cdot 1,7 \cdot 2,12 \cdot 1,8 + 1,10 \cdot 0,15 \cdot 1,7 \cdot 1,132 \cdot \left(7,00 + \frac{1,80}{2}\right) \cdot 1,80 \\
 &+ 0,096 \cdot 2,0 \cdot 4,6 \cdot 1,1 + 1,10 \cdot 0,50 \cdot 2,0 \cdot 1,705 \cdot \left(8,80 + \frac{1,10}{2}\right) \cdot 1,10 \\
 T &= 4,1 + 36,5 = 40,6 \text{ t.}
 \end{aligned}$$

Demgegenüber vermöchte der Pfahl, wenn er nach unten nicht ausweichen könnte, durch seine Materialfestigkeit  $F \cdot p_{zul} = 0,096 \cdot 600 = 57,5 \text{ t}$  zu tragen, wenn der Druck parallel zur Faser mit  $p = 60 \text{ kg/cm}^2 = 600 \text{ t/m}^2$  festgelegt ist.

Zur Sicherheit sollen die Pfähle auch noch auf Knicken untersucht werden. Wie groß wird die Knickkraft  $P_K$ ? Bekanntlich versteht man unter dieser Kraft diejenige Größe der Achsenkraft  $P$ , bei welcher der Stab noch gerade bleibt. Wird  $P$  größer, so wachsen die Biegungsspannungen  $\sigma_b$  des Stabes rasch, bis infolge unzulässiger Randspannungen sein Zerknicken eintritt. Die Achsenkraft wird höchstens  $\frac{1}{3}$  bis  $\frac{1}{6}$  so groß zugelassen als die berechnete Knickkraft  $P_K$ , wobei  $\sigma_K$  höchstens gleich der Quetschgrenze zu setzen ist (Sicherheit mindestens 3- bis 5fach).

In unserem Falle können wir die Pfähle als mit ihren Enden eingespannt und in der Achse geführt betrachten. Dann wird

$$P_K = \frac{4 \pi^2 \cdot E \cdot J}{l^2}.$$

Dabei ist es üblich, die Elastizitätsziffer  $E$  von Kiefernholz für Druck parallel zur Faser mit  $96000 \text{ kg/cm}^2 = 960000 \text{ t/m}^2$  anzusetzen<sup>1</sup>. Das Trägheitsmoment  $J$  beträgt:

$$\frac{d^4 \cdot \pi}{64} = \frac{0,35^4 \cdot 3,14}{64} = 0,00074 \text{ m}^4.$$

Wird der Grundwerkbeton 2,0 m stark ausgeführt, die Fundamentunterkante also auf Kote  $-2,0$  gelegt, so ist die freie Knicklänge  $l = 10,80 - 2,0 = 8,80 \text{ m}$ .

$$P_K = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot 960000 \cdot 0,00074}{8,80^2} = 361 \text{ t.}$$

$$\text{Sicherheit: } \frac{P_K}{T} = \frac{361}{39,5} = \sim 9 \text{ fach.}$$

<sup>1</sup> In Rotterdam wurden für Holzpfähle  $E$ -Werte bis  $200000 \text{ kg/cm}^2$  gemessen.





wenn

$$\sum P = \text{Gesamtgewicht des Bauwerkes einschl. Grundwerksplatte und Auflast (+ Verkehrslast)}$$

und

$$T = \text{Tragfähigkeit des einzelnen Pfahles bedeutet.}$$

Diese Gesamtpfahlzahl muß nun im Grundriß unter Berücksichtigung des zweckmäßigen Pfahlabstandes untergebracht werden, wodurch wiederum Breite und Länge des Grundwerkfundaments festgelegt werden.

In den meisten Fällen der Pfahlgrundwerke jedoch leitet sich die notwendige Gesamtzahl der Pfähle aus der notwendigen Anzahl der Pfähle je Joch her (vgl. hierzu die Beispiele der Abb. 53a, S. 79, sowie Abb. 65, S. 106 und Abb. 66, S. 107).

In unserem Beispiel sei ein Abstand der Hauptpfahljoche von 1,6 m gewählt. Die Fundamentbreite wird mit 6,2 m bei 2,0 m Tiefe festgelegt. Damit erhält jedes Joch eine Belastung von

$$1,6 \cdot (100,0 + 50,1 + 6,2 \cdot 2,0 \cdot 1,0 \cdot 2,2) = 284 \text{ t.}$$

Für die errechnete Pfahltragfähigkeit je Pfahl  $\varnothing$  35 cm von 40,6 t ergeben sich somit  $\frac{284}{40,6} = 7$  Pfähle je Joch. Die gewählte Anordnung mit versetzten Pfählen (4 Stück im Hauptjoch, 3 Stück im Nebenjoch) ergibt sich aus Abb. 60.

Bei der Ausführung empfiehlt es sich, die ersten gerammten Pfähle durch Probelastungen auf ihre tatsächliche Tragfähigkeit zu überprüfen.

## Aufgabe 5.

### Pfahlgründung eines Stützbauwerkes. Culmann- und Spannungstrapezverfahren.

Die Gründung eines Stützbauwerkes soll durch Anordnung eines hohen Pfahlrostes erfolgen, dessen Hauptjoche je 1,60 m Abstand haben. Die Beanspruchung des Pfahlrostes setzt sich zusammen aus einer lotrechten Gewichtsauflast  $V$  (Eigengewicht einschl. Nutzlast) und aus einer Horizontalkraft  $H$  (Erddruck, horizontaler Wasserüberdruck, evtl. Pollerzug), die in der Unterkante der Rostplatte (Kote  $-0,50$ ) angreift. Aus Übungsgründen wird die zahlenmäßige Größe der Auflast  $V$  festgelegt durch das nach rechts offene Spannungstrapez in der Abb. 61. Die rechtsseitige Begrenzung des Trapezes ist bestimmt durch die noch nicht festgelegte Rostplattenbreite. Die Horizontalkraft  $H$

beträgt 35 t (siehe Abb. 61). Die Belastungsangaben beziehen sich jeweils auf 1,6 lfd. m Mauer entsprechend dem Jochabstand von 1,6 m.

Die Untergrundverhältnisse machen es notwendig, die Pfähle bis auf Kote  $-12,0$  zu rammen; der Boden selbst steht auf  $-7,0$  an.

Es soll ein zweckmäßiges Pfahlsystem festgelegt werden!

### Lösung<sup>1</sup>.

Wenn man die vielen in der Fachliteratur veröffentlichten ausgeführten Pfahlrostbauwerke miteinander vergleicht, so gewinnt man den Eindruck, daß dem Konstrukteur für die Pfahlanordnung gewissermaßen alle Möglichkeiten offen stehen, wenn diese Anordnung nur zu einem standsicheren Stützbauwerk führt<sup>2</sup>.

Bei genauerem Studium kommt man aber bald zu der Feststellung, daß viele dieser ausgeführten Pfahlrostbauwerke eine statisch klare Aufteilung der Pfähle vermissen lassen. Je verwickelter dabei das zugrunde gelegte System ist, desto schwieriger wird seine Berechnung und desto unklarer und unzuverlässiger werden die Verhältnisse hinsichtlich der Übereinstimmung zwischen den festzustellenden Kraftwirkungen und den Bewegungen des Pfahlrostes.

Es ist deshalb ein wichtiger Grundsatz bei der Ausbildung eines Pfahlrostes, ein Pfahlsystem zu wählen, das die Möglichkeit einer einfachen und übersichtlichen Berechnung insofern bietet, als den ermittelbaren Kraftwirkungen die eintretenden Bewegungen tatsächlich entsprechen. Dieses Ziel kann am besten durch die Anordnung einfacher Pfahlsysteme mit nicht mehr als 3 verschiedenen Pfahlrichtungen erreicht werden.

Eine zweite — selbstverständliche — Forderung bei der Ausbildung eines Pfahlrostes geht dahin, zunächst einmal zu versuchen, mit einer möglichst kleinen Zahl von Pfählen auszukommen. In den meisten Fällen ist die Breite des Maueraufbaues bzw. die Breite der Pfahlrostplatte von vorneherein nicht gegeben. Es ist leicht zu übersehen, daß bei zunehmender Breite auch die Auflast  $V$  anwächst, so daß auch die Zahl der Pfähle wachsen muß, um diese wachsende Auflast auf die trag-

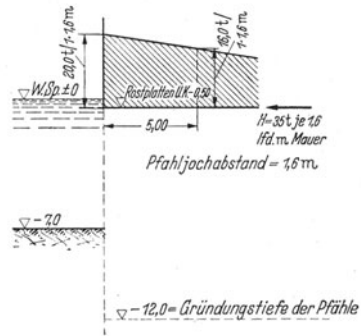


Abb. 61.

<sup>1</sup> Zum eingehenderen Studium wird u. a. verwiesen auf Brennecke-Lohmeyer: Grundbau, a. a. O. Agatz: Der Kampf des Ingenieurs, a. a. O. Franzius: Grundbau. Berlin: Springer 1937. Schulze, F. W. Otto: Seehafenbau, Bd. 2. Berlin: W. Ernst & Sohn 1937. Nökkentved, Chr.: Berechnung von Pfahlrosten. Berlin: W. Ernst & Sohn 1938.

<sup>2</sup> Vgl. z. B. Brennecke-Lohmeyer: Grundbau Bd. 2 a. a. O.

fähige Bodenschicht zu übertragen. Lediglich das Verhältnis von  $V$  zu  $H$  wird günstiger und damit deren Resultierende  $R$  steiler geneigt. Diese Sachlage trifft auch für unser Beispiel zu. Nach den vorstehenden Überlegungen ist es also keineswegs gesagt, daß die Wahl einer sehr breiten Konstruktion für die Stabilität der Pfahlrostgründungen immer solche wesentlichen konstruktiven Vorteile bietet, daß sie wirtschaftlich vertretbar ist. Andererseits ist die Verminderung der Breite begrenzt durch die äußeren Anforderungen an den Aufbau (Krangleise usw.), durch die wachsende Neigung der Resultierenden  $R$  (kleiner werdendes  $V$  bei gleichbleibendem  $H$ ), sowie durch die Zusammendrängung der Pfähle auf zu engem Raum.

Eine dritte Forderung hat zum Ziele, eine Pfahlstellung zu suchen, bei der sämtliche Pfähle wenigstens annähernd gleich stark beansprucht werden und bei der — wenn man es mit verschiedenen Belastungsfällen zu tun hat — nicht zu starke Laständerungen durch diese verschiedenen Belastungsfälle bei den einzelnen Pfählen eintreten.

Um unter Anpassung an diese Forderungen eine zweckmäßige Pfahlanordnung zu erhalten, muß man den Weg des Probierens gehen. Dies gilt auch für den Fall, daß man sich auf ein bestimmtes Aufteilungsschema für den Pfahlrost festlegt.

Eine wirtschaftlich günstige Form des Pfahlrostes wird erhalten durch Anordnung von lauter parallelen Pfählen, welche in der Richtung der Gesamterresultierenden  $R$  der äußeren Kräfte  $V$  und  $H$  geneigt sind. Da man die Pfähle aus rammtechnischen Gründen nicht gerne stärker als  $1:3$  ( $\text{ctg } \alpha$  des Neigungswinkels  $= \frac{1}{3}$ ) neigt, muß der Rost so breit werden, daß  $V \geq 3H$ .

In unserem Beispiel ist das erreicht bei einer Rostplattenbreite von rd. 6,0 m. Denn dann wird (vgl. Abb. 62)

$$V = \frac{20,0 + 15,2}{2} \cdot 6,0 = 105,6 \text{ t}$$

bezogen auf 1,6 m Mauerlänge = Jochabstand.

Demnach

$$H:V = 35:105,6 = 1:3$$

und die Resultierende

$$R = \sqrt{H^2 + V^2} = \sqrt{35^2 + 105,6^2} = 111,5 \text{ t.}$$

Da

$$\sigma_1 = 20,0 = \frac{V}{b} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{b} \right) \quad (\text{vgl. S. 50}),$$

wird

$$e = \left( \frac{\sigma_1 \cdot b}{V} - 1 \right) \cdot \frac{b}{6} = \left( \frac{20,0 \cdot 6,0}{105,6} - 1 \right) \cdot \frac{6,0}{6} = 0,13 \text{ m.}$$

Damit ist auch der Angriffspunkt der Resultierenden  $R$  festgelegt mit  $\left(\frac{6,0}{2} - 0,13\right) = 2,87$  m Abstand von Pfahlrostvorderkante.

Bei Annahme von 4 Pfählen ergibt sich bei gleicher Inanspruchnahme jeden Pfahles pro Pfahl  $\frac{111,5}{4} = 28$  t (entsprechend etwa einem Pfahldurchmesser von 30 cm).

Um nun alle 4 Pfähle gleich stark zu belasten, wird das von der vertikalen Auflast herrührende Spannungstrapez nach dem bekann-

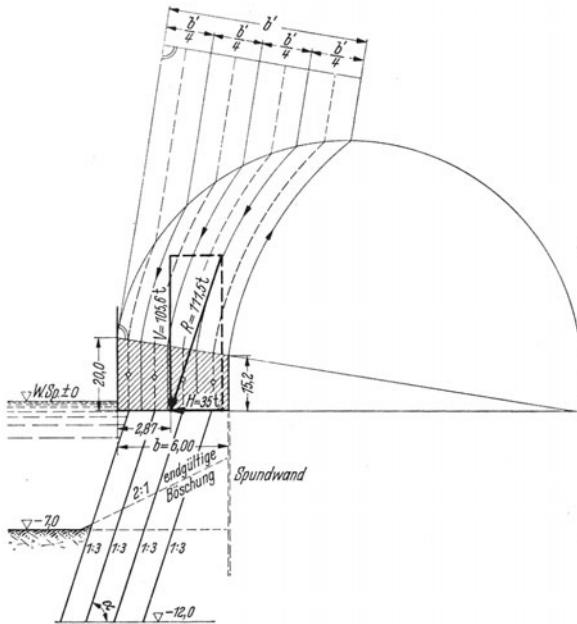


Abb. 62.

ten Verfahren (siehe Abb. 62) in 4 flächengleiche Trapeze aufgeteilt. Im Schwerpunkt jedes solchen Flächenabschnittes sitzt dann ein Pfahl. Die Richtung der Pfähle ist, wie schon oben ausgeführt, parallel der Krafrichtung von  $R$  mit der Neigung 1 : 3. Neben der Wirtschaftlichkeit ist ein weiterer Vorteil dieses Pfahlrostsystems die annähernd gleichmäßige Belastung des Untergrundes auf die Breite der Pfahlrostplatte.

Die Verwendung eines solchen einfachen Systems für die Pfahlanordnung setzt voraus, daß der zugrunde gelegte Belastungsfall dauernd vorhanden ist. Bei Kaimauern ist nun sowohl das  $V$ , in dem ja auch die Verkehrslast der Mauer mitgehalten ist, veränderlich, als auch das  $H$ , z. B. bei wechselndem Grundwasserstand hinter der Mauer. Diese Veränderungen der äußeren Kräfte verursachen Änderungen des  $R$  nach

Größe, Richtung und Angriffspunkt. Damit trifft auch für den Pfahlrost die gleichmäßige zentrische Belastung der Pfähle nicht mehr zu. Es ändern sich die zentrischen Pfahlbelastungen, außerdem kommen noch Biegemomente hinzu. Ferner hat das System mit einseitig geneigten parallelen Pfählen den Nachteil, daß die Pfähle über die vordere Mauerflucht vorragen, wodurch sie Beschädigungen besonders stark ausgesetzt sind und z. B. ungeeignet werden für Ufereinfassungen von Hafenumschlaganlagen.

Es soll deshalb noch ein zweites sehr zweckmäßiges Pfahlssystem an Hand des gegebenen Zahlenbeispiels erläutert werden. Es ist gekennzeichnet durch die Anordnung von 3 verschiedenen Pfahlrichtungen, wobei im Vorderteil des Grundwerkes lotrechte Druckpfähle, im zurückliegenden Teil schräge Druck- und Zugpfähle, angeordnet werden (vgl. Abb. 64)<sup>1</sup>. Die lotrechte Richtung der vorderen Druckpfähle vermeidet deren Vorschießen über die Mauerflucht und gestattet damit das Anbringen einer vorderen lotrechten Spundwand zum Abschluß des Grundwerkes gegen die Einwirkung des Wassers. Die hinteren Druck- und Zugpfähle werden so angeordnet, daß sie angelehnt die gleiche Neigung erhalten.

Für unser Beispiel wählen wir als erste Annahme eine Pfahlrostplattenbreite von 6,0 m, d. i. dieselbe Breite wie bei der in Abb. 62 dargestellten Parallelanordnung der Pfähle. Vorne sollen 2 lotrechte Pfähle angesetzt werden im Abstand von 0,50 und 1,50 m von der Vorderkante der Mauer. Der hintere Grundwerkteil wird durch 3 Pfähle gebildet, von denen zwei mit 1 : 3 nach vorne geneigt werden und ein Pfahl die Neigung 1 : 3 nach hinten erhält (Zugpfahl). Die Lage dieser Pfähle ist aus Abb. 64 zu entnehmen.

Die rechnerische Nachprüfung dieses angenommenen Systems soll mit den Näherungsverfahren

1. nach Culmann und
2. mit dem Spannungstrapez durchgeführt werden.

### 1. Culmann-Verfahren.

Diesem Verfahren liegt die Aufgabe zugrunde, die zunächst unbekanntes Größen von 3 lediglich durch ihre Wirkungslinien festgelegten Kräften  $P_1$ ,  $P_2$ ,  $P_3$  zu ermitteln, welche mit einer nach Größe, Richtung

---

<sup>1</sup> Die Anordnung eines Zugpfahles setzt selbstverständlich voraus, daß derselbe tief genug in dicht gelagertem, reibungsreichem Boden (z. B. Sandboden) steht. Die zulässige Tragfähigkeit eines solchen Zugpfahles wird am sichersten durch Zugversuche an Probepfählen festgelegt. Nach den bisher vorliegenden Erfahrungen kann man die Beanspruchung auf Herausziehen aus tief genug im Sandboden steckenden Pfählen mit  $\frac{2}{3}$  bis  $\frac{3}{4}$  ihrer Drucktragfähigkeit annehmen. Die Zugpfähle müssen natürlich auch zugfest in die Rostplatte eingebunden werden.

und Angriffspunkt gegebenen Kraft  $Q$  im Gleichgewicht stehen und mit dieser in ein- und derselben Ebene liegen (Abb. 63a).

Zur Lösung dieser Aufgabe wolle folgendes bedacht werden: Von den 4 Kräften  $Q$ ,  $P_1$ ,  $P_2$ ,  $P_3$  lassen sich je 2 zu den Resultierenden  $R_{QP_1}$  bzw.  $R_{P_2P_3}$  zusammenfassen. Wenn nun Gleichgewicht unter den 4 Kräften bestehen soll, dann müssen diese beiden Resultierenden in die gleiche Wirkungslinie fallen, entgegengesetzt gerichtet sein und die gleiche zahlenmäßige Größe besitzen.

Da die Resultierende der Kräfte  $Q$  und  $P_1$  durch den Schnittpunkt  $A$  ihrer Wirkungslinien, und ebenso die Resultierende der Kräfte  $P_2$  und  $P_3$  durch den Schnittpunkt  $B$  der diesen Kräften entsprechenden Wirkungslinien gehen muß, ist — nach den eben festgestellten Gleichgewichtsbedingungen — die Verbindungslinie  $L$  von  $A$  nach  $B$  offensichtlich die gemeinsame Wirkungslinie dieser beiden Resultierenden. Die Aufgabe wird also gelöst, indem man das nach Größe und Richtung bekannte  $Q$  mittels eines Kräfte dreiecks in die ihren Wirkungslinien nach bekannten Kräfte  $P_1$  und  $R_{QP_1}$  und dann die nunmehr nach Größe und Wirkungsrichtung bekannte Resultierende  $R_{QP_1} = R_{P_2P_3}$  in die beiden Kräfte  $P_2$  und  $P_3$  zerlegt (Abb. 63b).

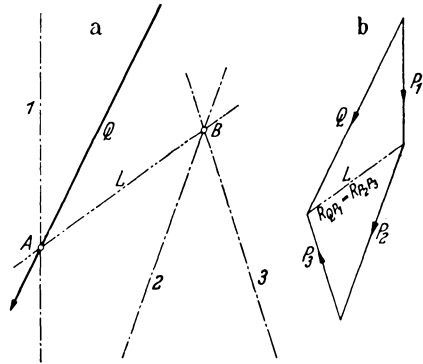


Abb. 63 a und b.

Um die zutreffenden Richtungspfeile der Kräfte  $P_1$ ,  $P_2$ ,  $P_3$  zu erhalten, ist zu beachten, daß die Kraft  $Q$  in unserem Falle der Resultierenden  $R$  der äußeren Kräfte entspricht, welche in die 3 Komponenten  $P_1$ ,  $P_2$ ,  $P_3$  zerlegt ist.  $Q$  (bzw.  $R$ ) ist demnach Schlußlinie im Kräfteck. Diese Schlußlinie liegt nach Größe und Richtung fest. Deshalb müssen  $P_1$ ,  $P_2$ ,  $P_3$  Richtungspfeile erhalten, welche dem Umfassungssinn für Gleichgewichtszustand entgegengerichtet sind. Wenn  $Q$  eine Druckbeanspruchung darstellt, sind in unserem Falle auch  $P_1$  und  $P_2$  Druckkräfte, wogegen  $P_3$  einer Zugbeanspruchung entspricht.

In Abb. 64a ist dieses Verfahren auf das gewählte Pfahlsystem angewendet. Dabei sind die beiden lotrechten Pfähle 1 und 2, sowie die schrägen Pfähle 3 und 4 jeweils zusammengefaßt gedacht in der Schwerlinie dieser Pfähle. Wären mehrere Zugpfähle (mit 5 bezeichnet) vorhanden, so wären auch diese in ihrer Schwerlinie zusammenzufassen. Bei der zunächst gemachten Annahme, daß alle Pfähle gleichen Querschnitt erhalten, liegen diese Schwerlinien in der Mitte zwischen 1 und 2 bzw. 3 und 4. In Abb. 64 und 64a ist das Culmann-Verfahren durch-

geführt. Es liefert die Pfahlkräfte 1, 2, 3, 4, 5, deren Größen aus der Tabelle 8 zur Abb. 64 zu entnehmen sind. Dabei sind die Pfahlkräfte 1 und

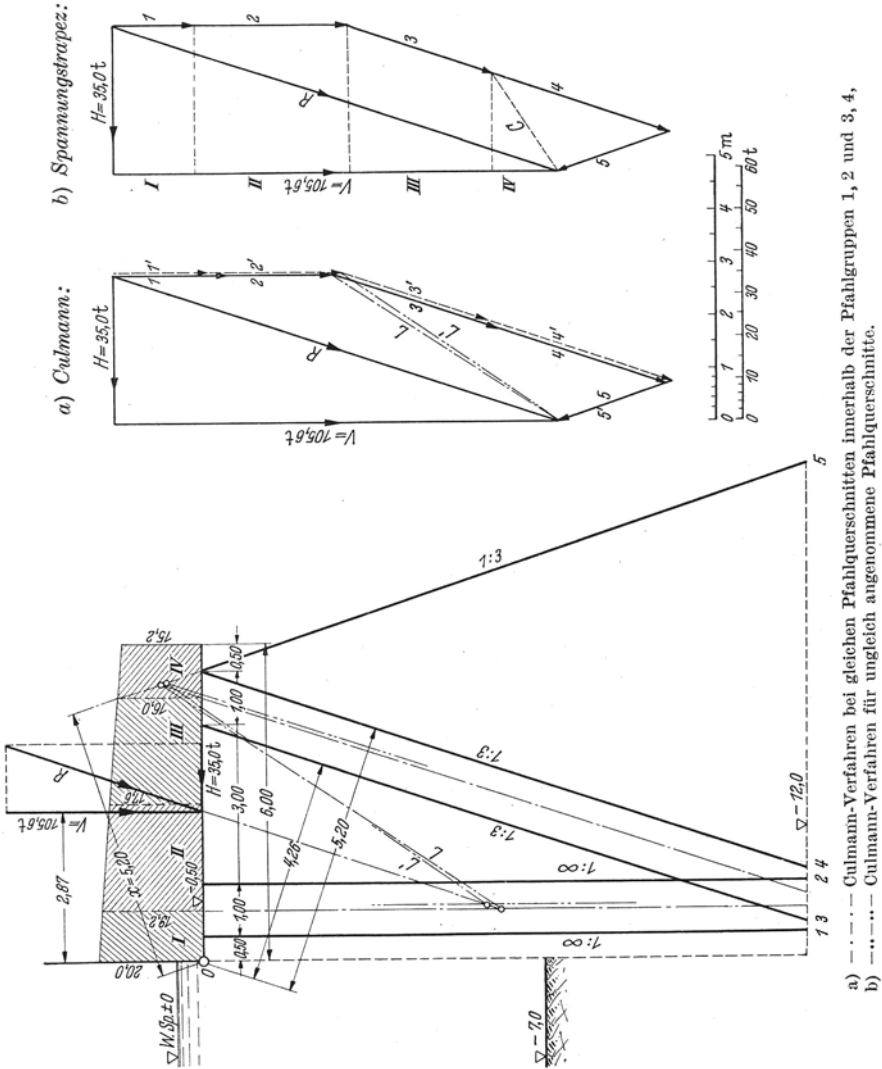


Abb. 64.

Tabelle 8.

Verfahren	Pfahl Nr.	1	2	3	4	5
a) Culmann . . . . .	Belastung t	+ 25,8	+ 25,8	+ 41,4	+ 41,4	- 27,0
b) Spannungstrapez . . . . .	Belastung t	+ 19,5	+ 36,8	+ 36,0	+ 44,0	- 28,5
c) Culmann . . . . .	Belastung t	+ 22,0	+ 31,1	+ 35,6	+ 46,4	- 28,4

2, ebenso 3 und 4 jeweils einander gleich, weil auch die Pfahlquerschnitte 1 und 2, ebenso 3 und 4 jeweils einander gleich angenommen sind.

Um die Wirksamkeit des Zugpfahles zu gewährleisten, wird in Fällen wie bei unserem Beispiel das Grundwerk in der Flucht der Mauervorderkante durch eine Spundwand gegen das Wasserbecken abgeschlossen und der Hohlraum dahinter zwischen den Pfählen mit Erdmaterial (Sand oder Kies wegen der Reibung!) aufgefüllt. Die Ermittlung der zulässigen Tragkraft der Pfähle etwa nach Dörr muß dann für den aufgefüllten Bereich mit  $\cos^2 \varrho$  statt  $(1 + \operatorname{tg}^2 \varrho)$  erfolgen (vgl. Aufgabe 4, S. 93 und Tabelle 5 des Anhanges). Die Nachprüfung des rechnermäßigen Ergebnisses durch Probepfähle ist dringend anzuraten.

Das Kräftespiel des Pfahlrostes läßt sich auch durch eine Momentengleichung erfassen. Denn da das System im Gleichgewicht sein soll, muß die Summe der Momente aus den äußeren Kräften und den Pfahlreaktionen um einen beliebigen Momentennullpunkt zu Null werden ( $\sum M = 0$ ). Da dem graphischen Culmann-Verfahren dieselben Gleichgewichtsbedingungen zugrunde liegen wie dem Momentenverfahren, müssen beide bei gleichen Pfahlreaktionen gleiche Ergebnisse liefern. Bei Aufstellung der Momentengleichung ist lediglich zu beachten, daß — wie schon erwähnt — die Pfahlkräfte als Reaktionen der äußeren Beanspruchungen ( $R$  bzw.  $V$  und  $H$ ) anzusetzen sind. Man hat mit der Momentengleichung die Möglichkeit, das Ergebnis des graphischen Culmann-Verfahrens rechnerisch nachzuprüfen. Nachfolgend wird dies beispielsweise durchgeführt für die Lage des Zugpfahles 5 (senkrechter Abstand des Pfahles 5 vom Momentennullpunkt  $O$ ).

Als Momentennullpunkt wird Punkt  $O$  in Abb. 64 angenommen. Da die Horizontalkraft  $H$  durch  $O$  geht, ergibt sich (siehe Abb. 64).

$$V \cdot 2,87 - P_1 \cdot 0,50 - P_2 \cdot 1,50 - P_3 \cdot 4,26 - P_4 \cdot 5,20 + P_5 \cdot x = 0.$$

Setzt man für  $V = 105,6$  t und für  $P_1$  bis  $P_5$  die nach Culmann gefundenen Werte der Tabelle 8 zur Abb. 64 ein, so wird

$$105,6 \cdot 2,87 - 25,8 \cdot 0,50 - 25,8 \cdot 1,50 - 41,4 \cdot 4,26 - 41,4 \cdot 5,20 \\ + 27,0 \cdot x = 0$$

$$x = 5,20 \text{ m.}$$

Diese Momentengleichung kann natürlich auch von vorneherein benutzt werden, um irgend eine Pfahlrostgröße zu bestimmen. Beispielsweise läßt sich mit ihr die Lage jedes beliebigen Pfahles ermitteln, wenn die übrigen Pfähle der Lage und Richtung nach angenommen sind, und wenn etwa für jeden Pfahl die gewünschte Belastung  $P$  (zuzulassende Tragfähigkeit) festgelegt wird. Da diese Pfahlbelastungen  $P$  als Reaktionen mit  $R$  im Gleichgewicht stehen müssen, lassen sich diese Belastungen zunächst nach Größe und Richtung evtl. auch nach der Zahl der



Pfähle in einem Krafteck mit dem gegebenen  $R$  auf dieses abstimmen. Mit der Momentengleichung kann dann der der Lage nach unbekannt Pfahl festgelegt werden.

Das Momentenverfahren liefert — wie auch das Culmann-Verfahren — nur dann genau zutreffende Ergebnisse, wenn für jede der 3 Pfahlrichtungen nur je 1 Pfahl vorgesehen ist. Bei mehr als 3 Pfählen ist das Ergebnis — wie bei Culmann — nur näherungsweise zutreffend. Bei dieser Sachlage verdient das graphische Culmann-Verfahren wegen seiner größeren Übersichtlichkeit den Vorzug.

## 2. Spannungstrapez-Verfahren.

Aus der Vertikalkomponente  $V$  der Resultierenden  $R$  aller äußeren Kräfte läßt sich für die Unterkante des Aufbaues (= Unterkante Rostplatte) das Spannungstrapez auftragen. (In unserer Aufgabe ist der Einfachheit halber das Spannungstrapez unmittelbar gegeben). Mit Hilfe dieses Spannungstrapezes läßt sich nun eine Verteilung der lotrechten Kraftkomponenten auf die Einzelpfähle und Pfahlböcke (4, 5 in Abb. 64 ist so ein Pfahlbock!) vornehmen, indem man dieses Trapez durch lotrechte Linien, welche die Abstände der Pfahlköpfe halbieren, unterteilt. Die so erhaltenen Teiltrapeze stellen die Lastanteile von  $V$  dar, die auf jeden Pfahl bzw. jeden Pfahlbock treffen.

In Abb. 64 sind die lotrechten Lastanteile  $I$ ,  $II$ ,  $III$ ,  $IV$  der Pfähle für unser Beispiel ermittelt und in Abb. 64b aufgetragen. Nun muß noch die horizontale Komponente  $H$  der Resultierenden  $R$  auf die Schrägpfähle verteilt werden. Das ist ebenfalls im Krafteck der Abb. 64b ausgeführt, wobei  $H$  im Verhältnis der lotrechten Belastungen  $III$  und  $IV$  auf den Pfahl 3 bzw. den Pfahlbock 4, 5 verteilt wurde. Auf den Pfahlbock 4, 5 muß also der lotrechte Lastanteil  $IV$  sowie der entsprechende horizontale Lastanteil aufgeteilt werden. Diese beiden Lastanteile ergeben den resultierenden Lastanteil  $C$ . Durch Zerlegen von  $C$  in die Kraftrichtungen 4 und 5 erhält man die Größe der Kraftwirkungen auf die Pfähle 4 und 5. (Bei der Anordnung von mehr als einem Bock erhält man für die Summe der Bockpfähle ebenfalls eine Resultierende  $C$  aus der Summe der vertikalen und horizontalen Lastanteile, die nunmehr unter Berücksichtigung der auf die einzelnen Böcke treffenden lotrechten Teillast analog zerlegt wird. In Abb. 66 ist dieses Verfahren für 2 Böcke durchgeführt).

Das Ergebnis der Nachrechnung des gewählten Pfahlsystems mit Hilfe des Spannungstrapez-Verfahrens ist ebenfalls in der Tabelle der Abb. 64 eingetragen.

In Abb. 64a ist noch aus Übungsgründen das Culmann-Verfahren durchgeführt, wenn die Pfähle 1 und 2, ebenso die Pfähle 3 und 4 verschiedene Querschnitte aufweisen. Dabei sind als Beispiel folgende

Durchmesser angenommen:

Pfahl 1:  $\varnothing$  30 cm

Pfahl 3:  $\varnothing$  35 cm

Pfahl 2:  $\varnothing$  35 cm

Pfahl 4:  $\varnothing$  40 cm.

Die Abstände der Schwerlinie von den zugeordneten Pfählen verhalten sich nunmehr umgekehrt wie die Pfahlquerschnitte. Die neuen Pfahlkräfte sind in der Tabelle 8 zu Abb. 64 unter c) eingetragen. Dabei verhält sich Pfahlkraft 1' zu 2', wie Pfahlquerschnitt  $F_1$  zu  $F_2$ , ebenso 3' zu 4', wie  $F_3$  zu  $F_4$ .

Beim Vergleich der Ergebnisse der beiden Untersuchungsverfahren ist folgendes zu beachten:

Das Culmann-Verfahren liefert dann bessere Ergebnisse, wenn die Zahl der Pfähle je Joch nicht groß ist, wenn die Pfähle sehr ungleichmäßig über die Sohle verteilt sind (größerer Abstand zwischen vorderen Druckpfählen und den hinteren schrägen Pfählen oder Böcken), und wenn eine verhältnismäßig große Horizontalkraft vorhanden ist.

Das Spannungstrapez dagegen ergibt bessere Ergebnisse bei gleichmäßigerer Verteilung der Pfähle über die Sohle, was meist auf die Anordnung vieler Pfähle pro Joch hinausläuft, und bei kleiner Horizontalkraft  $H^*$ .

Nun noch eine kurze Kritik zur Pfahlanordnung der Abb. 64. Sie weist den Nachteil auf, daß sich die Pfähle 2 und 3 schneiden und daß Pfahl 4 sehr nahe an die Spitze des Pfahles 2 herankommt. Will man einzelne Pfähle des Pfahljoches nicht versetzen, dann könnte zunächst daran gedacht werden, die schrägen Druckpfähle durch Steilerstellen von den Vorderpfählen abzurücken. Das führt aber, wie man aus dem Kräfteck nach Culmann (Abb. 64a) ohne weiteres entnehmen kann, zu unzulässig großen Pfahlkräften für die Pfähle 3, 4 und 5. Eine zweite Möglichkeit bietet die Rückwärtsverschiebung der schrägen Pfähle so weit, daß die Pfahlspitze des Pfahles 3 die Pfahlspitze 2 nicht mehr gefährdet.

In Abb. 65 ist diese Verschiebung durchgeführt. Die Pfahlrostplatte hat nunmehr 8,0 m Breite erreicht. Die Untersuchung nach Culmann zeigt, daß der Zuwachs an Auflast wesentlich von den Pfählen 1 und 2 aufzunehmen ist, die übrigens ebenfalls um 50 cm nach rückwärts gerückt wurden, um den Abstand zwischen vorderer Spundwand und Pfahl günstiger zu gestalten. Für die Pfähle 3 und 4 ergeben sich erhebliche Belastungen, die große Pfahldurchmesser bedingen. Für solche Durchmesser ist aber der Pfahlabstand von 1,0 m von Pfahlmitte zu Pfahlmitte sehr knapp.

Es wurde deshalb, um eine weitere Entwurfsmöglichkeit aufzuzeigen,

\* Eine eingehende Kritik der Berechnungsverfahren von Pfahlrosten an Hand zahlreicher Beispiele findet sich in Agatz: Der Kampf des Ingenieurs, a. a. O.

in Abb. 66 ein Pfahlsystem entworfen mit 7 Pfählen, Verringerung der Rostplattenbreite auf 7,0 m und steilerer Anordnung der Schrägpfähle.

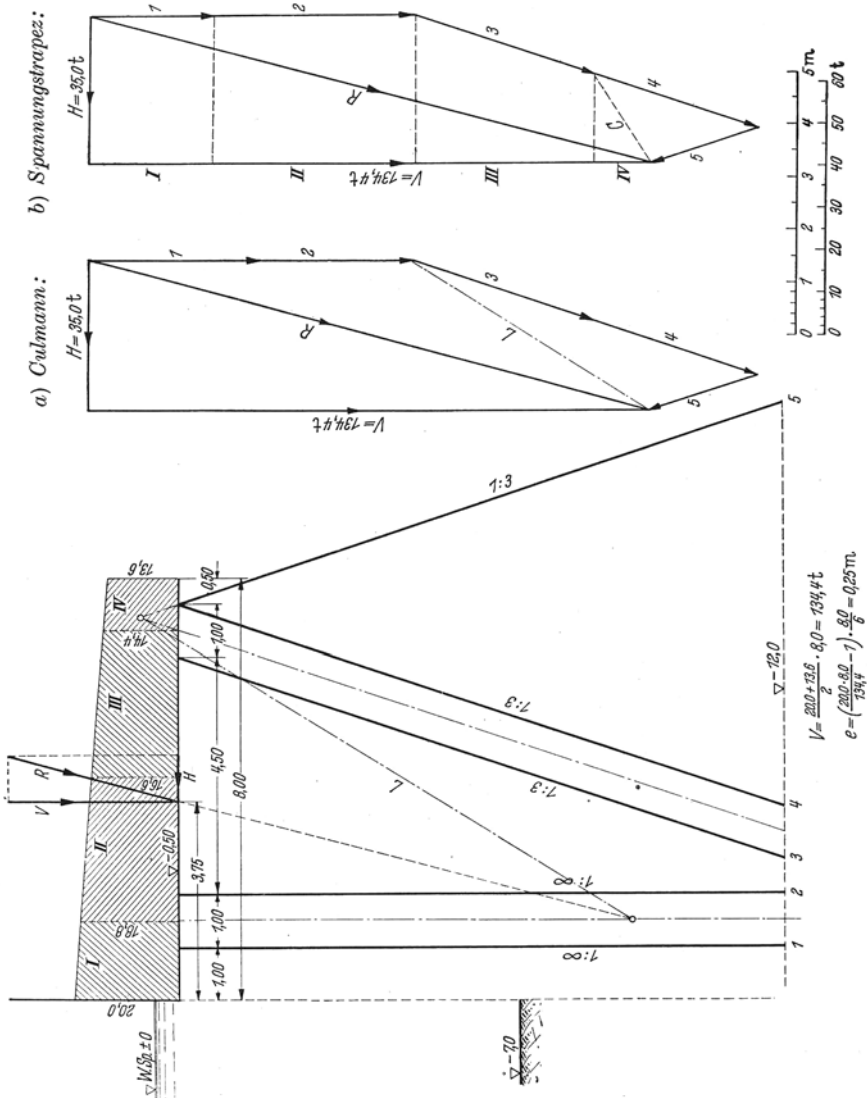


Abb. 65.

Tabelle 9.

Verfahren	Pfahl Nr.	1	2	3	4	5
Culmann . . . . .	Belastung t	+ 38,4	+ 38,4	+ 43,5	+ 43,5	- 26,0
Spannungstrapez . .	Belastung t	+ 29,4	+ 48,5	+ 44,5	+ 41,0	- 26,5

Die nunmehr auftretenden Pfahlkräfte sind der Tabelle 10 zu Abb. 66 zu entnehmen. Gegenüber den Anordnungen in Abb. 64 und 65 sind gün-

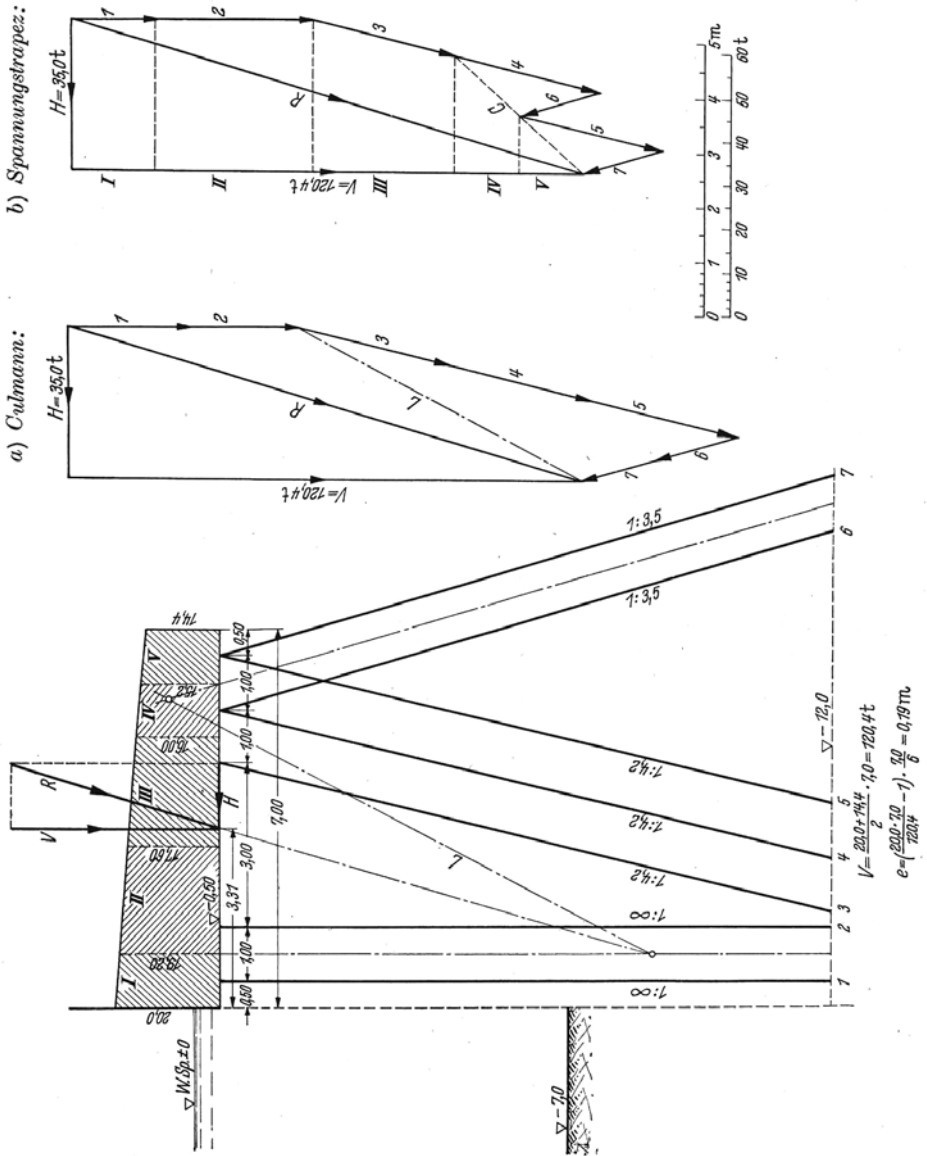


Abb. 66.

Tabelle 10.

Verfahren	Pfahl Nr.	1	2	3	4	5	6	7
Culmann . . . . .	Belastung t	+27,7	+27,7	+35,0	+35,0	+35,0	-19,0	-19,0
	Spannungstrapez	+19,6	+36,8	+34,4	+34,0	+34,5	-18,5	-19,0

stigere Rammbedingungen und es ist eine merkliche Entlastung der schrägen Pfähle erreicht (Verringerung der notwendigen Pfahldurchmesser). Die vorhandenen zwei Böcke erfordern allerdings wieder eine Jochversetzung (vgl. hierzu Abb. 53a, S. 79).

Die endgültige Entscheidung über die der Ausführung zugrunde zu legende Pfahlanordnung ergibt sich nun aus den sonstigen äußeren Bedingungen und Anforderungen an das zu entwerfende Bauwerk.

## Aufgabe 6.

### Seemole, Senkkästen, Stabilität gegen Wellenangriff.

Die in Abb. 67 dargestellte Seemole wird mit Eisenbetonsenkkästen hergestellt. Die Senkkästen von je 8,50 m Breite, 10,0 m Höhe und 21,0 m Länge werden in einem behelfsmäßigen Dock hergestellt, dann schwimmend zur Verwendungs-

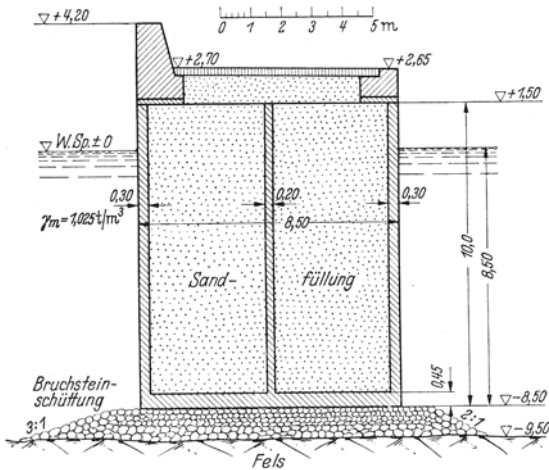


Abb. 67.

stelle gebracht und dort abgesenkt. Die Füllung der Senkkästen erfolgt durch Sandeinspülung. Als Unterbau für die Schwimmkästen ist eine etwa 1,0 m starke, waagerechtabgegliche

Bruchsteinschüttung verwendet, die auf Fels aufruft. Jeder Senkkasten besitzt außer der mittleren Längsrippe Querwände aus Eisenbeton von 20 cm Stärke im Abstand von je 3,5 m.

Das Einheitsgewicht des Meerwassers betrage  $\gamma_m = 1,025 \text{ t/m}^3$ . Welche Belastungen ergeben sich für den lfd. m fertigen Senkkasten

1. im Dock,
2. auf dem Transport zur Verwendungsstelle,
3. beim Absenken,
4. beim Aufsetzen auf den Unterbau.
5. Welche Stabilitätsverhältnisse weist die Seemole auf, wenn die angreifenden Wellen die Werte  $2h = 3,00 \text{ m}$  und  $2L = 70 \text{ m}$  haben (vgl. Abb. 76) ?

## Lösung<sup>1</sup>.

Mit Senkkasten (Schwimmkästen) wird ein Hohlkörper beliebiger Form bezeichnet, der unten und an den Seiten dichte Wände besitzt. Er wird auf einer schwimmenden Unterlage oder am Lande hergestellt, dann zu Wasser gebracht, schwimmend zur Verwendungsstelle befördert und versenkt, entweder durch provisorisches Einlassen von Wasser oder gleich durch Einfüllen von Sand oder Beton.

Der Vorteil dieser Gründungsart besteht vor allem darin, daß die Hauptarbeiten auf geschützten Werkplätzen über Wasser, unter genauer Kontrolle und unabhängig vom Wetter (Sturm, Wellengang, Hochwasser, Eisgang) durchgeführt werden können. Soweit Eisenbetonkonstruktionen dabei benützt werden, haben diese ausreichend Zeit zum Erhärten, ehe sie den mechanischen und chemischen Angriffen des Wassers ausgesetzt werden. Auch die Baustoffzufuhr und -lagerung ist bei Herstellung an Land günstiger. Ferner lassen sich bei diesem Arbeitsverfahren sehr massige Grundwerkskörper herstellen, die nach der Versenkung auch schwerem Seegang gegenüber schon standfest sind, wenn die Fertigstellungsarbeiten noch im Gange sind. Schließlich können die Versenkungsarbeiten an der Verwendungsstelle während der Zeiten günstiger Witterungsverhältnisse durchgeführt werden.

Wegen dieser Vorzüge, die bei vielen Wasserbauten ausgenützt werden können, gehört die Gründung mittels Senkkästen zu jenen Gründungsarten, die in stetig zunehmendem Maße Verwendung findet, und zwar nicht nur für ausgesprochene Seebauten (Wellenbrecher, Hafendämme, Kaimauern, Trockendocks, Leuchtfeuer und Seeschiff-dalben), sondern auch für Gründungen im binnenländischen Wasserbau (z. B. Brückenpfeiler). Sie setzt allerdings voraus, daß der das Auflager für den Senkkasten bildende Untergrund in solchem Zustande ist, daß der Senkkasten sicher und fest daraufgesetzt werden kann.

Als Baustoffe für Senkkästen werden heute fast nur noch Eisen und in wachsendem Maße Eisenbeton, seltener noch Holz benützt. Bei Verwendung eiserner Schwimmkästen sollte man dabei alle Möglichkeiten ausschöpfen, um Teile des wertvollen eisernen Materials wieder zu gewinnen (z. B. leicht lösbare Verschraubung des Tragwerkes mit der Blechhaut zur Wiedergewinnung der letzteren nach der Ausfüllung mit Mauerwerk; Verwendung behelfsmäßiger hölzerner Aussteifungen für den Kasten). Es sollte außerdem in jedem Falle — nicht nur aus kalkulatorischen Gründen, sondern auch im Hinblick auf die Möglichkeit an

---

<sup>1</sup> Literatur: z. B. Brennecke-Lohmeyer: Grundbau, 4. Aufl., Bd. 3. Berlin: Ernst & Sohn. Schulze: Seehafenbau Bd. 2. Berlin: Ernst & Sohn. Agatz: Der Kampf des Ingenieurs gegen Erde und Wasser im Grundbau. Berlin: Springer.

Eisen zu sparen — untersucht werden, welches Konstruktionsmaterial letztlich den Vorzug verdient.

Bei der Senkkastengründung genügt es nicht, die Stabilitätsuntersuchung für das fertige Bauwerk durchzuführen. Der Schwimmkasten kann während der Bauausführung (beim Zuwasserlassen im leeren oder teilweise gefüllten Zustand, oder beim Absenken, oder im abgesenkten Zustand) Beanspruchungen ausgesetzt sein, die größer sind, als im Endzustand des fertigen Bauwerkes. Die dabei in Betracht kommenden Belastungen werden für den im Beispiel gegebenen Senkkasten nachfolgend ermittelt.

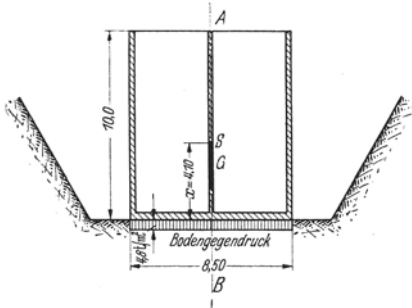


Abb. 68.

### 1. Im Dock (Abb. 68).

Nach Fertigstellung des Senkkastens ergibt sich als einzige Belastung der unter dem Einfluß des

Gewichtes hervorgerufene Bodengegendruck gegen die Kastensohle.

Gewicht eines Senkkastens:

$$\text{Sohle: } 8,50 \cdot 21,0 \cdot 0,45 \cdot 2,4 = 192,5 \text{ t}$$

$$\text{Außenwand: } [21,0 \cdot 2 + (8,50 - 2 \cdot 0,30) \cdot 2] \cdot (10,0 - 0,45) \times \\ \times 0,30 \cdot 2,4 = 398,0 \text{ t}$$

$$\text{Innenwände: } [(21,0 - 2 \cdot 0,30) + (8,50 - 2 \cdot 0,30 - 0,20) \cdot 5] \times \\ \times (10,0 - 0,45) \cdot 0,20 \cdot 2,4 = 270,0 \text{ t}$$

$$\underline{G = 860,5 \text{ t}}$$

Angriffspunkt der Gewichtsergebnierenden  $G$ :

Aus der Momentengleichung

$$860,5 \cdot x = 192,5 \cdot \frac{0,45}{2} + 398,0 \cdot \left( \frac{9,55}{2} + 0,45 \right) + 270,0 \left( \frac{9,55}{2} + 0,45 \right)$$

errechnet sich

$$x = 4,10 \text{ m,}$$

wobei  $x$  den Abstand des Angriffspunktes  $G$  von der Senkkasten-Unterfläche angibt.

Bei Annahme gleichförmiger Verteilung des Bodengegendruckes ergibt sich

$$\sigma = \frac{G}{F} = \frac{860,5}{8,5 \cdot 21,0} = 4,8 \text{ t/m}^2 = 0,48 \text{ kg/cm}^2.$$

**2. Transport zur Verwendungsstelle.**

Es sei angenommen, daß der Senkkasten nach Fertigstellung und Erhärtung zum Schwimmen gebracht wird, indem das behelfsmäßige Trockendock durch Öffnen eines Verschlusses unter Wasser gesetzt wird. Dieses Verfahren setzt natürlich voraus, daß das Trockendock tief genug ausgebaggert wird, so daß die Wassertiefe nach der Füllung ausreicht, den Senkkasten zum Schwimmen zu bringen. Damit ergibt sich die Frage nach der Bedingung für das Schwimmen.

Untersuchung auf Schwimmen.

Ein in das Wasser tauchender Körper vom Gewicht  $G$  erfährt einen Auftrieb  $A$ , der gleich ist dem Gewichte des von ihm verdrängten Flüssigkeitsvolumens. Solange  $G > A$ , sinkt der Körper. Er sinkt so tief ein, bis  $G = A$ , d. h. bis das Gewicht des Körpers gleich ist seiner Wasserverdrängung (Prinzip von Archimedes). Nun schwimmt der Körper. Bleibt bei vollkommenem Eintauchen des Körpers  $G > A$ , so ist der Körper nicht schwimmfähig; er geht unter.

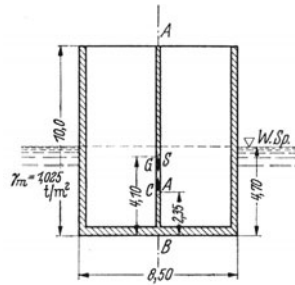


Abb. 69.

Damit also der Senkkasten schwimmt, muß  $G = A$  sein. Diese Bedingung setzt eine bestimmte Eintauchtiefe  $t$  des Schwimmkastens voraus. Für diese Eintauchtiefe  $t$  wird der Auftrieb  $A = \gamma_m \cdot b \cdot l \cdot t$

$$\gamma_m = 1,025 \text{ t/m}^3 \text{ (Meerwasser)}, \quad b = 8,50 \text{ m}, \quad l = 21,0 \text{ m},$$

$$G = 860,5 \text{ t} = A$$

Daraus

$$t = \frac{860,5}{1,025 \cdot 8,5 \cdot 21,0} = 4,70 \text{ m}.$$

Der fertige leere Senkkasten taucht also im schwimmenden Zustand 4,70 m tief ein. Da diese Tauchtiefe kleiner ist als die Höhe des Schwimmkastens, ist dessen Schwimmfähigkeit gewährleistet. Das Trockendock muß demnach so tief ausgebaggert werden, daß sich in ihm nach der Füllung ein Wasserstand ergibt, der größer als 4,70 m ist (gegebenenfalls Ausnutzung des Flutwasserstandes zum Abschleppen!) (vgl. hierzu auch S. 114).

Untersuchung auf Kentern.

Der schwimmende Senkkasten wird nun bei ruhigem Wetter nach der Verwendungsstelle geschleppt. Dabei muß Sicherheit dafür bestehen, daß kein Kentern eintritt, d. h. daß der Schwimmkasten, wenn er durch irgendwelche Einwirkungen (z. B. Wellen) aus seiner Ruhelage



(lotrechten Lage) gebracht wird, nicht umkippt, sondern sich wieder in die ursprüngliche Ruhelage (lotrechte Lage) zurückdreht. Dies ist nur der Fall, wenn in der Ruhelage kein labiles, sondern ein stabiles Gleichgewicht besteht. Das setzt für die Ruhelage voraus, daß  $G$  und  $A$  auf derselben Wirkungslinie liegen, also kein Moment bilden. Wenn der Senkkastenschwerpunkt  $S$  lotrecht unter dem Angriffspunkt des Auftriebes  $C$  liegt, ist dieses stabile Gleichgewicht immer vorhanden. Aber auch dann, wenn  $S$  über dem Angriffspunkt  $C$  des Auftriebes (Verdrängungsschwerpunkt) liegt (Abb. 69), ist ein solches stabiles Gleichgewicht möglich. Neigt sich nämlich der schwimmende Körper aus seiner aufrechten Ruhelage nach einer Seite, so hebt sich auf der einen Seite ein Teil des Schwimmkörpers aus dem Wasser heraus, während auf der anderen Seite ein ebenso großer Teil eintaucht (vgl. Abb. 70).

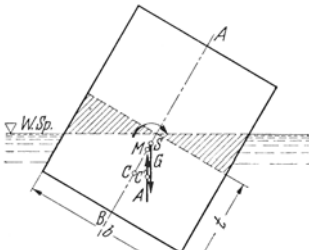


Abb. 70.

Dadurch tritt eine Verlagerung des Verdrängungsschwerpunktes  $C$  seitwärts nach  $C'$  ein. Am Schwimmkörper wirkt nun das Kräftepaar  $G$  (Schwimmkörpergewicht) und  $A$  (Auftrieb). Das hierdurch hervorgerufene Drehmoment kann nun den Schwimmkörper weiter nach der Seite drehen und zum Kentern bringen; es kann ihn aber auch in die ursprüngliche Ruhelage zurückdrehen, je nach dem Drehsinn des Drehmomentes. Da der Schwerpunkt des Schwimmkörpers seine

Lage nicht ändert<sup>1</sup>, hängt also der Drehsinn des bei der Seitwärtsdrehung des Schwimmkörpers aus der Ruhelage entstehenden Drehmomentes von der neuen Lage des Auftriebangriffspunktes  $C'$  ab. Schneidet das Lot durch  $C'$  die Achse  $A—B$  des Schwimmkörpers in einem Punkt  $M$ , der oberhalb des Schwerpunktes  $S$  liegt, so ergibt sich ein zurückdrehendes Moment, das den Schwimmkörper wieder aufrichtet, das Kentern also verhindert. Es ist dann stabiles Gleichgewicht gegeben. Liegt dagegen der Schnittpunkt  $M$  des Lotes durch  $C'$  mit  $A—B$  unterhalb von  $S$ , so ergibt sich ein Drehmoment, das eine weitere Verdrehung des Schwimmkörpers hervorruft; es tritt Kentern ein (Abb. 70). Die Lage von  $M$  ist also entscheidend für die Stabilität des Schwimmkörpers.

Den Punkt  $M$  bezeichnet man mit Metazentrum (Breitenmetazentrum). Der Abstand des Metazentrums  $M$  vom Angriffspunkt  $C$  des Auftriebes ist gegeben durch die Beziehung:

$$\overline{MC} = \frac{J_z}{V}$$

<sup>1</sup> Der Schwerpunkt kann sich verschieben, z. B. bei schlecht beladenen Schiffen, wenn etwa bei Seitwärtsschwanken des Schiffes Nutzlast (Fässer!) seitwärts rollt.

Dabei ist

$J_x$  = Trägheitsmoment der horizontalen Querschnittsfläche des Schwimmkörpers, die von der Wasserlinie (= Schnittlinie von Schwimmbene mit Schwimmkörperaußenwand) begrenzt ist, in bezug auf die längere Schwimmkörperachse.

$V$  = Wasserverdrängung.

Sicherheit gegen Kentern ist nun, wie schon oben gesagt, gegeben, wenn

$$\overline{MC} > \overline{SC} \quad (\overline{MC} = \overline{SC} \text{ Grenzfall!})$$

Wie liegen nun die Verhältnisse bei dem gegebenen Senkkasten? Es wird für  $l = 1,0$  m

$$\overline{MC} = \frac{J_x}{V} = \frac{l \cdot b^3}{b \cdot l \cdot t} = \frac{b^2}{12 \cdot t},$$

wobei  $t$  die Tauchtiefe des Schwimmkastens in der Ruhelage bedeutet.

Für  $b = 8,50$  m und  $t = 4,70$  m (siehe S. 111 und Abb. 69) wird

$$\overline{MC} = \frac{8,50^2}{12 \cdot 4,70} = 1,28 \text{ m.}$$

Andererseits ist (Abb. 69)

$$\overline{SC} = 4,10 - 2,35 = 1,75 \text{ m.}$$

Da  $\overline{MC} < \overline{SC}$  ist, liegt also  $M$  unterhalb  $S$  und der Schwimmkasten ist nicht kentersicher.

Um die Kentersicherheit zu erreichen, gibt es nun 2 Wege:

1. Verbreiterung des Senkkastens; denn dadurch wird  $\overline{MC}$  größer (siehe oben die allgemeine Beziehung für  $\overline{MC}$ !). Dieses Mittel ist hier untauglich, da es zu einer starken Verteuerung der Bauanlage führt, ohne daß dies für die Stabilität der in Betracht kommenden Seemole notwendig ist.

2. Verlagerung des Schwerpunktes  $S$  nach unten (unter Beibehaltung der Senkkastenausmaße) durch Ballastzugabe, etwa durch teilweise Füllung mit Sand. Da der Schwimmkasten an der Verwendungsstelle an und für sich mit Sand gefüllt wird, ist dieses Mittel für die Gewährleistung der Kentersicherheit das zweckdienlichste, weil es keine zusätzlichen Kosten erfordert.

Stellen wir uns dabei weiter die Forderung, daß  $M$  etwa 40 bis 50 cm über  $S$  liegt, daß also die metazentrische Höhe  $MS = \overline{MC} - \overline{SC} = 0,40$  bis  $0,50$  m wird, dann ergibt sich für den Sandballast eine Schichtdicke  $z = 0,60$  m bei vollkommen gleichförmiger Verteilung.

Sandgewicht:  $(8,50 - 0,80) \cdot (21,0 - 1,60) \cdot 0,6 \cdot 2,2 = 197$  t, wenn das Einheitsgewicht des nassen Sandes  $\gamma_s = 2,2$  t/m<sup>3</sup> beträgt.

Für die Lage des Senkkasten-Schwerpunktes ergibt sich (Abb. 71):

$$(197 + 860,5) \cdot x = 860,5 \cdot 4,10 + 197 \cdot \left(0,45 + \frac{0,60}{2}\right)$$

$$x = \frac{3677,5}{1057,5} = 3,48 \text{ m.}$$

Die Tauchtiefe  $t$  wird nun

$$t = \frac{1057,5}{1,025 \cdot 8,5 \cdot 21,0} = 5,78 \text{ m}$$

und

$$\overline{MC} = \frac{8,50^2}{12 \cdot 5,78} = 1,04 \text{ m.}$$

Somit beträgt die metazentrische Höhe  $\overline{MS}$ :

$$\overline{MS} = \overline{MC} - \overline{SC} = 1,04 - \left(3,48 - \frac{5,78}{2}\right) = 0,45 \text{ m.}$$

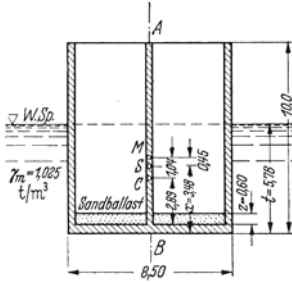


Abb. 71.

Diese metazentrische Höhe wird je nach dem gegebenen Fall bzw. dem gegebenen Zweck verschieden gewählt. Bei seetüchtigen Schiffen schwankt sie zwischen 0,30 und 1,40 m (Schnelldampfer 0,3 – 0,7 m), Segelschiffe 1,0 – 1,4 m, Kriegsschiffe 0,8 – 1,2 m). Da wir den Senkkasten zur Verwendungsstelle verbringen können, wenn die Verhältnisse des Seeganges günstig sind, wird die metazentrische Höhe von 0,45 m als sichergehend betrachtet. Sie läßt sich natürlich vergrößern durch Vergrößerung des Sandballast. Unter 0,30 m für die metazentrische Höhe wird man bei Senkkästen nicht gehen.

Bei  $\overline{MS} = 0,45 \text{ m}$ , d. h. also bei der Tauchtiefe  $t = 5,78 \text{ m}$  muß die Sohle des Docks für die Herstellung der Schwimmkasten mindestens 6,0 m unter dem Wasserspiegel liegen, der sich bei Öffnen des Docks einstellt, damit der Kasten aufschwimmen kann und gleichzeitig sicher gegen Kentern ist.

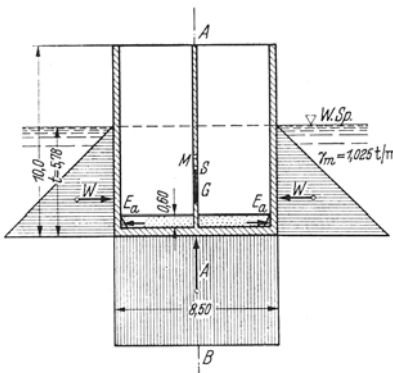


Abb. 72.

Auftretende Belastungen während des Schleppweges zur Verwendungsstelle:

Auf die 4 Seitenwände des Senkkastens wirkt von außen je lfd. m Wand der Wasserdruck

$$W = \gamma_m \cdot \frac{t^2}{2} = 1,025 \cdot \frac{5,78^2}{2} = 17,1 \text{ t}$$

bei dreieckförmiger Verteilung (Abbild. 72).

Von unten nach oben wirkt auf jeden Querstreifen von 1,0 m Breite der Auftrieb  $A = 1,025 \cdot 5,78 \cdot 8,5 \cdot 1,0 = 49,1 \text{ t}$ .

Auf der Senkkastensohle lastet die 0,60 m starke Sandschicht mit einem Gewicht von  $\frac{197}{21,0} = 9,38$  t für jeden Querstreifen des Kastens von 1,0 m Breite.

Der Sand verursacht auf die Seitenwände einen nach außen wirkenden aktiven Erddruck. Für  $\gamma_s = 2,2$  t/m<sup>3</sup>,  $\rho = 35^\circ$ ,  $\delta = 0^\circ$  wird nach Tabelle 1 des Anhanges  $\lambda_a = 0,272$  und der Erddruck  $E_a = \frac{1}{2} \cdot 2,2 \cdot 0,272 \cdot 0,60^2 = 0,11$  t je lfd. m Kastenlängswand.

### 3. Absenken.

An der Verwendungsstelle wird nun Senkkasten neben Senkkasten abgesenkt, indem deren Hohlräume mit Sand nach und nach gefüllt werden. Die Tauchtiefe  $t$  nimmt dabei zu von  $t = 5,78$  m bis  $t = 8,50$  m (Senkkasten sitzt auf). Den Anfangszustand hinsichtlich der dabei auftretenden Belastungen gibt Abb. 72, den Endzustand Abb. 74, einen Zwischenzustand während des Versenkens ( $z = 1,50$  m Sandfüllung) die Abb. 73.

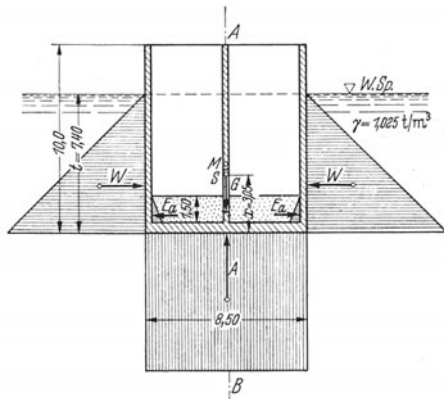


Abb. 73.

Für diesen Zwischenzustand ergibt sich:

Sandgewicht:

$$G_s = 197,0 \cdot \frac{1,50}{0,60} = 492,5 \text{ t.}$$

Lage des Schwerpunktes  $x$  des Senkkastens (einschl. der Sandfüllung):

$$860,5 \cdot 4,10 + 492,5 \left( 0,45 + \frac{1,50}{2} \right) = (860,5 + 492,5) \cdot x = 1353,0 \cdot x$$

$$x = \frac{4131,0}{1353,0} = 3,05 \text{ m.}$$

Tauchtiefe:  $t = \frac{1353,0}{1,025 \cdot 8,5 \cdot 21,0} = 7,40 \text{ m}$

$$\overline{MC} = \frac{8,50^2}{12 \cdot 7,40} = 0,81 \text{ m.}$$

Belastungen:

$$W = 1,025 \cdot \frac{7,40^2}{2} = 28,1 \text{ t je lfd. m Senkkasten.}$$

$$A = 1,025 \cdot 7,40 \cdot 8,50 \cdot 1,0 = 64,5 \text{ t je lfd. m Senkkasten,}$$

da  $A = G$ , ergibt sich der Auftrieb je lfd. m Senkkasten auch

$$\text{aus } A = \frac{1353,0}{21,0} = 64,5 \text{ t}$$

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot 2,2 \cdot 0,272 \cdot 1,50^2 = 0,67 \text{ t je lfd. m Senkkasten.}$$

4. Endzustand des Absenkens.

(Kasten sitzt gerade auf.)

Der Endzustand des Absenkens ist gerade erreicht, wenn sich der Boden des Schwimmkastens auf der Steinschüttung aufzusetzen beginnt, wenn also die Tauchtiefe  $t$  den Wert 8,50 m erreicht (Abb. 74). Für diesen Grenzzustand des Schwimmens gilt noch die Beziehung  $G = A$ .  $G$  setzt sich zusammen aus dem

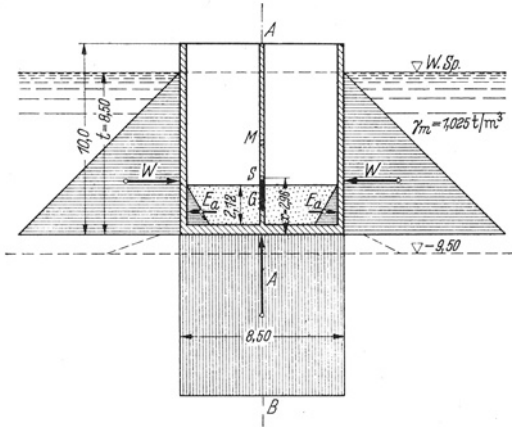


Abb. 74.

Konstruktionsgewicht des Kastens ( $G_K = 860,5 \text{ t}$ ) und aus dem Gewicht  $G_s$  des Sandballasts von der zunächst unbekanntem Füllhöhe  $z$ .  $G_s$  läßt sich ausdrücken durch

$$G_s = 197,0 \cdot \frac{z}{0,60},$$

da sich bei  $z = 0,60 \text{ m}$  Füllhöhe ein Gewicht des Sandballasts von  $197,0 \text{ t}$  ergab. Der Auftrieb ist bei  $8,50 \text{ m}$  Tauchtiefe gegeben durch

$$A = 1,025 \cdot 8,50 \cdot 8,50 \cdot 21,0 = 1555 \text{ t.}$$

Damit ist also

$$860,5 + 197 \cdot \frac{z}{0,60} = 1555,0 \text{ t,}$$

daraus

$$z = \frac{(1555,0 - 860,5) \cdot 0,60}{197} = 2,12 \text{ m.}$$

Angriffspunkt von  $G$ :

$$860,5 \cdot 4,10 + 197 \cdot \frac{2,12}{0,60} \left( 0,45 + \frac{2,12}{2} \right) = \left( 860,5 + 197 \cdot \frac{2,12}{0,60} \right) \cdot x.$$

Somit:

$$x = \frac{4600}{1555} = 2,96 \text{ m.}$$

$$\overline{MC} = \frac{8,50^2}{12 \cdot 8,50} = \frac{8,50}{12} = 0,71 \text{ m.}$$

Dabei beachte man, daß der Schwerpunkt  $S$  jetzt bereits um  $1,29 \text{ m}$  unter dem Angriffspunkt  $C$  des Auftriebes liegt

$$\left( \frac{t}{2} = \frac{8,50}{2} = 4,25 \text{ m, } x = 2,96 \text{ m; } \text{daher } \frac{t}{2} - x = 4,25 - 2,96 = 1,29 \text{ m} \right).$$

Belastungen:

$$W = 1,025 \cdot \frac{8,50^2}{2} = 37 \text{ t je lfd. m Senkkasten}$$

$$A = \frac{1555,0}{21,0} = 74,0 \text{ t je lfd. m Senkkasten}$$

$$E_a = 2,2 \cdot \frac{2,12^2}{2} \cdot 0,272 = 1,35 \text{ t je lfd. m Senkkasten.}$$

Wie man sieht, ergibt sich für die untersuchten Belastungszustände die ungünstigste Belastung der Kastensohle für den Schwimmzustand und während des Transportes, dagegen die ungünstigste Belastung der Seitenwände im Augenblick des Aufsitzens auf dem Grundbau (Endzustand des Absenkens).

Mit dem Fortschreiten der Füllung des Schwimmkastenhohlraumes mit Sand wächst  $G$  und  $E_a$ , während  $A$  und  $W$  konstant bleiben. Damit tritt eine Entlastung der Seitenwände ein, während der Auflagerdruck auf den Untergrund und damit der Bodengegendruck anwachsen.

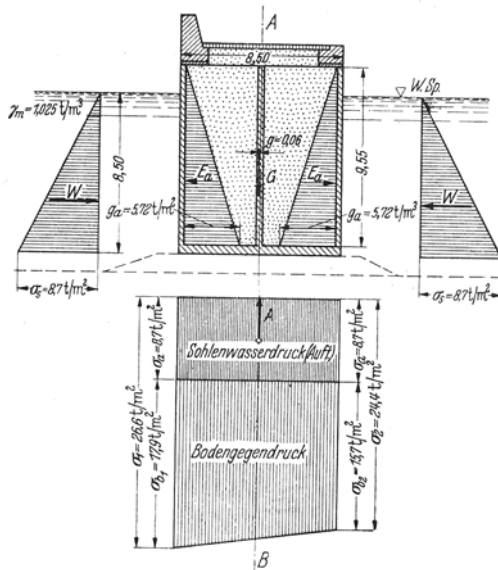


Abb. 75.

Nach vollständiger Fertigstellung der Mole ergeben sich bei ruhiger See die in Abb. 75 dargestellten Belastungen.

Diese ermitteln sich wie folgt:

a) Molengewicht  $G$ :

$$\text{Eisenbetonkonstr. des Kastens } G_k = 860,0 \text{ t}$$

$$\text{Sandballast im Kasten } G_s = 197 \cdot \frac{9,55}{0,60} = 3140,0 \text{ t}$$

$$\text{Aufbau } G_a = 2,3 \cdot 1,18 \cdot 8,50 \cdot 21,0 = 484,5 \text{ t}$$

$$\text{Senkkasten + Aufbau} = 4484,5 \text{ t}$$

$$\text{Brüstung } G_b = 2,2 \cdot 1,5 \cdot 1,0 \cdot 21,0 = 72,5 \text{ t}$$

$$G = 4557,0 \text{ t}$$

Lage des Angriffspunktes:

$$4484,5 \cdot \frac{8,50}{2} + 72,5 \cdot \left( \frac{8,50}{2} + 3,75 \right) = 4557,0 \cdot x$$

$$x = \frac{19050 + 580}{4557} = \frac{19630}{4557} = 4,31 \text{ m.}$$

Exzentrizität:  $g = 4,31 - \frac{8,50}{2} = 0,06 \text{ m.}$

b) Randspannungen aus Eigengewicht:

$$\sigma = \frac{P}{b} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{b} \right)$$

$$P = \frac{4557}{21,0} = 217 \text{ t je lfd. m Mole}$$

$$\sigma = \frac{217}{8,50} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot 0,06}{8,50} \right) = 25,5 (1 \pm 0,042)$$

$$\sigma_1 = 25,5 \cdot 1,042 = 26,6 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 25,5 \cdot 0,958 = 24,4 \text{ t/m}^2.$$

c) Sohlenwasserdruck (Auftrieb):

$$\sigma_a = 8,5 \cdot 1,025 = 8,7 \text{ t/m}^2,$$

d) Bodengegendruck:

$$\sigma_{b_1} = \sigma_1 - \sigma_a = 26,6 - 8,7 = 17,9 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{b_2} = \sigma_2 - \sigma_a = 24,4 - 8,7 = 15,7 \text{ t/m}^2.$$

e) Seitenwasserdruck in 8,5 m Tiefe unter W.Sp.:

$$\sigma_s = \sigma_a = 8,7 \text{ t/m}^2$$

$$W = 8,7 \cdot \frac{8,5}{2} = 37 \text{ t je lfd. m Mole.}$$

f) Silodruck der Sandfüllung:

$$g_a = 2,2 \cdot 0,272 \cdot 9,55 = 5,72 \text{ t/m}^2$$

$$E_a = 5,72 \cdot \frac{9,55}{2} = 27,3 \text{ t je lfd. m Mole.}$$

## 5. Stabilitätsuntersuchung der Seemole bei Wellenangriff.

Der unter 4. behandelte Belastungsfall für die fertiggestellte Mole bei ruhiger See (Abb. 75) stellt einen Fall dar, der bei Molen an der offenen See praktisch ohne Bedeutung ist. Denn es ist ja der Hauptzweck einer Seemole, die Gewalten des Seeganges von den dahinterliegenden Schiffsanlagen fernzuhalten. Das schließt aber in sich, daß sie selbst voll und ganz den zerstörenden Wirkungen der Wellen ausgesetzt sind und deshalb so gebaut sein müssen, daß sie auf die Dauer diesen Beanspruchungen standzuhalten vermögen<sup>1</sup>. Dies setzt aber die Kenntnis der von den Wellen ausgeübten Kräfte voraus.

<sup>1</sup> Genaueres über Molenkonstruktionen und ihre Beanspruchungen siehe z. B. in W. Bilfinger: Molenbau und Wellenwirkung. Dissertation München 1934.

Während es nun bisher noch nicht gelungen ist, die Kräfte brandender Wellen, die stets bei Bauwerken mit geböschten Seitenwänden auftreten, rechnerisch zu erfassen, liegen die Verhältnisse für Bauwerke mit steiler Wand, die in größere Tiefe unter den Wasserspiegel reicht, günstiger. Im letzteren Fall branden nämlich die Wellen nicht, sondern sie werden zurückgeworfen unter Bildung einer sog. Kabbelsee.

Von dieser beobachteten Erscheinung ausgehend hat Sainflou<sup>1</sup> Formeln hergeleitet, welche eine rechnerische Erfassung der Wasserbewegung vor einer senkrechten Wand ermöglichen. Modellversuche und Messungen mit Wellenstoßmessern haben die Übereinstimmung der theoretischen Ansätze mit der Wirklichkeit hinreichend bestätigt.

Nach Sainflou ergibt sich, daß die Schwingungsebene der Wasserbewegung vor der Wand um den Betrag  $h_0$  über dem ruhenden Wasserspiegel liegt, und daß die Wellen an der senkrechten Wand sich

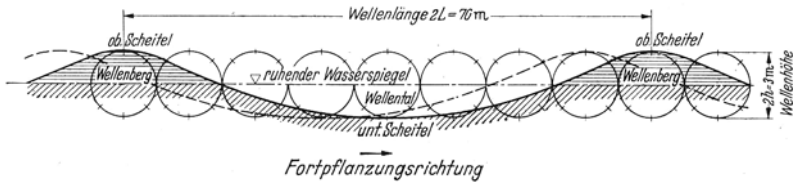


Abb. 76.

um die volle Wellenhöhe  $2h$  über die Schwingungsebene erheben bzw. um den gleichen Betrag unter diese Ebene herunterschwingen.

Bezeichnet (Abb. 76)  $2L =$  Wellenlänge,

$2h =$  Wellenhöhe auf offener See,

$H =$  Meerestiefe vor der senkrechten Wand,

dann wird

$$h_0 = \frac{\pi \cdot (2h)^2}{2L} \cdot \frac{\cos\left|\frac{\pi \cdot H}{L}\right|}{\sin\left|\frac{\pi \cdot H}{L}\right|} *.$$

Für den Über- oder Unterdruck am Fuße der senkrechten Wand ermittelt Sainflou den Wert

$$a = \frac{2h}{\cos\left|\frac{\pi \cdot H}{L}\right|} * \quad (\text{vgl. Abb. 77}).$$

Die rechten Seiten der beiden Gleichungen hängen lediglich von den Abmessungen der ankommenden Welle ab. Sind diese bekannt, so lassen sich  $h_0$  und  $a$  und damit die Drücke einer Welle auf eine senkrechte Wand bestimmen.

<sup>1</sup> Sainflou: Ann. Ponts Chauss. 1928 und Genie civ. 1929.

\* Tabellen für die hier vorkommenden hyperbolischen Funktionen finden sich z. B. in Foerster: Taschenbuch für Bauingenieure, 4. Aufl. I. Teil S. 38ff.



Wie ist  $H$  in der Rechnung anzusetzen? Sitzt die Mole unmittelbar auf festem (felsigen) Untergrund auf, dann ist natürlich auch  $H$  bis zum Untergrund anzusetzen. Bei Molen, die auf Steinschüttungen sitzen, ist es empfehlenswert,  $H$  nur bis zur Unterkante der steilen Wand zu rechnen, da auch steile Böschungen der Steinschüttung mit der Zeit flach und schmale Bermen durch Nachschüttungen breit werden können.

Wichtig für die Standsicherheit von Molen mit senkrechter Wand ist die Festsetzung der Tiefe der Unterkante des steilen Bauteiles. Der XVI. Internationale Schiffahrtskongreß in Brüssel 1935<sup>1</sup> empfiehlt hierfür mindestens das Anderthalbfache der größten zu erwartenden Wellen zu wählen.

Der Auftrieb (Sohlenwasserdruck) ist natürlich voll anzusetzen, wo das Wasser von unten her Druck ausüben kann. Dies ist bei Steinschüttungen immer der Fall. Aber auch bei Molen, die dicht auf Fels aufsitzen, und bei denen die Schlußkraft im Kern verbleibt<sup>2</sup>, sollte man — nach den Erfahrungen an Talsperren, die auf Fels fundiert sind — den vollen Auftrieb wenigstens für ruhende Wasserspiegel berücksichtigen. Besonders wichtig ist dies im Hinblick auf die Gleitsicherheit, die durch den Auftrieb natürlich verkleinert wird. Der XVI. Intern. Schiffahrtskongreß empfiehlt, den Gleitwiderstand vorsichtig anzusetzen ( $\mu \sim 0,5$  bis  $0,6$ , nicht größer).

Bei Verwendung großer Blöcke und Senkkästen auf Steinschüttung muß hinsichtlich der Gleitsicherheit auch bedacht werden, daß die Auflagerung zunächst oft nur auf einzelnen Punkten gegeben ist (labile Auflagerung), besonders wenn die Steinschüttung aus groben Brocken besteht. In solchem Falle ist eine Seitenbewegung bei grober See natürlich leichter möglich als bei vollkommener Flächenauflagerung. Meist wird dann erst durch die Bewegung des Aufbaues die Schüttung so zusammengequetscht, daß nunmehr gute Auflagerung und damit ausreichende Gleitsicherheit eintritt. Es empfiehlt sich deshalb, die obere Schicht der Schüttung aus kleineren Steinbrocken zu bilden, um eine stabile Flächenauflagerung von Anfang an zu gewährleisten.

#### Standsicherheitsuntersuchung.

Für Wellen von  $2L = 70$  m und  $2h = 3,0$  m (Abb. 76) wird

$$h_0 = \frac{\pi \cdot (3,0)^2}{70} \cdot \frac{\cos \frac{\pi \cdot 8,50}{35}}{\sin \frac{\pi \cdot 8,50}{35}}.$$

<sup>1</sup> Z. des Ständigen Verbandes der Schiffahrtskongresse 1935 Heft 20 S. 58ff.

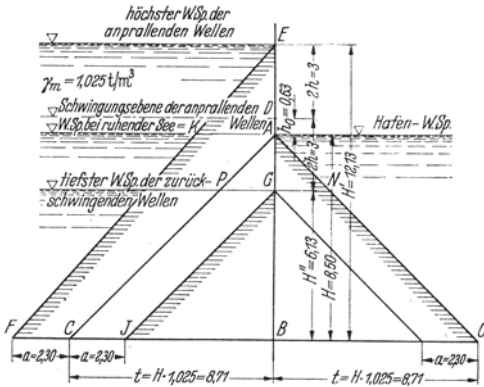
<sup>2</sup> Liegt die Schlußkraft außerhalb des Kerns, dann klafft die Bodenfuge und das eintretende Wasser verursacht Sohlenwasserdruck.

Dabei ist  $H$  nur bis Unterkante der lotrechten Mauer gemessen, also mit 8,50 m angesetzt.

$$h_0 = 0,405 \cdot \frac{\cos 0,763}{\sin 0,763} = 0,405 \cdot \frac{1,3055}{0,8392} = 0,63 \text{ m}$$

$$a = \frac{3,0}{\cos \frac{\pi \cdot 8,50}{35}} = \frac{3,0}{1,3055} = 2,30 \text{ t.}$$

Die sich daraus ergebenden Gesamtwasserdruckverhältnisse sind in Abb. 77 aufgetragen. Zur besseren Veranschaulichung des Wasserüberdruckes in Richtung



$$H' = H + h_0 + 2h = 8,50 + 0,63 + 3,0 = 12,13 \text{ m}$$

$$H'' = H + h_0 - 2h = 8,50 + 0,63 - 3,0 = 6,13 \text{ m}$$

Abb. 77.

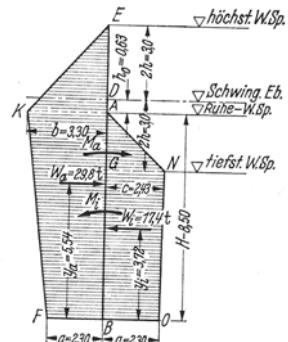


Abb. 78.

von der See zum Hafen bei Höchststand der Welle vor der Mauer bzw. des Wasserüberdruckes in Richtung vom Hafen zur See bei Tiefstand des Wellenspiegels vor der Mauer wird die Abb. 78 zugefügt. Dabei ist (vgl. Abb. 77)

$$\overline{KA} = b = \frac{t + a}{H'} (2h + h_0) = \frac{11,01}{12,13} \cdot 3,63 = 3,30 \text{ t}$$

und

$$\overline{GN} = c = \frac{t}{H} (2h - h_0) = \frac{8,71}{8,50} \cdot 2,37 = 2,43 \text{ t.}$$

Äußerer Wasserüberdruck:

$$W_a = \frac{H' \cdot (t + a)}{2} - \frac{H \cdot t}{2}$$

$$= \frac{12,13 (8,71 + 2,30)}{2} - \frac{8,50 \cdot 8,71}{2}$$

$$= 66,8 - 37,0$$

$$= 29,8 \text{ t je lfd. m Mole.}$$

Innerer Wasserüberdruck:

$$\begin{aligned}
 W_i &= \frac{H \cdot t}{2} - \frac{H''(t-a)}{2} \\
 &= \frac{8,5 \cdot 8,71}{2} - \frac{6,13 \cdot 6,41}{2} \\
 &= 37,0 - 19,6 \\
 &= 17,4 \text{ t je lfd. m Mole.}
 \end{aligned}$$

Kippmomente von  $W_a$  und  $W_i$  in bezug auf die Fundamentfuge:

$$\begin{aligned}
 M_a &= \frac{H'(t+a)}{2} \cdot \frac{H'}{3} - \frac{H \cdot t}{2} \cdot \frac{H}{3} \\
 &= 66,8 \cdot \frac{12,13}{3} - 37,0 \cdot \frac{8,50}{3} \\
 &= 270,0 - 104,8 \\
 &= 165,2 \text{ tm.} \\
 M_i &= \frac{H \cdot t}{2} \cdot \frac{H}{3} - \frac{H''(t-a)}{2} \cdot \frac{H''}{3} \\
 &= 37,0 \cdot \frac{8,50}{3} - 19,6 \cdot \frac{6,13}{3} \\
 &= 104,8 - 40,0 \\
 &= 64,8 \text{ tm.}
 \end{aligned}$$

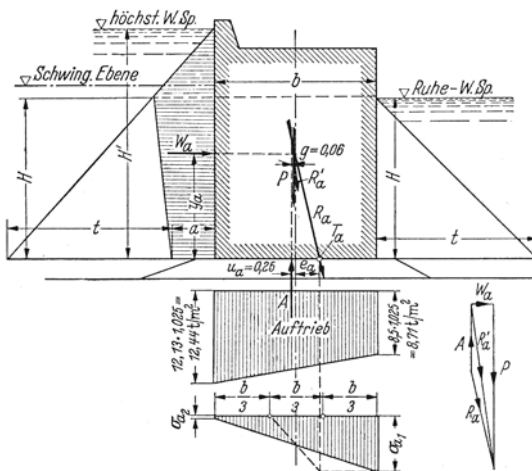


Abb. 79.

Lage des Angriffspunktes der Wasserdrücke  $W_a$  und  $W_i$  (Abb. 79):

$$y_a = \frac{M_a}{W_a} = \frac{165,2}{29,8} = 5,54 \text{ m}$$

$$y_i = \frac{M_i}{W_i} = \frac{64,8}{17,4} = 3,72 \text{ m.}$$

Stabilität:

I. Bei äußerem Wasserüberdruck (Abb. 79).

Damit das System im Gleichgewicht ist, muß für den Durchstoßpunkt der Resultierenden  $R$  im Punkt  $T_a$  der Bodenfuge gelten:

$$P \cdot (e_a + 0,06) = A(e_a + u_a) + W_a \cdot y_a = A(e_a + u_a) + M_a$$

$$P = \text{Molengewicht je lfd. m} = \frac{G}{21,0} = \frac{4557,0}{21,0} = 217 \text{ t/m},$$

$A$  = Auftrieb (Sohlenwasserdruck) für die in Abb. 79 eingetragenen Wasserstände vor und hinter der Mauer,

$$\begin{aligned} A &= \frac{H' + H}{2} \cdot b \cdot \gamma_m \\ &= \frac{12,13 + 8,50}{2} \cdot 8,5 \cdot 1,025 \\ &= 89,8 \text{ t je lfd. m Mole}, \end{aligned}$$

$u_a$  = Abstand der Kraft  $A$  von Mitte Bodenfuge,

$$u_a = 4,25 - \frac{8,5}{3} \cdot \frac{12,44 + 2 \cdot 8,71}{12,44 + 8,71} = 4,25 - 4,00 = 0,25 \text{ m}.$$

Somit

$$217,0 (e_a + 0,06) = 89,8 (e_a + 0,25) + 165,2.$$

Daraus

$$\text{Exzentrizität } e_a = \frac{165,2 + 89,8 \cdot 0,25 - 217 \cdot 0,06}{217,0 - 89,8} = \frac{171,6}{127,2} = 1,35 \text{ m}.$$

Randspannungen:

$$\begin{aligned} \sigma_a &= \frac{N}{b} \left( 1 \pm \frac{6e_a}{b} \right) = \frac{P-A}{b} \left( 1 \pm \frac{6e_a}{b} \right) \\ &= \frac{217,0 - 89,8}{8,5} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot 1,35}{8,50} \right) \\ &= 14,96 (1 \pm 0,95) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{a1} &= 14,96 \cdot 1,95 = 29,2 \text{ t/m}^2 < \\ &< 50,0 \text{ t/m}^2 \text{ (Grenzwert)} \end{aligned}$$

$$\sigma_{a2} = 14,96 \cdot 0,05 = 0,7 \text{ t/m}^2.$$

Für die Stabilität erforderliche Reibungsziffer:

$$\begin{aligned} \text{tg } \varrho = \mu &= \frac{W_a}{N} = \frac{W_a}{P-A} = \frac{29,8}{127,2} \\ &= 0,234 < 0,5 \text{ bis } 0,6. \end{aligned}$$

II. Bei innerem Wasserüberdruck (Abb. 80).

Für Punkt  $T_i$  als Momentenpunkt muß bei Gleichgewicht gelten:

$$P \cdot (e_i - 0,06) = A (u_i + e_i) + W_i y_i = A (u_i + e_i) + M_i$$

$$P = 217 \text{ t/m}$$

$A$  = Auftrieb für die Wasserstände der Abb. 80

$$= \frac{H'' + H}{2} \cdot b \cdot \gamma_m$$

$$= \frac{6,13 + 8,50}{2} \cdot 8,5 \cdot 1,025$$

$$= 63,8 \text{ t/je lfd. m Mole}$$

$$u_i = 4,25 - \frac{8,50}{3} \cdot \frac{8,71 + 2 \cdot 6,28}{8,71 + 6,28} = 4,25 - 4,02 = 0,23 \text{ m}.$$

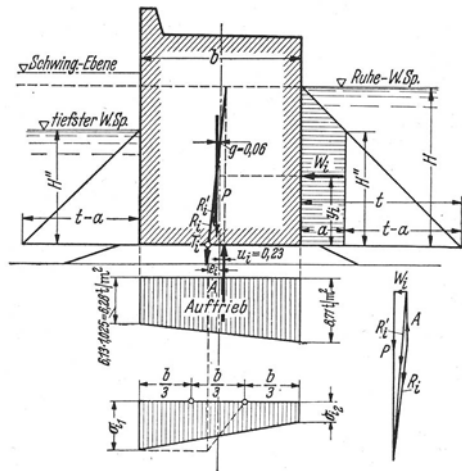


Abb. 80. Belastung bei Tiefstand der Welle.

Somit

$$217,0 (e_i - 0,06) = 63,8 (0,23 + e_i) + 64,8$$

$$\text{Exzentrizität } e_i = \frac{64,8 + 63,8 \cdot 0,23 + 217,0 \cdot 0,06}{217,0 - 63,8} = \frac{92,5}{153,2} = 0,60 \text{ m.}$$

Randspannungen:

$$\sigma_i = \frac{217,0 - 63,8}{8,5} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot 0,60}{8,50} \right)$$

$$= 18,02 (1 \pm 0,42)$$

$$\sigma_{i1} = 18,02 \cdot 1,42 = 25,6 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{i2} = 18,02 \cdot 0,58 = 10,4 \text{ t/m}^2$$

$$\text{tg } \varrho = \mu = \frac{W_i}{N} = \frac{W_i}{P-A} = \frac{17,4}{153,2} = 0,101.$$

Aus den Ergebnissen der Rechnung kann also für die gewählten Abmessungen der Mole deren Standsicherheit angenommen werden bei Beanspruchung durch Wellen mit der Charakteristik  $2h = 3,0 \text{ m}$  und  $2L = 70 \text{ m}$ . In den Fällen der Praxis ist es oft sehr schwierig, verlässige Unterlagen für die an der Molenstelle vorkommenden höchsten Wellen zu beschaffen, abgesehen davon, daß auf Erdbeben zurückzuführende Wellen über die an der Stelle sonst übliche Größe weit hinaus gehen können. Das dadurch mögliche starke Auseinandergehen der Annahmen und der wirklichen Verhältnisse macht es unerläßlich, für einen ausreichenden Sicherheitszuschlag bei der Rechnung zu sorgen, der hier über das sonst bei Ingenieurbauten übliche Maß hinausgeht.

Für die im vorliegenden Beispiel gegebene Seemole werden die Grenzen der Standsicherheit überschritten bei Wellen von etwa  $2h \sim 4,5 \text{ m}$ . Für eine Welle  $2h = 4,0 \text{ m}$  und  $2L = 100 \text{ m}$  ergeben sich z. B. folgende Werte:

$$h_0 = 1,03 \text{ m}; a = 3,49 \text{ t}; H' = 13,53 \text{ m}; H'' = 5,53 \text{ m}.$$

$$W_a = 45,6 \text{ t/m}; W_i = 22,6 \text{ t/m}; M_a = 267 \text{ tm}; M_i = 78,4 \text{ tm}.$$

$$y_a = 5,85 \text{ m}; y_b = 3,47 \text{ m}; A = 96 \text{ t}; u_a = 0,26 \text{ m}; e_a = 2,31 \text{ m}.$$

$$\xi_a = 4,25 - 2,31 = 1,94 \text{ m} < \frac{8,50}{3};$$

d. h. die Schlußkraft liegt außerhalb des Kerns.

Daher

$$\sigma_{a1} = \frac{2}{3} \cdot \frac{N}{\xi_a} = \frac{2}{3} \cdot \frac{121,0}{1,94} = 41,5 \text{ t/m}^2$$

$$\text{tg } \varrho = \mu = \frac{45,6}{121,0} = 0,378 \text{ entspr. } \varrho \sim 21^\circ,$$

d. h. die Werte  $\sigma_{a1}$  und  $\mu$  nähern sich bereits den zulässigen Grenzwerten.

## Aufgabe 7. Senkbrunnen.

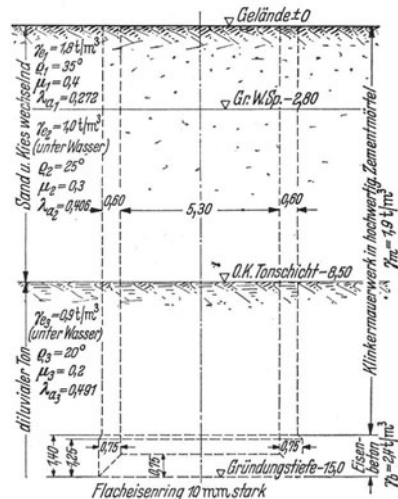
Ein Sammelbrunnen für das Wasserwerk einer Stadt wird mittels „Brunnengründung“ auf 15 m Tiefe versenkt. Der Querschnitt ist kreisförmig. Die Wände des Brunnens werden aus Klinkermauerwerk in hochwertigem Zementmörtel erstellt, um den Brunnen dicht zu machen. Zur Verminderung der Reibung werden die Außenflächen mit einem Putz aus fettem, gut geglättetem Zementmörtel versehen. Der Brunnenkranz (Brunnenschling) besteht aus Eisenbeton und ist durch lotrechte Rundenisenanker mit dem Klinkermauerwerk verbunden. Er ruht unten mit einem Flacheisenring von 10 mm Stärke auf dem Untergrund auf. Die Maße des Brunnens und die Bodenkennkonstanten sind in Abb. 81 gegeben.

Es sollen die bei der Bauausführung auftretenden Kräfte ermittelt werden!

### Lösung<sup>1</sup>.

Zunächst: Was ist eine „Brunnengründung“?

Unter „Brunnengründung“ versteht man ein Gründungsverfahren, bei dem ein oben und unten offener Hohlkörper (Brunnen) von beliebiger Grundrißform unter der Wirkung seines Gewichtes (gegebenenfalls unter Mitwirkung einer zusätzlichen Auflast) dadurch in den Boden abgesenkt wird, daß das Bodenmaterial im Inneren des Hohlkörpers unten beim Brunnenkranz mit Greifern oder mit Eimerbaggern mit lotrechten Leitern stetig abgegraben und herausbefördert wird. Für das Verfahren ist es gleichgültig, aus welchem Baustoff der Hohlkörper hergestellt ist (Holz, Eisen, Beton, Eisenbeton, Mauerwerk). Die Herausbeförderung des Bodenmaterials kann entweder unter Wasser erfolgen oder im Trockenen durch Abpumpen des in den Brunnen eindringenden Wassers. Diese Entscheidung hängt natürlich von den jeweils gegebenen Wasserverhältnissen ab. Nach Erreichung der notwendigen Tiefe wird der Brunnen entweder nur unten geschlossen (mit oder ohne Sickerschlitzen, je nachdem, ob es ein Wassergewinnungs- oder ein Sammelbrunnen für Wasserversorgung ist) oder aber es wird der



<sup>1</sup> Vgl. auchz. B. Brennecke-Lohmeyer: Grundbau Bd.3(1934). Franzius: Grundbau 1927. Schoklitsch: Grundbau 1932.

Hohlkörper gänzlich ausgefüllt, wenn es sich um ein ausgesprochenes „Grundwerk“ handelt.

Dieses Gründungsverfahren eignet sich besonders für stark wasserhaltige, aber gleichmäßige und hindernisfreie Böden für Absenkungen bis etwa 15 m bis zum tragfähigen Baugrund. In besonders günstigen Fällen, wenn Wasserhaltung möglich, sind auch wesentlich größere Gründungstiefen erreicht worden. In den meisten Fällen dagegen werden die Kosten bei größeren Tiefen als 15 m für Brunnen höher als für Druckluftgründungen<sup>1</sup>.

Voraussetzung für die Anwendung einer Brunnengründung ist die peinliche Sondierung des Baugrundes auf eingelagerte Hindernisse durch enggesetzte Bohrlöcher (Abstand derselben gegebenenfalls nur 4 bis 5 m).

Die gegebene Anwendung der Brunnengründung liegt bei der Herstellung von Sammelbrunnen oder Klärbehältern vor, weil das eigentliche Bauwerk selbst schon ein Brunnen ist. Darüber hinaus werden die Grundwerke von Pfeilern aller Art, von Brücken, Kranauflagerungen, Pfeilerunterstützungen großer Gebäude, aber auch von Molen an der See im freien Wasser vielfach durch Brunnengründungen erstellt unter Benutzung von Schwerlastkränen. Auch da, wo der Boden das Rammen von Spundwänden erschwert oder ganz unmöglich macht, z. B. bei schweren Mergelschichten (Mergel = kalkhaltige Tonschichten) und wo gleichzeitig keine ernstlichen Hindernisse (z. B. Findlinge usw.) im Boden eingelagert sind, ist die Brunnengründung der Gründung zwischen Spundwänden überlegen. Wegen der gesundheitlichen Gefahren der Druckluftgründungen für die Arbeiter sollte sie — wo immer möglich — diese Gründungsart ersetzen.

Baulich seien noch folgende kurze Hinweise gegeben: Der eigentliche Brunnen ruht auf einem Brunnenkranz (Schling, Schneide), der die Aufgabe hat, einmal das Eindringen des Brunnens in den Boden zu erleichtern, außerdem das Brunnenmauerwerk beim Absinken zusammenzuhalten und eine gleichmäßige Beanspruchung desselben zu gewährleisten für den Fall ungleichmäßigen Aushubes (Hohllegen eines Teiles der Schneide) oder des einseitigen Aufsetzens auf Hindernisse. Eine Verankerung des Brunnenkranzes mit dem Mauerwerk verhindert ein etwaiges Abreißen des Brunnenkörpers beim Absenken, was z. B. droht, wenn der Brunnen in einer oberen Bodenschicht sehr schwer, im unteren Teil dagegen leicht gleitet.

Die Stärke der Brunnenwandung wird in den allermeisten Fällen größer gewählt als sich infolge der Belastung aus Erd- und Wasserdruck ergibt. Das so vorhandene zusätzliche Gewicht erleichtert das Absenken und kommt vielfach billiger als die Anordnung einer künstlichen Belastung.

<sup>1</sup> Vgl. hierzu auch die Ausführungen zur Aufgabe 8 S. 137.

**Untersuchung.**

Zustand I: Das Absinken beginnt (Abb. 82).

An der Absinkstelle wurde eine Baugrube bis zum Grundwasserspiegel ( $-2,80$ ) ausgehoben und auf ihrer Sohle die Aufmauerung des Brunnens begonnen. Mit dem Absenken des Brunnens darf natürlich erst begonnen werden, wenn der untere Teil des zunächst fertiggestellten Brunnenstückes genügend abgebunden hat. Wirksam für das Absinken ist nur das Brunnengewicht des zunächst fertiggestellten Teiles. Es beginnt erst, wenn das Brunnengewicht so groß ist, daß die dadurch hervorgerufenen Pressungen den vorhandenen

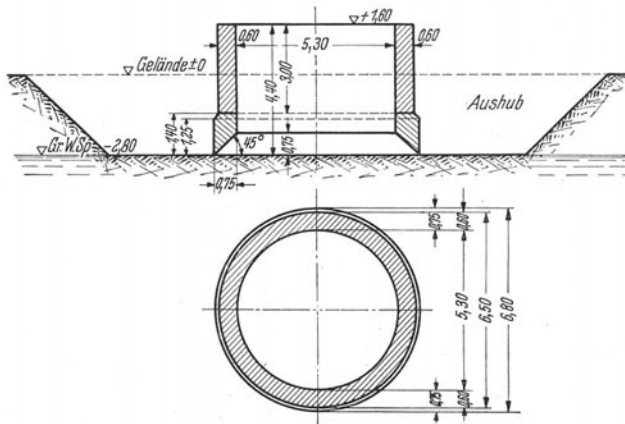


Abb. 82.

Bodengegendruck überwinden. Diesen Zustand führt man künstlich herbei durch Verkleinerung der Auflagerfläche für die Brunnenschneide, indem man den Boden an der Schneide weggräbt, aber auch durch Erhöhung des Gewichtes (durch weiteres Aufmauern oder durch Zufügen von Ballast). Für das vorliegende Beispiel wurde lediglich zwecks Gewinnung einer zahlenmäßigen Vorstellung angenommen, daß bei Beginn des Absenkprozesses auf den Brunnenkranz von 1,40 m Höhe der Klinkermauerwerksring mit 3,0 m Höhe aufgesetzt ist (Gesamtbrunnenhöhe = 4,40 m).

Nun ergibt sich:

Volumen des Eisenbetonkranzes . . . . .	14,48 m <sup>3</sup>
Gewicht des Eisenbetonkranzes . . . . .	34,70 t
Volumen d. Klinkermauerwerks je steigenden Meter . . . . .	11,11 m <sup>3</sup>
Gewicht d. Klinkermauerwerks je steigenden Meter . . . . .	21,12 t

Damit wird für 4,4 m Gesamtbrunnenhöhe

$$\sum G_1 = 34,70 + 3 \cdot 21,12 = 98,06 \text{ t.}$$



Der Schneidengegendruck ist

$$\sigma_{s1} = \frac{\sum G_1}{F_s}$$

Ist die Kranzschneide so weit freigelegt, daß nur noch der Flacheisenring auf dem Boden aufruht, dessen Auflagerfläche

$$F_s = \frac{(6,80^2 - 6,78^2) \pi}{4} = 0,212 \text{ m}^2$$

beträgt, dann ergibt sich ein Schneidengegendruck

$$\sigma_{s1} = \frac{98,06}{0,212} = 463 \text{ t/m}^2 = 46,3 \text{ kg/cm}^2.$$

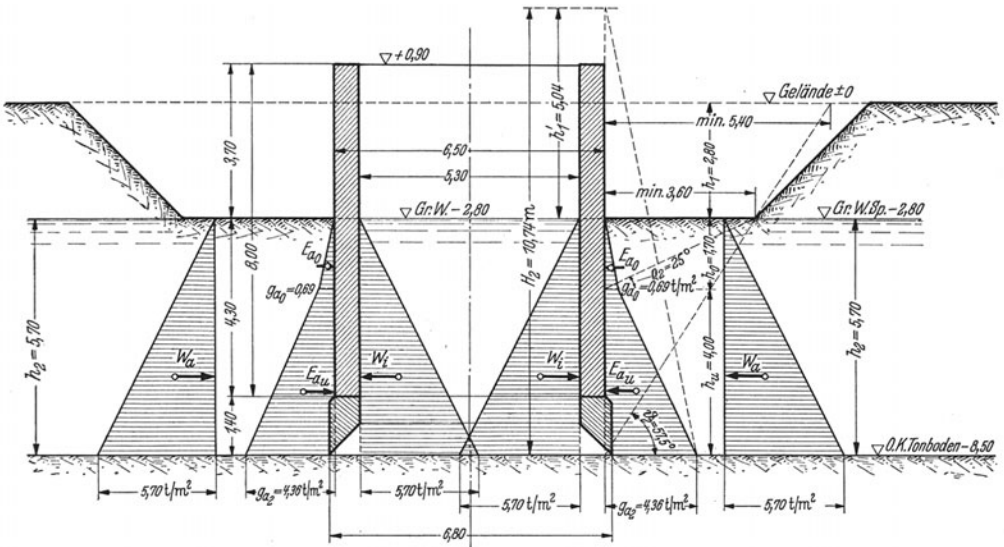


Abb. 83.

Mit  $46,3 \text{ kg/cm}^2$  ist die zulässige Beanspruchung des anstehenden Kies-sandbodens weit überschritten, d. h. der Brunnenteil von  $4,4 \text{ m}$  Höhe beginnt schon in den Boden einzusinken, wenn nur ein Teil der Kranzschneide freigegeben ist, d. h.  $\sum G$  reicht zum Ingangbringen des Absenkprozesses aus.

Zustand II: Der Brunnen erreicht die Tonschicht (Abb. 83).

Mit dem Absinken des Brunnen im Kiesboden unter die Kote  $- 2,80$  treten neben dem Brunnengewicht noch weitere Kräfte auf. Der Brunnenkörper taucht in das Grundwasser ein. Der dadurch wirksam werdende Auftrieb verringert die Gewichtswirkung. Außerdem gleiten die Außenflächen des Brunnen an den anstehenden Bodenschichten

vorbei und sind dem Einfluß des Erddruckes ausgesetzt, der wegen der Absinkbewegung eine nach oben wirkende Reibungskomponente hervorruft, die überwunden werden muß. Das nach abwärts wirkende, die Absinkbewegung begünstigende Brunnengewicht erfährt also eine Gegenwirkung durch Auftrieb und Reibung. Außerdem steht die Brunnenwandung unter der Einwirkung der horizontalen Wasserdrücke  $W_a$  von außen und  $W_i$  von innen, sowie unter der Einwirkung der Horizontal-komponente des Erddruckes  $E_a$  von außen.

Wenn die Brunnen-schneide den Tonboden (die Kote  $-8,50$ ) erreicht, ergeben sich für eine Gesamtbrunnenshöhe von  $8,0 + 1,4 = 9,4$  m (Oberkante Brunnen-mauerwerk auf  $+0,90$ ) folgende zahlenmäßigen Größen für die oben aufgeführten Kräfte:

1. Brunnengewicht:

$$\sum G_2 = 34,7 + 21,12 \cdot 8,0 = 34,7 + 168,9 = 203,6 \text{ t.}$$

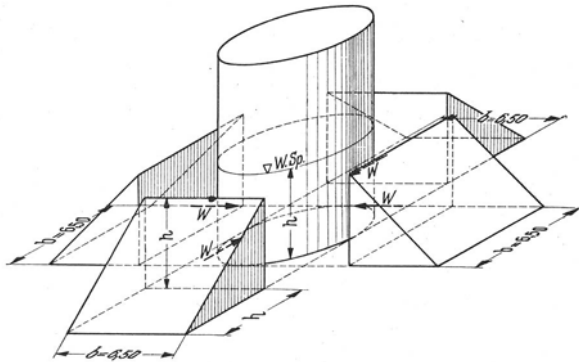


Abb. 84. Darstellung des horizontalen Wasserdruckes auf den Brunnenmantel (lotrechter Zylinder).

2. Auftrieb (= Gewicht des vom Brunnen-mauerwerk verdrängten Wasservolumens):

$$A_2 = 14,48 \cdot 1,0 + 11,11 \cdot 4,30 \cdot 1,0 = 14,48 + 47,8 = 62,28 \sim 62,3 \text{ t.}$$

3. Horizontale Wasserdrücke  $W_a$  und  $W_i$ : In Abb. 83 sind diese Wasserdrücke durch ihre Belastungsdreiecke dargestellt, die zur Verbesserung der Übersicht in der Zeichnung vom Brunnenrand abgesetzt wurden. Da außerhalb und innerhalb des Brunnens gleiche Wasserspiegellage angenommen ist, werden auch die Wasserdruckdreiecke für  $W_a$  und  $W_i$  gleich. Diese Gleichheit von  $W_a$  und  $W_i$  gilt aber nur für einen unendlich schmalen Vertikalstreifen des Brunnens. Denn die Wasserdrücke wirken ja nicht auf ebene Flächen, sondern auf Zylinderwandungen, also auf gekrümmte Flächen. Die Ermittlung des Wasserdruckes auf gekrümmten Flächen wird in Aufgabe 13, 2. Teil, S. 183ff. und Aufgabe 14, S. 190ff. grundsätzlich behandelt. In Abb. 84

ist der äußere Wasserdruck auf einen lotrechten Zylinder zur besseren Veranschaulichung axonometrisch dargestellt. Es ergibt sich auf die gesamte äußere Brunnenwandung ein Wasserdruck von

$$W_{a_2} = 2 \cdot \frac{h_2^2}{2} \cdot b'_a + 2 \cdot \frac{h_2^2}{2} \cdot b''_a.$$

Dabei ist

$h_2$  = Höhe der gedrückten (benetzten) Brunnenmantelfläche,

$b'_a$  = Breite der Projektion der gedrückten krummen Fläche auf eine Ebene, die in der Bildebene des Aufrisses des Brunnens oder parallel dazu liegt,

$b''_a$  = Breite der Projektion der gedrückten krummen Fläche auf eine Ebene, die senkrecht zur Bildebene und lotrecht steht.

Der Faktor 2 ergibt sich deshalb, weil der Wasserdruck von links und von rechts, von vorne und von hinten wirksam ist (vgl. Abb. 84).

In unserem Fall ist wegen des Kreisquerschnittes des Brunnens

$$b'_a = b''_a = b_{a_2}$$

und

$$W_{a_2} = 4 \cdot \frac{h_2^2}{2} \cdot b_{a_2}.$$

Dabei ist  $b_{a_2} = 6,80$  m im Bereiche des Brunnenkranzes (auf 1,25 m Höhe) und nimmt dann auf 0,15 m Höhe ab auf  $b_{a_2} = 6,50$  m.

Berücksichtigt man dies durch entsprechende Zerlegung der Wasserdruckdreiecke in Trapeze, dann ergibt sich für  $W_{a_2}$ :

$$\begin{aligned} W_{a_2} &= 4 \cdot \frac{5,70 + 4,45}{2} \cdot 1,25 \cdot 6,80 + 4 \cdot \frac{4,45 + 4,30}{2} \cdot 0,15 \cdot \frac{6,80 + 6,50}{2} + \\ &\quad + 4 \cdot \frac{4,30^2}{2} \cdot 6,50, \\ &= 172,5 + 17,4 + 240,0 = 429,9 \text{ t.} \end{aligned}$$

Rechnet man zur Vereinfachung durchweg mit  $b_{a_2} = 6,50$  m, so wird

$$W_{a_2} = 4 \cdot \frac{5,70^2}{2} \cdot 6,50 = 4 \cdot 105,5 = 421,0 \text{ t.}$$

Jede der 4 Brunnenseiten ist also einem Wasserdruck von außen von  $\frac{421,0}{4} = 105,3$  t ausgesetzt.

Nun zum Wasserdruck  $W_i$  auf die Brunneninnenwandung! Hier ergeben sich die analogen Verhältnisse wie bei  $W_a$ . Der Gesamttinnenwasserdruck  $W_i$  wird demnach:

$$W_{i_2} = 4 \cdot \frac{h_2^2}{2} \cdot b_i = 4 \cdot \frac{5,70^2}{2} \cdot 5,30 = 4 \cdot 86,0 = 344,0 \text{ t.}$$

Der äußere Gesamtwasserdruck überwiegt also gegenüber  $W_i$  um  $421,0 - 344,0 = 77,0$  t.

Wenn man die Brunnenwandung im besonderen Falle nicht überdimensionieren, sondern rein nach statischen Gesichtspunkten festlegen will, dann muß dieser äußere Wasserüberdruck ebenfalls mitberücksichtigt werden, sofern im Brunnen kein so hoch über dem Grundwasserspiegel liegender Wasserstand künstlich gehalten wird, daß er diesen äußeren Überdruck annähernd kompensiert. In unserem Falle wäre dies erreicht bei  $h'_2 = \sqrt{\frac{W_{a_2} \cdot 2}{5,30 \cdot 4}} = \sqrt{\frac{421,0 \cdot 2}{5,30 \cdot 4}} = 6,30$  m, da für  $h'_2 = 6,30$  m (gegenüber 5,70 m äußeren Wasserstand)

$$W_{a_2} = W_{i_2} = 4 \cdot \frac{6,30^2}{2} \cdot 5,30 = 421,0 \text{ t}$$

würde.

Eine Spiegelüberhöhung im Brunnen von 60 cm gegenüber dem äußeren Grundwasserstand wird praktisch wohl nicht angewendet werden. Aber Hebungen des Innenwasserstandes bis zu 0,30 m kommen vor. Man benützt einen solchen Überwasserstand, um eine Strömung unter der Schneide nach außen zu erzeugen zur Verminderung des Widerstandes des Bodens gegen das Absinken des Brunnens. Die umgekehrte Wasserbewegung vom Boden in das Brunneninnere hätte zwar hinsichtlich der Verringerung des Eindringungswiderstandes größere Wirkung; sie birgt aber die Gefahr in sich, daß ein Bodeneinbruch erfolgt, sie führt außerdem zu starken Absenkungstrichtern im Boden im Bereiche des Brunnens. Deshalb hat Franzius<sup>1</sup> empfohlen, es als unübertretbare Regel beim Absenken von Brunnen unter Wasser gelten zu lassen, daß stets Wasser so in das Brunneninnere geleitet wird, daß der Wasserstand im Brunnen dauernd um mindestens 5 bis 10 cm höher ist als der äußere Wasserstand. Es entspricht dies etwa einem Spülverfahren, ähnlich wie es beim Einspülen von Pfählen verwendet wird.

4. Erddruck: Wie schon weiter oben ausgeführt, ist die Ermittlung des Erddruckes — außer zur Bestimmung der Beanspruchung der Brunnenwand — notwendig, um daraus die Größe der nach oben wirkenden Reibungskraft längs der Brunnenaußenwand herzuleiten. Die Schwierigkeit besteht nur darin, daß man keine genaue Kenntnis darüber hat, ob der Erddruck mehr als aktiver Erddruck oder aber mehr als passiver Erddruck (Erdwiderstand) wirksam ist. Bei Brunnen, deren Außenprofile im Aufriß eine Verjüngung nach oben zeigen, wird der Boden um den Brunnen herum beim Absenken gestört und gelockert, so daß hier die größere Wahrscheinlichkeit dafür besteht, daß der Erddruck in der Form des aktiven Erddruckes wirksam sein wird. Auch die Erfahrungen über die erleichterte Absenkung bei verjüngten Formen sprechen dafür. In den nachfolgenden Ermittlungen wird deshalb der aktive Erddruck  $E_a$  zugrunde gelegt.

<sup>1</sup> Franzius: Grundbau, a. a. O. S. 223.

In unserem Beispiel wurde zur Verringerung der Absenktiefe des Brunnens der Boden bis zum Grundwasser ( $-2,80$  m) ausgehoben. Der Aushub wurde dabei in einem solchen Umkreis um den Brunnen durchgeführt, daß beim Aufsitzen der Brunnenschneide auf der Tonschicht ( $-8,50$  m), der Gleitwinkel  $\vartheta$  den Fuß der Aushubböschung schneidet.  $\vartheta$  ergibt sich zu  $45^\circ + \frac{\rho}{2} = 45^\circ + \frac{25^\circ}{2} = 57,5^\circ$  und daraus die Aushubbreite auf der Baugrubensohle ( $-2,80$ ) zu  $3,60$  m. Bei dieser Anordnung wirkt der über Kote  $-2,80$  liegende Bodenkörper erst von der Kote  $-8,50$  ab voll beim Erddruck mit. Der Aushub hat hinsichtlich der Größe des Erddruckes die gleiche Schattenwirkung wie eine Entlastungsplatte auf Kote  $-2,80$  von  $3,60$  m Breite. (Vgl. dazu das Beispiel S. 82, b): Aufgelöste Mauer!).

Es ergibt sich (Abb. 83)

$$g_{a_0} = \gamma_{e_2} \cdot \lambda_{a_2} \cdot h_0 = 1,0 \cdot 0,406 \cdot 1,70 = 0,69 \text{ t/m}^2$$

$$E_{a_0}^{\text{II}} = \frac{1}{2} g_{a_0} \cdot h_0 = \frac{1}{2} \cdot 0,69 \cdot 1,70 = 0,59 \text{ t/m}$$

$$H_2 = h_2 + h_1' = h_2 + h_1 \cdot \frac{1,8}{1,0} = 5,70 + 2,8 \cdot \frac{1,8}{1,0} = 5,70 + 5,04 = 10,74 \text{ m}$$

$$g_{a_2} = \gamma_{e_2} \cdot \lambda_{a_2} \cdot H_2 = 1,0 \cdot 0,406 \cdot 10,74 = 4,36 \text{ t/m}^2$$

$$E_{a_u} = \frac{g_{a_0} + g_{a_2}}{2} \cdot 4,0 = \frac{0,69 + 4,36}{2} \cdot 4,0 = \frac{5,05}{2} \cdot 4,0 = 10,10 \text{ t/m}.$$

Somit Erddruck je lfd. m:

$$E_{a_2} = E_{a_0} + E_{a_u} = 0,59 + 10,10 = 10,69 \sim 10,7 \text{ t/m}.$$

Auch dieser Erddruck wirkt wie der Wasserdruck  $W_a$  auf die zylindrisch gekrümmte Mantelfläche des Brunnens. Wird angenommen, daß die Druckwirkung des Erddruckes analog der hydrostatischen Druckverteilung auf eine gekrümmte Fläche erfolgt, so ergibt sich auf den gesamten Umfang des Brunnens:

$$4 \cdot E_{a_2} \cdot b_a = 4 \cdot 10,7 \cdot 6,50 = 4 \cdot 69,6 = 278 \text{ t}.$$

Die Brunnenwandung wird darnach von 4 Seiten mit je  $69,5$  t durch Erddruck beansprucht.

5. Reibungskraft. Diese ermittelt sich nunmehr zu

$$R_2 = \mu_2 \cdot (4 E_{a_2} \cdot b_a) = 0,3 \cdot 278 = 83,4 \text{ t}.$$

Die Reibungsziffer  $\mu_2 = 0,3$  entspricht etwa der Reibung zwischen glattem Mauerwerk und nassem gewachsenem Kiessandboden. Die Auflockerung des den Brunnen umgebenden Bodens, die besonders beim Absenken von verjüngten Formen eintritt, dürfte auch — wenigstens bei Kiessandboden — mit einer Verringerung der Reibung verbunden sein. Dafür spricht ja auch die schon beim Erddruck unter 4. erwähnte Erfahrung der leichteren Versenkbarkeit bei verjüngten Brunnenformen.

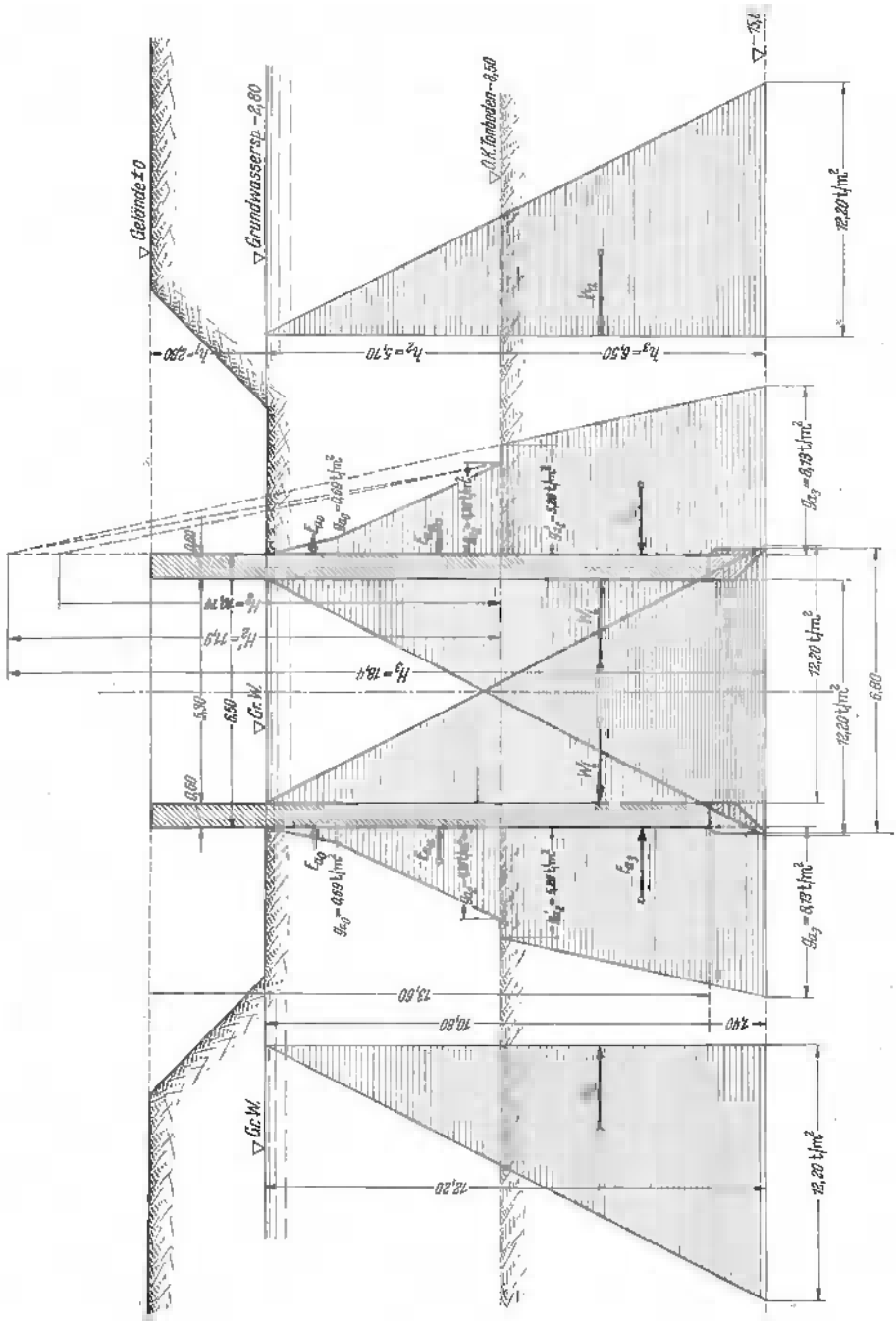


Abb. 55.

6. Schneidendruck: Dieser beträgt wiederum  $\sigma_s = \frac{P_2}{F_1}$ .

Dabei ist

$$\begin{aligned} P_2 &= \sum G_2 - (A_2 + R_2) \\ &= 203,6 - (62,3 + 83,4) \\ &= 57,9 \text{ t.} \end{aligned}$$

Damit

$$\sigma_{s_1} = \frac{57,9}{0,212} = 273 \text{ t/m}^2 = 27,3 \text{ kg/cm}^2.$$

Das Brunnenrestgewicht nach Abzug von Auftrieb und Reibung ist also noch groß genug, um das Absinken des Brunnens zu bewerkstelligen.

Zustand III: Brunnenschneide auf Kote  $-15,0$ .

(Endzustand des Absinkprozesses, Abb. 85.)

1. Brunnengewicht:

$$\sum G_3 = 34,7 + 21,12 \cdot 13,60 = 34,7 + 287,2 = 321,9 \text{ t.}$$

Der obere Brunnenrand schließt dabei mit dem Gelände ( $\pm 0$ ) ab.

2. Auftrieb:

$$A_3 = 14,48 \cdot 1,0 + 11,11 \cdot 10,80 \cdot 1,0 = 14,48 + 120,0 = 134,48 \sim 134,5 \text{ t.}$$

3. Horizontale Wasserdrücke  $W_a$  und  $W_i$ : Für  $W_a$  ergibt sich für die gesamte äußere Brunnenwandung

$$W_a = 4 \cdot \frac{(h_2 + h_3)^2}{2} \cdot b_a = 4 \cdot \frac{(5,70 + 6,50)^2}{2} \cdot 6,50 = 4 \cdot 483,7 = 1935 \text{ t.}$$

In gleicher Weise wird für die gesamte innere Brunnenwand:

$$W_i = 4 \cdot \frac{(h_2 + h_3)^2}{2} \cdot b_i = 4 \cdot \frac{(5,70 + 6,50)^2}{2} \cdot 5,30 = 4 \cdot 394 = 1576 \text{ t.}$$

Wasserüberdruck von außen nach innen bei Ausspiegelung des äußeren und inneren Wasserstandes:

$$W_a - W_i = 1935 - 1576 = 359 \sim 360 \text{ t.}$$

4. Erddruck: Zu dem von der Kiesschicht herrührenden Erddruck kommt nunmehr noch der Erddruck der Tonschicht hinzu. Die Größe des letzteren ist, da es sich bei der Tonschicht um einen bindigen Boden handelt, äußerst schwierig zu bestimmen. Die nachfolgende Rechnung zur Ermittlung des Erddruckes geht von der ungünstigen Annahme aus, daß derselbe in voller Größe bis zur Brunnenschneide wirksam ist. Damit ergibt sich natürlich dann bei der Reibungsermittlung ein großer, d. h. ebenfalls ungünstiger Wert.

Unter Benützung der gegebenen Werte für die Bodenkonstanten und

unter Bezugnahme auf das beim Erddruck unter Fall II Gesagte ergibt sich für die Tonschicht:

$$H_3 = h_3 + H'_2 = h_3 + H_2 \cdot \frac{1,0}{0,9} = 6,50 + 10,74 \cdot \frac{1,0}{0,9} = 6,50 + 11,9 = 18,4 \text{ m}$$

$$g_a = 0,9 \cdot 0,491 \cdot 18,4 = 8,13 \text{ t/m}^2$$

$$g'_a = g_a \cdot \frac{H'_2}{H_3} = 8,13 \cdot \frac{11,9}{18,4} = 5,26 \text{ t/m}^2.$$

Erddruck je lfd. m:

$$E_{a_1} = \frac{g'_{a_2} + g_{a_3}}{2} \cdot h_3 = \frac{5,26 + 8,13}{2} \cdot 6,50 = 43,5 \text{ t/m}.$$

Gesamterddruck je lfd. m:

$$E_a = E_{a_1} + E_{a_2} = 10,7 + 43,5 = 54,2 \text{ t/m}.$$

Gesamterddruck auf den ganzen Brunnenumfang =

$$4 \cdot E_a \cdot b_a = 4 \cdot 54,2 \cdot 6,50 = 4 \cdot 352 = 1408 \text{ t}.$$

5. Reibungskraft:

$$\begin{aligned} R = R_2 + R_3 &= 83,4 + \mu_3 \cdot (4 \cdot E_{a_1} \cdot b_a) = 83,4 + 0,20 \cdot (4 \cdot 43,5 \cdot 6,50) \\ &= 83,4 + 226,0 = 309,4 \text{ t}. \end{aligned}$$

6. Schneidendruck:  $\sigma_s = \frac{P_3}{F_s}.$

Dabei ist jetzt:

$$\begin{aligned} P_3 = \sum G_3 - (A_3 + R) &= 321,9 - (134,5 + 309,4) \\ &= 321,9 - 443,9 = -122,0 \text{ t}. \end{aligned}$$

Rechnungsmäßig sind also die nach oben, d. h. dem Absinken entgegenwirkenden Kräfte (Auftrieb und Reibung) um 122 t größer als das Brunnengewicht. Der Brunnen könnte bei dieser Sachlage nicht mehr in den Boden einsinken, auch wenn der Aushub im Inneren des Brunnens die Schneiden vollkommen freigelegt hätte. Er würde also hängen. Dieser Zustand des Hängens würde natürlich — wiederum rechnermäßig — schon in höherer Lage im Verlauf des Absinkens im Tonboden eintreten.

Ergibt sich dieser Fall in der Praxis, so muß der Brunnen oben künstlich belastet werden. Damit die Auflast nicht unbequem groß wird, könnte man natürlich auch prüfen, ob man das Mauerwerk nicht von vornherein stärker ausführt, um Brunnengewicht zu gewinnen. In unserem Beispiel käme möglicherweise auch die Ausführung der Brunnengewandung in Eisenbeton statt in Klinkermauerwerk in Frage. Im Endzustand der Absenkung bedeutete dies einen Gewichtszuwachs von etwa 76 t. Um die Dichtigkeit des Mauerwerks zu gewährleisten, müßte die Kornzusammensetzung des Eisenbetons mit besonderer Sorgfalt festgesetzt werden.



Daneben gibt es noch andere Mittel, um schwierig zu durchfahrenden Bodenschichten Herr zu werden. Beim Sammelbrunnen für das Grundwasserwerk der Stadt Magdeburg hat man z. B. die Brunnesschneide im Bereich von Tonschichten mit Hilfe einer 20 mm starken Spüllanze freigespült, die keine Spitze hatte und die außen am Brunnen hinabgeführt wurde. Der Wasserdruck betrug etwa  $8 \text{ kg/cm}^2$ . Außerdem wurde der Brunnen während des Aushubes mit einer Auflast von insgesamt 130 t beschwert.

Würde man in unserem Beispiel statt Klinkermauerwerk Eisenbeton wählen und außerdem mit einer Auflast von 130 t wie im Falle Magdeburg arbeiten, so ergäbe sich für

$$\sum G_3 = 321,9 + 76,0 + 130,0 = 527,9 \text{ t.}$$

Damit würde

$$P_3 = 527,9 - 443,9 = 84,0 \text{ t und } \sigma_s = \frac{84,0}{0,212} = 396 \text{ t/m}^2 = 39,6 \text{ kg/cm}^2$$

für den eisernen Schneidenring. Rechnungsmäßig wäre damit das Absinken also gegeben.

Die Ermittlung der Reibung erfolgte unter der Annahme, daß der Erddruck bis in 15 m Tiefe unter Gelände in voller Größe wirksam ist.

Tatsächlich besteht die Wahrscheinlichkeit, daß der Erddruck etwa von 10 bis 12 m Tiefe an nicht mehr wesentlich zunimmt wegen der Bodenverspannung. Nimmt man für unseren Fall beispielsweise an, daß ab Kote  $-10,0$  der Erddruck nicht mehr weiter anwächst, so bedeutet dies eine Verringerung des Gesamterddruckes um etwa 144 t und eine Verkleinerung der Reibung um nur rd. 29 t.

Hat der Brunnen die gewünschte Tiefe erreicht, dann wird er unten geschlossen, indem durch ortsfeste Trichter Beton unter Wasser eingebracht wird. Nach dem Erhärten des Betons — nicht früher — wird der Brunnen leerpumpst und dann werden die noch notwendigen Arbeiten im Trockenen ausgeführt. Abb. 86 zeigt, wie der Sammelbrunnen unseres Beispiels im fertigen Zustand etwa aussehen wird.

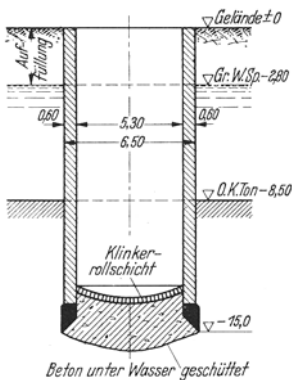


Abb. 86.

## Aufgabe 8.

### Kräfte an einem Druckluftsenkkasten.

Die Wehrpfeiler für ein Stauwehr einer Wasserkraftanlage erhalten eine Gründung mit Druckluftsenkkasten (Caissons). Zur Vermeidung

einer Untersickerung des Wehrbodens (Dichthaltung des Wehres und Vermeidung von Grundbrüchen!) und zur Verhinderung einer unterstromigen Unterkolkung desselben erhält derselbe wegen ungünstiger Bodenverhältnisse oberstromig und unterstromig an Stelle der sonst gebräuchlichen Spundwände Herdmauern, die ebenfalls mit Druckluftsenkkasten gegründet sind (Abb. 87 und 87a). Es sollen die auf einen oberstromigen Herdmauercaisson wirkenden Kräfte ermittelt werden! Die Bodenkonstanten sind in Abb. 87 eingetragen.

### Lösung<sup>1</sup>.

#### A. Allgemeines.

Die Druckluftgründung kann man sich hergeleitet denken aus der Brunnengründung (Aufgabe 7), wenn man den Brunnen oben luftdicht abschließt, und den so entstandenen, nur noch nach unten offenen Hohlkörper (Senkkasten) durch Einpressen von Druckluft wasserfrei hält. Im übrigen geschieht auch hier — wie beim Brunnen — die Versenkung durch die Gewichtswirkung des Grundwerkes (gegebenenfalls mit Auflast), wobei der Kasten unten an den Schneiden des Schlings ausgegraben

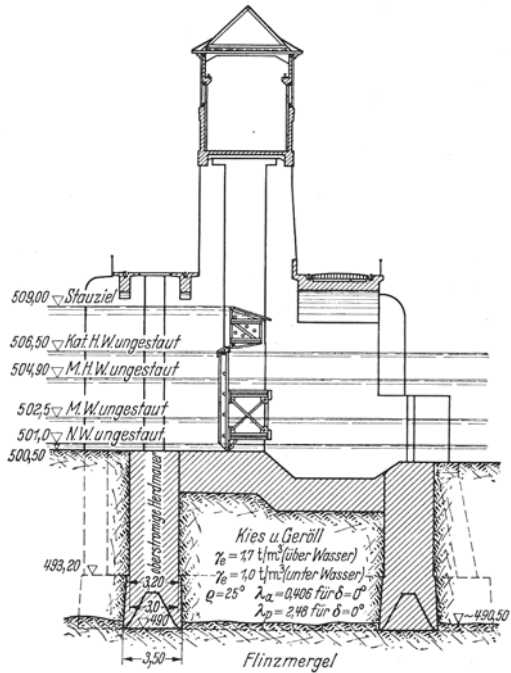


Abb. 87.

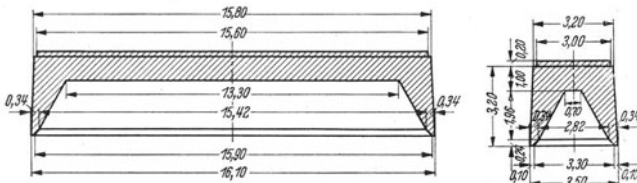


Abb. 87 a.

und der Boden herausbefördert wird. Der Hohlraum des Senkkastens bildet dabei den Arbeitsraum. Die Verbindung zwischen dem unter

<sup>1</sup> U. a. Brennecke-Lohmeyer: Grundbau Bd. 3. Franzius: Grundbau. Schoklitsch: Grundbau. Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Bd. Grundbau.

Preßluftdruck (Überdruck) stehenden Arbeitsraum und der Außenluft wird hergestellt durch die sog. „Luftschleusen“, durch welche die Caissonarbeiter, die Baumaterialien und Arbeitsgeräte und der im Inneren abgegrabene Boden durchgeschleust werden.

Mit dieser Gründungsarbeit ist man bereits bis zu Tiefen von etwa 35 m gegangen. Wegen der in hohem Maße vorhandenen gesundheitsschädlichen Wirkung bei Arbeiten unter Überdrücken, die über 1 at Überdruck hinausgehen, sollte man jedoch Druckluftgründungen vermeiden, wo immer dies möglich ist. Da, wo ihre Anwendung nicht vermeidbar ist, sollte man möglichst nicht über 15 bis 20 m Gründungstiefe gehen. Daß es sich bei dieser Gründungsart meist um ein kostspieliges Verfahren handelt, ist noch besonders zu beachten.

Die Druckluftsenkkastengründung kommt dann in Frage, wenn starker Wasserandrang im Untergrund gegeben ist, der durch normale Hilfsmittel (Wasserhaltung durch Pumpen oder Grundwasserabsenkung) nicht bewältigt werden kann, andererseits die Arbeit im Trockenen erwünscht oder sogar notwendig ist. Sie tritt an die Stelle von Brunnen-, Pfahl- oder Betongründungen unter Wasser, wenn diese Gründungsverfahren nicht ratsam sind (z. B. tiefe Lage der tragenden Schicht und Vorhandensein von vielen Hindernissen im Baugrund, wie Findlinge, Felstrümmer, Bauwerksreste, Holz oder bei der Notwendigkeit gebräuche Felslagen sorgfältig abzuräumen, um sichere Auflagerungsverhältnisse zu schaffen)<sup>1</sup>. Das hauptsächlichliche Anwendungsgebiet der Druckluftsenkkastengründung ist die Gründung von Brücken- und Wehrpfeilern, wenn die vorstehend angegebenen Schwierigkeiten vorliegen. Aber auch bei Kaimauern, Schleusenhäuptern, Auslaufbauwerken, Sammelbrunnen, Senkschächten für Berg- und Tunnelbau, sowie bei manchen Hochbauten ist dieses Verfahren bereits angewendet worden.

Als Material für Senkkasten wird Eisen, Eisenbeton, betonumhülltes Eisenfachwerk und in seltenen Fällen Holz verwendet. Besondere Vorsorge muß getroffen werden, daß der keilförmige Unterbau (Rahmen) des Kastens durch im Untergrund eingelagerte Baumstämme, große Steine oder ähnliche Hindernisse nicht abgedrückt werden kann. Man verankert ihn zu diesem Zweck mit dem darüber ruhenden Mauerwerk. Gegebenenfalls sieht man darüber hinaus noch Zugbänder für den keilförmigen Kastenkranz vor. Natürlich muß auch noch darauf geachtet werden, daß betonierte Senkkasten so gelagert sind, daß während des Abbindens keine Setzungen eintreten können, welche Haarrisse im Mauerwerk zur Folge hätten, da durch diese Risse die Preßluft entweichen würde. Bei der Dimensionierung muß schließlich noch bedacht werden,

<sup>1</sup> Einen Vergleich anderer Gründungsarten mit der Senkkastengründung unter Druckluft in einer übersichtlichen Tabelle gibt Brennecke-Lohmeyer in seinem Grundbau Bd. 3, 4. Aufl. (1934) S. 211.

daß bei der Absenkung Beanspruchungen durch Unregelmäßigkeiten (z. B. Verklemmungen, ungleiches Aufsetzen usw.) eintreten können, die rechnerisch nicht erfaßbar sind, was zu stärkeren Abmessungen führt, als bei Konstruktionen mit statisch klaren Verhältnissen.

Die Herstellung der Senkkästen kann an Land oder über der Verwendungsstelle erfolgen. Im ersteren Falle werden sie schwimmend<sup>1</sup> oder mittels Schiff zur Verwendungsstelle gebracht. Das Versenken selbst geschieht dann von einem schwimmenden oder festen Gerüst aus mittels Spindeln und Aufhängestangen, oder aber von einer künstlichen Insel aus, auf welcher der Senkkasten aufgesetzt ist.

Die Abnahme der Spindeln erfolgt, wenn der Druckluftbetrieb in Gang gebracht und der Senkkasten je nach den Bodenverhältnissen 0,50 m bis 1,0 m tief in den Boden eingesunken ist und dadurch genügende Führung erhalten hat.

Das Spindel- bzw. Führungsgerüst muß natürlich so geschützt werden (durch Pfahlreihen oder Spundwände), daß das genaue Absenken gewährleistet ist und außerdem vermieden wird, daß beim Aufsetzen des Senkkastens auf den Boden Auskolkungen auftreten. In unserem Falle ist die Einspundung der Arbeitsstelle schon deshalb notwendig, weil nach Abteufung der Senkkasten noch die Wehrschwelle betoniert und die Wehrverschlüsse eingebaut werden müssen, wozu eine trockene Baugrube notwendig ist.

## B. Behandlung des gegebenen Beispiels.

### 1. Senkkasten auf dem Absenkgerüst.

In Abb. 88 ist die Lage des Senkkastens nach der Fertigstellung, aber vor Anhängung an die Spindeln strichliert eingezeichnet. Der Eisenbetonsenkkasten lagert noch mit seinem vollen Ge-

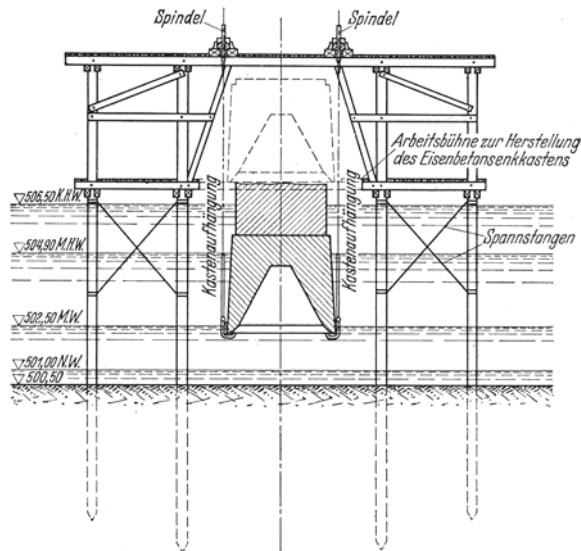


Abb. 88.

wicht auf der Arbeitsbühne des Absenkgerüsts, für dessen Konstruktion Abb. 88 eine von vielen Möglichkeiten zeigt<sup>2</sup>.

<sup>1</sup> Vgl. dazu Aufgabe 6.

<sup>2</sup> Vgl. auch Abb. 93 S. 150.

Nach Entfernen der Schalung ruht der Rahmenfuß auf den Tragbalken der Arbeitsbühne, während sich die Eisenbetonkonstruktion selbst tragen muß. Die größte Beanspruchung tritt in der Mitte der Senkkastendecke auf. Dabei ist die Belastung dort am größten, solange das aufgehende Mauerwerk noch nicht abgebunden hat. Mit der zunehmenden Höhe desselben ergibt sich aber wegen der inneren Reibungskräfte eine etwa dreieckförmige bis halbkreisförmige Druckverteilung, wobei die außerhalb dieser Belastungskörper wirksamen Auflasten nach den Seiten auf die Konsolen abgelenkt werden. Durch Armierung (Eisenbeton oder Einlage von alten Schienen) wird diese Wirkung auf alle Fälle gewährleistet.

Senkkastengewicht: Der Inhalt einer abgestumpften Pyramide ergibt sich aus

$$= \frac{1}{3} (F_1 + F_2 + \sqrt{F_1 \cdot F_2}) \cdot h,$$

wenn  $F_1$  und  $F_2$  die Flächeninhalte der Grund- und Deckflächen und  $h$  die Höhe des Stumpfes bezeichnen. Damit errechnet sich der Rauminhalt  $V$  des Senkkastenmauerwerks wie folgt:

$$\begin{aligned} V_1 &= \frac{1}{3} (3,50 \cdot 16,10 + 3,20 \cdot 15,80 + \sqrt{3,50 \cdot 16,10 \cdot 3,20 \cdot 15,80}) \cdot 3,20 \dots = 171,0 \text{ m}^3 \\ \text{Aufsatz } V_2 &= 3,0 \cdot 15,60 \cdot 0,20 \dots = \frac{9,3 \text{ m}^3}{180,3 \text{ m}^3} \end{aligned}$$

hiervon ab der Arbeitskammerhohlraum:

$$\begin{aligned} V_3 &= \frac{1}{3} (3,30 \cdot 15,90 + 2,82 \cdot 15,42 + \sqrt{3,30 \cdot 15,90 \cdot 2,82 \cdot 15,42}) \cdot 0,24 = 11,5 \text{ m}^3 \\ V_4 &= \frac{1}{3} (2,82 \cdot 15,42 + 0,70 \cdot 13,30 + \sqrt{2,82 \cdot 15,42 \cdot 0,70 \cdot 13,30}) \cdot 1,96 = 47,6 \text{ m}^3 \\ V_3 + V_4 &= \text{Arbeitskammerhohlraum} = \frac{59,1 \text{ m}^3}{V = 121,2 \text{ m}^3} \end{aligned}$$

Daher Senkkastengewicht  $G$ :

$$G = 121,3 \cdot 2,3 = 279,0 \text{ t},$$

wenn das Einheitsgewicht des armierten Senkkastenmauerwerks mit  $\gamma_m = 2,3 \text{ t/m}^3$  angesetzt wird.

Druck unter der Längsschneide im Mittel:

$$P = \frac{G}{2 \cdot 16,10} = \frac{279,0}{32,20} = 8,65 \text{ t je lfd. m Schneide}$$

und

$$\sigma = \frac{8,65}{0,10 \cdot 1,0} = 86,5 \text{ t/m}^2 = 8,65 \text{ kg/cm}^2$$

bei 0,10 m Breite des Schneidenfußes.

## 2. Senkkasten hängt frei an den Spindeln in Höhe der Betonierbühne.

Bei Anordnung von 8 Spindeln (4 Paaren) wird jede Spindel in diesem Belastungsfall beansprucht mit  $S = \frac{279,0}{8} = 34,9 \text{ t}$ . Dazu kommt ein

Zuschlag für ungleiche Beanspruchung der Spindeln infolge unregelmäßiger Verteilung des Gewichts auf die einzelnen Spindeln mit rd. 10 bis 15%<sup>1</sup>.

Selbstverständlich muß die Festlegung der notwendigen Spindeltragfähigkeit aus dem ungünstigsten Belastungsfall hergeleitet werden, der für den Fall 2 noch nicht vorliegt.

3. Senkkasten erreicht die Flußsohle, hängt aber noch frei; **keine** Druckluft im Arbeitsraum.

Nachdem der Senkkasten an den Spindeln angehängt ist, beginnt das Ablassen desselben. Im gleichen Maße wird auf dem Senkkasten das Mauerwerk hochgeführt, so daß dieses stets aus dem Wasser herausragt. Um die Spindeln nicht unnötig zu belasten, wird dabei manchmal der aufgehende Baukörper zunächst hohl ausgeführt und erst nach dem Lösen des Senkkastens von den Spindeln voll betoniert zur Erhöhung des Gewichts. Man beachte aber dabei, daß mit dem fortschreitenden Eintauchen des Kastens in das Wasser auch der Auftrieb in zunehmendem Maße wirksam wird. Dieser muß natürlich in jeder Lage kleiner sein als das Gewicht des Grundwerks, damit letzteres nicht zum Schwimmen kommt, was bei eintauchendem aufgehendem Baukörper, der hohl ist, eintreten könnte.

Bei vorliegendem Beispiel ist angenommen, daß der aufgehende Baukörper nicht hohl, sondern gleich massiv aufbetoniert wird. Für den oben näher gekennzeichneten Belastungsfall 3 ergeben sich dann folgende Verhältnisse:

a) Bei einem Wasserstand in der Baugrube entsprechend einem Mittelwasserstand im Flusse (Kote + 502,50). In diesem Falle tauchen 2,0 m des Senkkastens in das Wasser ein und stehen unter Auftriebswirkung. Der Rauminhalt  $V'$  dieses eintauchenden Teiles des Senkkastens beträgt:

$$V'_1 = \frac{1}{3} (3,50 \cdot 16,10 + 3,31 \cdot 15,91 + \sqrt{3,50 \cdot 16,10 \cdot 3,31 \cdot 15,91}) \cdot 2,0 \dots = 109,0 \text{ m}^3$$

davon ab:

$$V_3 = \dots \dots \dots 11,5 \text{ m}^3$$

$$V'_4 = \frac{1}{3} (2,82 \cdot 15,42 + 0,92 \cdot 13,52 + \sqrt{2,82 \cdot 15,42 \cdot 0,92 \cdot 13,52}) \cdot 1,76 = \frac{46,5 \text{ m}^3}{= 58,0 \text{ m}^3}$$

$$V' = 51,0 \text{ m}^3$$

Bei  $\gamma_w = 1,0 \text{ t/m}^3$  Einheitsgewicht des Wassers wird der Auftrieb also:

$$A = 1,0 \cdot 51,0 = 51,0 \text{ t.}$$

Somit ergibt sich eine restliche Gewichtswirkung des Senkkastens von  $G - A = 279,0 - 51,0 = 228,0 \text{ t.}$

<sup>1</sup> Die in Abb. 88 angedeutete Spindelaufhängung ist natürlich nur eine von vielen Möglichkeiten.

Dazu kommt das Gewicht  $G_a$  der Aufmauerung. Wird deren Höhe beispielsweise mit 1,0 m angenommen, dann wird

$$G_a = 3,0 \cdot 15,60 \cdot 1,0 \cdot 2,2 = 103,0 \text{ t.}$$

Somit resultierende Auflast

$$R = \sum G - A = (279,0 + 103,0) - 51,0 = 331,0 \text{ t}$$

und Spindelbelastung

$$S = \frac{331,0}{8} = 41,4 \text{ t.}$$

b) Bei einem Wasserstand in der Baugrube entsprechend einem mittleren Hochwasserstand im Flusse (M.H.W. = 504,90): In diesem Falle reicht das Wasser bis zur Oberkante der Aufmauerung (Kote  $500,50 + 3,40 + 1,0 = 504,90$  m), d. h. der gesamte Bauwerkskörper steht unter Auftriebswirkung. Diese beträgt:

$$A = 121,2 \cdot 1,0 + 3,0 \cdot 15,60 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 121,2 + 46,8 = 168,0 \text{ t.}$$

Restliche Gewichtswirkung  $R = (279,0 + 103,0) - 168,0 = 214,0$ .

Somit Spindelbelastung  $S = \frac{214,0}{8} = 26,7 \text{ t.}$

c) Wird die Baugrube vom Anfang der Absenkung an durch Wasserhaltung trocken gehalten, so wird

$$S = \frac{279,0 + 103,0}{8} = \frac{382,0}{8} = 47,8 \text{ t,}$$

da kein Auftrieb wirksam ist.

d) Der Zustand, daß kein Auftrieb auf den Senkkasten wirkt, obwohl die Baugrube wassergefüllt ist, kann auch eintreten, wenn unmittelbar vor Lösung der Spindelaufhängung die bereits in die Kammer geleitete Prebluft aus irgendwelchen unvorhergesehenen Gründen (Betriebsunfall!) schlagartig aus dem Senkkasten entweicht. Bei diesem Betriebszustand steckt der Senkkasten, wie schon weiter oben erwähnt, meist bereits etwa 0,50 bis 1,0 m im Boden. Legt man die letztere Annahme für unser Beispiel zugrunde, dann ergibt sich eine Auflast  $R$ , welche gleich ist dem Senkkastengewicht einschließlich Aufmauerung, also

$$R = \sum G = 382,0 + 3,0 \cdot 15,60 \cdot 1,0 \cdot 2,2 = 382,0 + 103,0 = 485,0 \text{ t,}$$

wenn die Aufmauerung bis Kote 504,9 reicht.

Die daraus folgende Spindelbelastung  $S = \frac{485,0}{8} = 60,5 \text{ t}$  stellt dann die ungünstigste Spindelbeanspruchung dar. Sie behält diese Größe nur vorübergehend, bis eben das von unten eindringende Wasser den Arbeitsraum und die Einsteigschächte aufgefüllt hat, erreicht diesen Betrag aber schlagartig.

4. Das Abteufen des Senkkastens mit Druckluft ist im Gange<sup>1</sup>. Im Regelfall ergibt sich jetzt für eine beliebige Eindringungstiefe  $t$  in den Boden folgendes Kräftespiel:

Das Senkkastengewicht  $\Sigma G$  versucht die Schneiden in den Boden hineinzupressen. Dieser Gewichtswirkung wirkt entgegen der Sohlenwasserdruck (Auftrieb)  $A$  und die vertikale Reibungskomponente  $E_v$  des äußeren Erddruckes  $E_a$ . Es bleibt also als resultierende Auflast  $R$  für das Einpressen der Schneiden in den Boden:

$$R = \Sigma G - A - E_v = \Sigma G - A - \mu \cdot E_a.$$

Das Eindringen der Schneiden in den Boden kommt zum Stillstand durch den Widerstand, den der Boden dem Einsinken entgegensetzt. Dieser Widerstand ergibt sich aus dem Bodengegendruck unter den waagrecht schneidenden Flächen und aus dem passiven Erddruck, der an den schrägen Schneidenflächen wirksam ist. Dieser Gleichgewichtszustand wird erst wieder aufgehoben, wenn die resultierende Auflast  $R$  vergrößert wird (normalerweise durch Erhöhung der Aufmauerung;  $R$  kann gegebenenfalls aber auch vorübergehend ruckartig vergrößert werden, z. B. bei Verklemmungen durch absichtliches plötzliches Ablassen der Preßluft, weil dadurch vorübergehend der Auftrieb  $A$  außer Wirksamkeit gesetzt wird; vgl. hierzu Aufg. 9) bzw. wenn der Erdwiderstand verkleinert wird durch Abgraben des Bodens an den Schneiden im Arbeitsraum. Das Abteufen des Senkkastens läuft also darauf hinaus, den vorgenannten Gleichgewichtszustand zwischen einpressender Auflast und widerstehendem Boden ständig wieder aufzuheben.

Neben den vorgenannten lotrechten Kräften wirken auf den Senkkasten noch waagrechte Kräfte. Ihre Bedeutung bei der Senkkastengründung besteht neben der möglichen Erzeugung einer lotrecht nach oben wirkenden Reibungskomponente, welche die resultierende Auflast  $R$  verringern und das Absinken des Kastens hemmen kann, in der Beanspruchung des Senkkastenrahmens (Senkkastenkonsolle) durch ein aufbiegendes Moment, das dieser aufzunehmen in der Lage sein muß.

Es kommen folgende waagerechte Kraftwirkungen in Betracht:

von außen nach innen: der äußere Wasserdruck  $W_a$ , der äußere Erddruck  $E_a$ ;

von innen nach außen: der Preßluftdruck  $L$ , die Horizontalkomponente  $H$  des passiven Erddruckes  $E_p$ .

a) Äußerer Wasserdruck  $W_a$ . Wegen der Durchlässigkeit des Bodens muß angenommen werden, daß der Wasserdruck  $W_a$  in voller Größe wirksam ist. Dies gilt übrigens auch für Fälle mit bindigen Böden wegen der starken Auflockerung desselben längs der Kastenaußenwände. Deshalb

$$W_a = \gamma_w \cdot \frac{t^2}{2} \text{ je lfd m Senkkastenwand,}$$

<sup>1</sup> Es wird empfohlen, hier das Studium der Aufgabe 9 einzuschalten.



dabei

$\gamma_w$  = Einheitsgewicht des Wassers in  $t/m^3$ ,

$t_a$  = Abstand des Schneidenfußes vom Wasserspiegel in m.

b) **Äußerer Erddruck  $E_a$ .** Da der Boden durch das Absenken aufgelockert wird (und zwar um so mehr, je mehr sich das Grundwerk nach oben verjüngt), kann der Erddruck  $E_a$  fast auf die ganze Höhe der Eindringungstiefe die Größe des aktiven Erddruckes nicht überschreiten. Bei starker Verjüngung kann er noch wesentlich unter der normalen Größe des letzteren bleiben, bei bindigen Böden sogar den Wert Null erreichen.

Wird  $E_a$  gleich dem aktiven Erddruck gesetzt, dann ergibt sich

$$E_a = \frac{1}{2} g_a \cdot t_b = \frac{1}{2} (\gamma_e \cdot \lambda_a \cdot t_b) \cdot t_b \quad t \text{ je lfd m Senkkastenwand,}$$

wobei

$$g_a = \gamma_e \cdot \lambda_a \cdot t_b \quad t/m^2,$$

$\gamma_e$  = Einheitsgewicht des Bodens in  $t/m^3$ ,

$\lambda_a$  = Erddruckziffer des aktiven Erddruckes für die gegebenen Bodenkennkonstanten,

$t_b$  = Abstand des Schneidenfußes von der Bodenoberfläche (zusätzlich der einer evtl. vorhandenen Wasserauflast äquivalenten Höhe).

c) **Innerer Preßluftüberdruck  $L$ .** Derselbe ist an allen Stellen in der Arbeitskammer gleich dem hydrostatischen Druck in Höhe des Schneidenfußes. Denn dieser innere Überdruck muß ja verhindern, daß Wasser in den Arbeitsraum eindringt. Der hydrostatische Druck an der Kasten-schneide ist  $\gamma_w \cdot t_a$ , wobei  $t_a$  wiederum gleich ist dem veränderlichen (mit der Teufe wachsenden) Abstand des Senkkastenfußes vom Wasserspiegel. Darnach wird der Preßluftüberdruck  $L$  dargestellt durch ein Rechteck mit den Seiten  $\gamma_w \cdot t_a$  und  $h$ , wobei  $h$  = Höhe der Kammer-seitenwand (Konsole), im Arbeitsraum gemessen, bedeutet.

$$L = \gamma_w \cdot t_a \cdot h \quad t \text{ je lfd. m Senkkastenkonsolle.}$$

d) **Horizontalkomponente  $H$  des Erdwiderstandes.** Es wurde schon weiter oben darauf hingewiesen, daß die resultierende Auflast  $R$  die Senkkastenschneiden in den Boden hineinzupressen trachtet. Der unter den waagerechten Schneidenflächen und unter den schrägen Schneidenflächen im Arbeitsraum anstehende Boden sucht diesem Eindringen Widerstand zu leisten. Er setzt dem Einsinken des waagerechten Schneideteiles den Bodengegendruck  $B$ , dem Abgleiten auf der schrägen Schneidenfläche eine Reibungskraft  $\mu N$  entgegen, und er drängt die Konsolen mit der Kraft  $H$  nach außen und biegt sie dabei auf. Je stärker diese Konsolen auf Aufbiegung beansprucht werden, desto größer wird ihr Widerstand dagegen, desto stärker pressen sie sich also gegen den Erdklotz unter dem Arbeitsraum, bis die Gleitbewegung zur Ruhe

kommt und wieder Gleichgewicht eintritt. Unterstützt wird diese Rahmenreaktion im normalen Fall durch die von außen wirkenden Horizontalkräfte  $W_a$  und  $E_a$ . Es ist selbstverständlich, daß die Konsolen so dimensioniert werden müssen, daß sie der größtmöglichen aufbiegenden Belastung gewachsen sind.

Aus den vorstehenden Überlegungen ergibt sich, daß die Aufbiegung der Senkkastenkonsole durch die Horizontalkraft  $H$  um so größer sein wird, einmal, je größer die resultierende Auflast  $H$  und der dadurch mobilisierte Erdwiderstand ist, aber auch, je kleiner die äußeren Horizontalkräfte, insbesondere der Erddruck  $E_a$  sind. Dies gilt so lange, als der passive Erddruck nicht überwunden wird, d. h. solange der Boden an den Schneideninnenflächen nicht ausweicht. Solange dieser Zustand anhält, d. h.  $H$  kleiner ist, als dem Grenzwert des Erdwiderstandes entspricht, läßt sich diese Kraft  $H$  aus der resultierenden Senkkastenaullast  $R$  herleiten. Es muß aber überprüft werden, ob die vorgenannte Bedingung erfüllt ist, indem die Größe des möglichen Erdwiderstandes bei den gegebenen Bodenkonstanten festgestellt wird. Da andererseits seine Bestimmung wegen der hier in Frage kommenden hohen Werte sehr unsicher ist, empfiehlt Lohmeyer zur Ermittlung des passiven Erddruckes das Kreysche Verfahren zur Bestimmung des Erdwiderstandes unter Annahme kreisförmiger Gleitflächen zu verwenden<sup>1</sup>.

Meist ergibt sich die stärkste aufbiegende Beanspruchung der Senkkastenkonsole, wenn der Kasten im Wasser in den Boden eingesunken ist, innen nicht mit Preßluft, sondern mit Wasser gefüllt ist und die Strömung den äußeren Boden bis zum Schneidenfuß aus irgendwelchen Gründen weggespült hat. Denn hier steht dem aufbiegenden passiven Erddruck weder ein äußerer Erddruck  $E_a$ , noch ein Wasserdruck  $W_a$  entgegen, da sich letzterer aufhebt.

Die Horizontalkomponente  $H$  des Erdwiderstandes läßt sich wie folgt ermitteln:

Bezeichnet  $\frac{Q}{2}$  die resultierende Auflast je lfd. m Schneide  $\left(\frac{Q}{2} = \frac{R}{2} = \frac{\Sigma G - A - E_a}{2l}\right)$ , wenn  $l$  = Länge der Senkkastenschneide bedeutet), dann ergibt sich unter Bezug auf Abb. 89:

$$\frac{Q}{2} = B + N \cdot \sin \varphi + \mu \cdot N \cdot \cos \varphi.$$

Wird die Verteilung des Erdwiderstandes über die Schneidenflächen, wie in Abb. 89 dargestellt, zugrunde gelegt, so ergibt sich für  $N$  je lfd. m

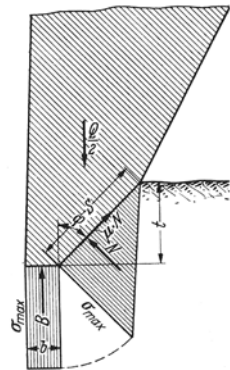


Abb. 89.

<sup>1</sup> Vgl. Brennecke-Lohmeyer: Grundbau 4. Aufl. S. 335. Krey: Erddruck, Erdwiderstand 5. Aufl. S. 143ff. Schoklitsch: Grundbau S. 397ff.

Arbeitskammerseitenwand:

$$N = \frac{1}{2} \sigma_{\max} \cdot s = \frac{1}{2} \sigma_{\max} \cdot \frac{t}{\cos \varphi}$$

und 
$$\frac{Q}{2} = \sigma_{\max} \cdot b + \frac{1}{2} \cdot \sigma_{\max} \cdot \frac{t}{\cos \varphi} (\sin \varphi + \mu \cos \varphi);$$

daraus

$$\sigma_{\max} = \frac{Q}{2b + t(\operatorname{tg} \varphi + \mu)}$$

und

$$H = N \cdot \cos \varphi = \frac{1}{2} \sigma_{\max} \cdot t$$

oder

$$H = \frac{\frac{Q}{2}}{\frac{2 \cdot b}{t} + (\operatorname{tg} \varphi + \mu)} \text{ je lfd. m Konsole.}$$

Für die Verteilung des Erdwiderstandes bei einer Konsolausbildung gemäß Abb. 90 ergibt sich:

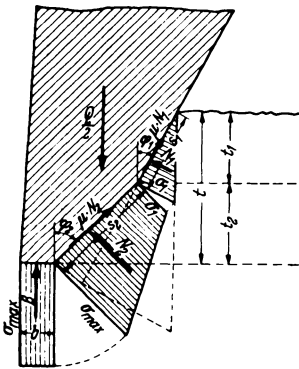


Abb. 90.

$$\frac{Q}{2} = B + N_1 (\sin \varphi_1 + \mu \cdot \cos \varphi_1) + N_2 (\sin \varphi_2 + \mu \cdot \cos \varphi_2).$$

Setzt man

$$N_1 = \frac{1}{2} \sigma_1 \cdot s_1 \quad \text{und} \quad N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_{\max}}{2} \cdot s_2$$

und beachtet, daß

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} \cdot \frac{s_1}{s_1 + s_2},$$

ferner

$$s_1 = \frac{t - t_2}{\cos \varphi_1} \quad \text{und} \quad s_2 = \frac{t_2}{\cos \varphi_2},$$

so wird

$$Q = 2b \sigma_{\max} + \frac{\sigma_{\max}}{s_1 + s_2} [s_1 t_1 (\operatorname{tg} \varphi_1 + \mu) + (2s_1 + s_2) t_2 \cdot (\operatorname{tg} \varphi_2 + \mu)],$$

daraus

$$\sigma_{\max} = \frac{Q}{2b + \frac{1}{s_1 + s_2} [s_1 t_1 (\operatorname{tg} \varphi_1 + \mu) + (2s_1 + s_2) t_2 \cdot (\operatorname{tg} \varphi_2 + \mu)]}.$$

Die Horizontalkomponente  $H$  des Erdwiderstandes ergibt sich zu

$$H = H_1 + H_2.$$

Dabei ist

$$H_1 = N_1 \cdot \cos \varphi_1 = \frac{1}{2} \sigma_{\max} \cdot \frac{s_1^2}{s_1 + s_2} \cos \varphi_1$$

und

$$H_2 = N_2 \cdot \cos \varphi_2 = \frac{1}{2} \sigma_{\max} \cdot \frac{2 \cdot s_1 + s_2}{s_1 + s_2} \cdot s_2 \cdot \cos \varphi_2.$$

### C. Zahlenrechnung.

Es wird der Fall zugrunde gelegt, daß der Herdmauercaisson mit seinem Schneidenfuß beim Absenken gerade die Kote 490,0 erreicht hat

(Endzustand der Absenkung!). Die Aufmauerung reicht bis Kote 500,50. Die Arbeitskammer ist noch mit Preßluft gefüllt (vgl. Abb. 92).

Dann ergeben sich für die wirkenden Kräfte folgende Werte:

Gewicht des Grundwerkes:

$$\sum G = 279,0 + 3,0 \cdot 15,60 \cdot (10,50 - 3,40) \cdot 2,2 = 1010 \text{ t.}$$

Gewicht der 2 Luftschleusen mit Zubehör:  $Z \sim 10 \text{ t.}$

( $\sum G' + Z'$ ) je lfd. m Schneide:

$$\frac{1020}{2 \cdot 15,60} = 32,7 \text{ t.}$$

Auftrieb, wenn der W.Sp. in der Baugrube bis 500,50 reicht:

$$A = 180,3 \cdot 1,0 + 3,0 \cdot 15,60 \cdot (10,50 - 3,40) \cdot 1,0 = 513 \text{ t.}$$

$A'$  je lfd. m Schneide:

$$\frac{A}{2 \cdot 15,60} = \frac{513}{31,20} = 16,4 \text{ t,}$$

äußerer Wasserdruck:

$$W_a = 1,0 \cdot \frac{10,50^2}{2} = 55,1 \text{ t je lfd. m Grundwerk.}$$

$$W'_a \text{ je lfd. m Konsole} = 1,0 \cdot \frac{10,5 + 8,3}{2} \cdot 2,2 = 20,6 \text{ t,}$$

äußerer Erddruck:

$$E_a = \frac{1}{2} (1,0 \cdot 0,406 \cdot 10,5) \cdot 10,5 = \frac{1}{2} \cdot 4,27 \cdot 10,5 = 22,4 \text{ t je lfd. m Grundwerk,}$$

$$E'_a \text{ je lfd. m Konsole} = \frac{1}{2} \left( 4,27 + 4,27 \cdot \frac{10,5 - 3,4}{10,5} \right) \cdot 2,2 = 7,9 \text{ t,}$$

vertikale Reibungskomponente  $E_v$ :

$$\alpha) \mu \sim 0,47 (\delta = \rho): E_v = 0,47 \cdot 22,4 = 10,5 \text{ t je lfd. m Grundwerk,}$$

$$\beta) \mu \sim 0 (\delta \sim 0): E_v = 0,$$

resultierende Auflast  $\frac{Q}{2}$  je lfd. m Schneide:

$$\frac{Q}{2} = (\sum G' + Z') - (A' + E_v).$$

$$\alpha) \text{ für } \delta = \rho: \frac{Q}{2} = 32,7 - (16,4 + 10,5) = 5,8 \text{ t,}$$

$$\beta) \text{ für } \delta = 0: \frac{Q}{2} = 32,7 - 16,4 = 16,3 \text{ t,}$$

innerer Preßluftüberdruck  $L$  je lfd. m Konsole =  $1,0 \cdot 10,5 \cdot 2,2 = 23,1 \text{ t.}$

Horizontalkomponente  $H$  des Erdwiderstandes:

Zunächst bereitet die Festsetzung der Eindringungstiefe  $t$  der Senk-kastenschneiden in den Boden einige Schwierigkeiten, da sie ja nicht

bekannt ist. Dazu ist noch folgendes zu bedenken: Während des Absenkungsvorganges wird der Boden an den Schneiden fortlaufend abgegraben, wobei das Hauptaugenmerk darauf gerichtet werden muß, daß sich der Senkkasten nicht schief stellt, sondern an der gewünschten Stelle und in der gewünschten Richtung (in unserem Beispiel lotrecht) nach unten geht. Das führt aber dazu, daß die Schneiden nicht an allen Stellen zu jeder Zeit gleich tief im Boden stecken. Bei dieser Sachlage muß man sich mit einer brauchbaren Annahme von  $t$  begnügen.

In unserem Beispiel soll angenommen werden, daß der Boden im Arbeitsraum bis zur oberen Begrenzung des unter  $45^\circ$  geneigten Schneidenteiles reicht, so daß  $t = 0,24$  m beträgt.

Dann ergibt sich für  $H$ :

α) für  $\delta = \rho$ , d. h.  $E_v = 10,5$  t je lfd. m Grundwerk

$$H = \frac{5,8}{\frac{2 \cdot 0,10}{0,24} + (\operatorname{tg} 45^\circ + 0,47)} = 2,5 \text{ t je lfd. m Konsole,}$$

β) für  $\delta = 0$ , d. h.  $E_v = 0$

$$H = \frac{16,3}{\frac{2 \cdot 0,10}{0,24} + (\operatorname{tg} 45^\circ + 0,47)} = 7,1 \text{ t je lfd. m Konsole.}$$

Der Grenzwert für den passiven Erddruck  $E_p$  bei Annahme ebener Gleitflächen und für  $\rho = 25^\circ$ ,  $\delta = -25^\circ$ ,  $\alpha = +45^\circ$ ;  $\beta = 0$ , also  $\lambda_p \sim 210$  wird

α) für  $\gamma_e = 1,0$  t/m<sup>3</sup> für den inneren Boden (Boden wassergesättigt!):

$$E_p = \frac{1}{2} (1,0 \cdot 210 \cdot 0,24) \cdot 0,24 = 6,1 \text{ t je lfd. m Konsole,}$$

β) für  $\gamma_e = 1,7$  t/m<sup>3</sup> für den inneren Boden (Boden durch Preßluft trocken!):

$$E_p = \frac{1}{2} (1,7 \cdot 210 \cdot 0,24) \cdot 0,24 = 10,0 \text{ t je lfd. m Konsole.}$$

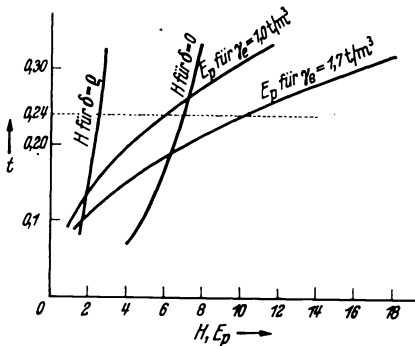


Abb. 91. Zusammenhang zwischen  $H$  bzw.  $E_p$  und  $t$ .

bei  $H$  für  $\delta = 0$  und  $E_p$  für  $\gamma_e = 1,0$  t/m<sup>3</sup> der Wert  $t$  etwas größer angenommen werden müßte, um mit der Annahme sicher zu gehen. Da in unserem Falle mit einer Reibung an der Grundwerksaußenwand zu

rechnen ist, außerdem  $\gamma_e$  des Innenbodens größer als  $1,0 \text{ t/m}^3$  zugrunde zu legen ist unter der Wirkung des Preßluftüberdruckes, kann die Annahme  $t = 0,24 \text{ m}$  als hinreichend sicher betrachtet werden.

In Abb. 92 sind die Ergebnisse des Zahlenbeispiels aufgetragen für den ungünstigen Fall, daß  $\delta = \rho$  ist (d. h.  $H = 2,5 \text{ t}$  je lfd. m Konsole  $= \frac{1}{2} g \cdot 0,24$ ; daraus  $g = \frac{2 \cdot 2,5}{0,24} = 20,8 \text{ t/m}^2$ ). In ähnlicher Weise lassen sich andere Belastungsfälle bzw. Belastungsannahmen darstellen und so der für die Dimensionierung ungünstigste Belastungsfall ermitteln.

Wie schon erwähnt, geht die Versenkung nicht immer ganz glatt vonstatten. Dadurch ergeben sich die verschiedenartigsten Auflage-

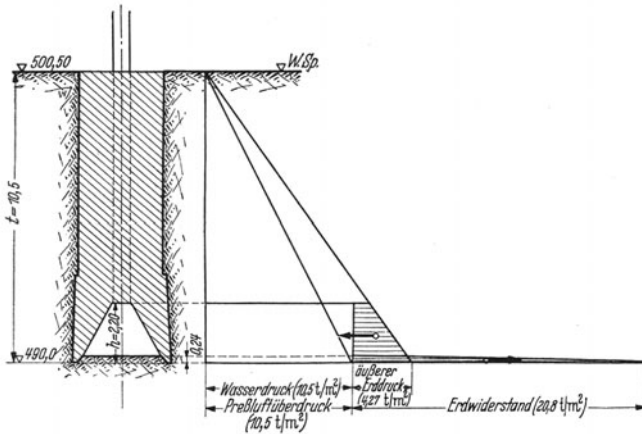


Abb. 92. Die Belastungen sind im halben Maßstab der Höhen aufgetragen.

ungsmöglichkeiten und damit Beanspruchungen auch in der Längsachse. So kann es vorkommen, daß der Senkkasten während eines Absenkungsstadiums nur an den Kopfwänden gelagert ist oder aber mit nur einer Kopfwand und in der Mitte mit den Schneiden beiderseits aufsitzt. Eine weitere Möglichkeit ist die Auflagerung mit der ganzen Breite bei einer Kopfwand, mit nur einer Ecke bei der gegenüberliegenden Kopfwand. Natürlich sind auch noch Kombinationen dieser ange deuteten Möglichkeiten gegeben. Sie zeigen, daß insbesondere bei Eisenbetonsenk kasten sorgfältigste Armierung geboten, insbesondere dop pelte Armierung unerlässlich ist, um Rißbildungen beim Absenken und damit Undichtigkeiten zu vermeiden.

## Aufgabe 9.

### Allgemeine Untersuchung der Auftriebsverhältnisse eines Druckluftsenkkastens.

Man untersuche ganz allgemein die Auftriebsverhältnisse eines Druckluftsenkkastens für eine Absenktiefe  $t$  unter dem Wasserspiegel

1. für den normalen Betriebszustand (Arbeitskammer mit Preßluft gefüllt; kein Wasser mehr im Senkkasten-Hohlraum);

2. für den Fall, daß Arbeitskammer und Einsteigschächte bis zum gegebenen Wasserspiegel mit Wasser gefüllt sind;

3. für den Fall, daß durch einen Unfall (z. B. Bruch eines Einsteigrohres) die Preßluft aus Kammer und Einsteigschächten plötzlich entweicht!

Zur Veranschaulichung ist der in Abb. 93 dargestellte Druckluftsenkkasten eines Straßenbrückenpfeilers beigegeben.

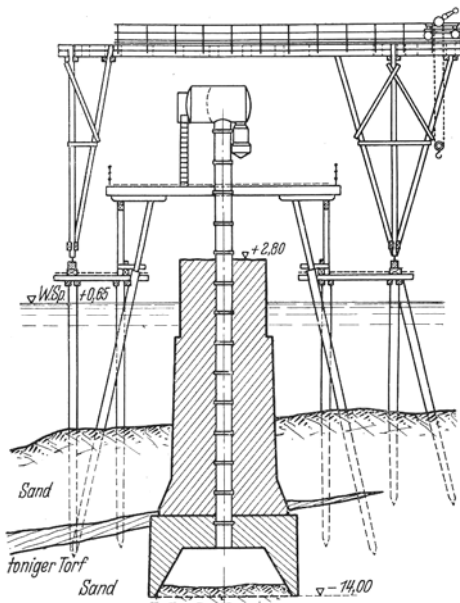


Abb. 93.

### Lösung.

#### Fall 1.

Der hydrostatische Druck auf ein Flächenelement  $dF$  in der Tiefe  $t$  unter dem Wasserspiegel ist  $W = \gamma_w \cdot dF \cdot t$ , wobei  $\gamma_w$  das Raumgewicht des Wassers bedeutet. Da aber auf dem Wasserspiegel noch der atmosphärische Druck  $p_0$  t/m<sup>2</sup> lastet, ergibt sich für das Flächenelement

der Gesamtdruck  $P = p_0 \cdot dF + \gamma_w \cdot dF \cdot t$ . Dieser Druck in der Tiefe  $t$  wirkt nun, wie in Aufgabe 1 bereits gezeigt wurde, nicht nur mit dieser Größe lotrecht nach abwärts, sondern nach allen Seiten hin.

Nun greifen wir einen unendlich schmalen Streifen  $dF$  am Senkkastenfuß heraus, der vom Wasserspiegel den Abstand  $t$  hat. Nach obigem beansprucht der dort herrschende Gesamtdruck  $P$  aus Wassergewicht und Luftgewicht die Senkkastenschneide nicht nur horizontal, sondern wirkt unter dem Senkkasten in der Niveauebene des Senkkastenfußes ( $-14,0$ ) mit der gleichen Größe lotrecht nach oben, d. h. er tritt gleichzeitig als Seitendruck ( $S$ ) und Unterdruck ( $U$ ) auf. Es ist also für die Tiefe  $t$ :

$$P = S = U = p_0 dF + \gamma_w \cdot dF \cdot t.$$

Wäre im Arbeitsraum des Senkkastens keine Preßluft vorhanden, stünde diese Kammer vielmehr mit der Atmosphäre in freier Verbindung, so würde das unter dem Senkkasten anstehende Wasser, das dort unter dem Druck  $P = U$  steht, infolge dieses Druckes in die Arbeitskammer eingepreßt. Um dies zu verhindern, wird der Arbeitsraum mit Preßluft gefüllt. Diese Preßluft vermag dabei das Eintreten des Wassers in den Senkkasten-Hohlraum nur zu verhindern, wenn der Druck  $L$  derselben ebenso groß ist wie der Druck  $U$ . Die Gleichgewichtsbedingung lautet also:

$$L = U = p_0 dF + \gamma_w \cdot dF \cdot t \text{ (Tonnen)}$$

oder für die Flächeneinheit und für  $\gamma_w = 1,0 \text{ t/m}^3$

$$L_1 = \frac{L}{dF} = \frac{U}{dF} = p_0 + t \text{ (Tonnen je m}^2\text{)}.$$

Da der Atmosphärendruck in der Arbeitskammer ebenfalls gleich  $p_0$  gesetzt werden kann, muß der Preßluftdruck  $L'$  als Überdruck über den Atmosphärendruck gleich  $t$  m Wassersäule sein.

Der Gesamtunterdruck  $W$  je lfd. m Senkkasten ergibt sich unter Außerachtlassung des Atmosphärendruckes (vgl. Abb. 94<sup>1</sup>) mit

$$\sum dF = F = 2 \cdot b \cdot 1,0$$

zu

$$U = \gamma_w \cdot 2 \cdot b \cdot 1,0 \cdot t = \gamma_w \cdot 2 \cdot b \cdot t.$$

Diesem Druck wirkt entgegen die infolge der Verjüngung der Seitenbegrenzung des Grundwerkes lotrecht nach abwärts wirksame Wasserauflast. Sie ermittelt sich für beide Seiten zu

$$N = 2 \cdot \left( \gamma_w \cdot \frac{b-b'}{2} \cdot 1,0 \cdot t \right) = 2 \left( \gamma_w \cdot \frac{b-b'}{2} \cdot t \right).$$

Es bleibt die nach oben gerichtete resultierende Kraftwirkung:

$$A = U - N = \gamma_w \cdot 2 \cdot b \cdot 1,0 \cdot t - 2 \left( \gamma_w \cdot \frac{b-b'}{2} \cdot 1,0 \cdot t \right) = \gamma_w (b + b') \cdot 1,0 \text{ t}.$$

Der Ausdruck  $(b + b') \cdot 1,0 \cdot t$  entspricht, wie man ohne weiteres übersehen kann, dem Rauminhalt eines lfd. m des im Wasser stehenden Teiles des Grundwerkes einschl. Arbeitskammerhohlraum und Einsteigschächten, d. h. der Ausdruck  $A$  stellt das Gewicht des von diesem

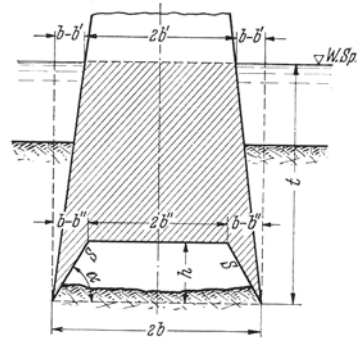


Abb. 94.

<sup>1</sup> Zur Erläuterung des Grundsätzlichen wird das Grundwerk lediglich schematisch dargestellt.



Grundwerkteile verdrängten Wasservolumens dar, ist also mit dem Auftrieb identisch.

Es soll nun noch geprüft werden, ob der Preßluftüberdruck in der Arbeitskammer einen Einfluß auf die Größe des Auftriebes hat! Der Preßluftüberdruck hat an allen Stellen des Arbeitsraumes auf die Flächeneinheit die Größe  $L' = \gamma_w \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot t = \gamma_w \cdot t$ . Seine Gesamtgröße nach unten (auf die Berührungsfläche zwischen Wasser und Preßluft in der Ebene des Schneidenfußes) ergibt sich dann je lfd. m Senkkasten zu:

$$L = \gamma_w \cdot 2 \cdot b \cdot 1,0 \cdot t = \gamma_w \cdot 2 \cdot b \cdot t = U,$$

d. h. der nach unten wirkende Preßluftüberdruck nimmt den gesamten nach oben wirkenden Unterdruck des Wassers auf, hält ihm das Gleichgewicht. Er verhindert also die unmittelbare Einwirkung des Unterdruckes auf das Bauwerk.

Welche Verhältnisse ergeben sich nun für die Decke des Arbeitsraumes und die schrägen Schneidenflächen? An der Decke ruft der Preßluftüberdruck eine lotrecht nach oben gerichtete Gesamtkraft hervor von

$$L_d = \gamma_w \cdot 2 \cdot b'' \cdot 1,0 \cdot t = \gamma_w \cdot 2 \cdot b'' \cdot t.$$

Nun zu den schrägen Flächen! Man kann sich dieselben zerlegt denken in lauter unendlich schmale waagerechte und lotrechte Elementarflächenstreifen. Die Summierung der lotrechten Streifen ergibt dann auf jeder Seite die Horizontalprojektion der schrägen Fläche, die Summierung der waagerecht liegenden Flächenstreifen die Vertikalprojektion derselben. Die Größe der letzteren, die für uns hier nur von Interesse ist, ergibt sich zu  $s \cdot \cos \alpha = b - b''$ .

Nun läßt sich auch der lotrecht auf die schrägen Schneiden  $s$  wirkende Preßluftüberdruck, dessen Größe auf jeder Seite

$$L_s = \gamma_w \cdot s \cdot 1,0 \cdot t = \gamma_w \cdot s \cdot t$$

beträgt, in seine waagerechten und senkrechten Komponenten auf die lotrechten bzw. waagerechten elementaren Flächenstreifen zerlegen. Da der Einheitsüberdruck an allen Stellen des Arbeitsraumes, also auch an allen Stellen der Schneiden gleich groß ist, müssen auch die Einheitsdrücke seiner Komponenten überall gleich groß sein.

Für die Vertikalprojektion der Schneiden ergibt sich damit eine Gesamtgröße der lotrechten Überdruckkomponente von

$$2 L_s = 2 \cdot (\gamma_w \cdot s \cdot \cos \alpha \cdot 1,0 \cdot t) = 2 \cdot [\gamma_w \cdot (b - b'') \cdot t]$$

$$2 L_s = 2 \cdot \gamma_w \cdot b \cdot t - 2 \cdot \gamma_w \cdot b'' \cdot t.$$

Der gesamte, auf Decke und Schneiden nach oben wirkende Preßluftüberdruck beträgt also:

$$L_d + 2 L_s = \gamma_w \cdot 2 b'' \cdot t + 2 \cdot \gamma_w \cdot b \cdot t - 2 \gamma_w \cdot b'' \cdot t = \gamma_w \cdot 2 b \cdot t = U,$$

d. h. der lotrecht nach oben wirkende Preßluftüberdruck hat auf das Bauwerk die gleiche Kraftwirkung wie der Unterdruck in der Ebene des

Schneidenfußes. Unter Berücksichtigung der unverändert von oben nach unten wirkenden Wasserauflasten an den schrägen Außenflächen heißt das:

der Preßluftüberdruck im Arbeitsraum des Senkkastens ruft keine Kraft hervor, welche die Größe des weiter oben abgeleiteten Auftriebs  $A$  irgendwie verändert (vergrößert).

### Fall 2.

Es wird wiederum 1 lfd. m Senkkasten betrachtet. Der Arbeitsraum ist jetzt wassererfüllt. Bleibt der Atmosphärendruck abermals außer Betrachtung, dann steht die waagerechte Decke der Arbeitskammer unter einem hydrostatischen Druck, der für jedes Flächenelement desselben gleich ist dem Gewicht einer Wassersäule von der Höhe, welche dem lotrechten Abstand dieser Stelle vom Wasserspiegel entspricht. Daraus ergibt sich, daß der Unterdruck je Flächeneinheit für den waagerechten Deckenstreifen  $\gamma_w(t - h)$  beträgt.

Der normal auf die schrägen Seitenwände der Kammer wirksame Unterdruck läßt sich — wie der Preßluftüberdruck im Falle 1 — in eine lotrechte und eine waagerechte Komponente zerlegen. Die lotrechten Elementarkräfte, welche in ihrer Summe die lotrechte Komponente bilden, sind hier aber nicht alle gleich groß, wie im Falle 1, sondern wachsen von  $\gamma_w(t - h)$  allmählich an auf  $\gamma_w \cdot t$ .

Der Gesamtunterdruck ergibt sich deshalb zu

$$U = \gamma_w \cdot 2b'' \cdot 1,0(t - h) + 2 \cdot \gamma_w(b - b'') \cdot 1,0 \frac{(t - h) + t}{2}$$

$$U = 2\gamma_w \cdot b \cdot t - \gamma_w(b + b'') \cdot h.$$

Der Ausdruck  $\gamma_w(b + b'') \cdot h$  stellt den Inhalt des lichten Arbeitsraumes je lfd. m dar, multipliziert mit dem Einheitsgewicht  $\gamma_w$  des Wassers. Der Unterdruck im Falle 2 wird also vermindert um das Gewicht des Wasservolumens, das die Arbeitskammer ausfüllt. Da sich an den von oben nach unten wirksamen Wasserauflasten gegenüber Fall 1 nichts geändert hat, ist auch die Verkleinerung des Auftriebs im Vergleich zum Falle 1 genau so groß wie die Unterdruckminderung, also

$$A = \gamma_w(b + b') \cdot t - \gamma_w(b + b'') \cdot h$$

bezogen auf 1 lfd. m Senkkasten.

Wird beachtet, daß der Ausdruck

$$(b + b')t - (b + b'')h$$

den Inhalt des lfd. m Senkkastens ohne Arbeitskammer bis zum Wasserspiegel darstellt, so erkennt man, daß unser Resultat mit der üblichen Definition des Auftriebs in Einklang steht. Denn diese besagt, daß die Größe des Auftriebs, der auf einen Körper in einer Flüssig-

keit einwirkt, gleich ist dem Gewicht des vom Körper verdrängten Flüssigkeitsvolumens.

### Fall 3.

Das plötzliche Entweichen der Preßluft aus dem Senkkasten ruft eine Störung des Gleichgewichtszustandes in Niveauebene  $-14,0$  m ü. NN. hervor, weil dem von unten nach oben wirkenden hydrostatischen Druck + Atmosphärendruck in diesem Augenblick im Innern der Kammer nur etwa noch der Atmosphärendruck entgegenwirkt, so daß rechnermäßig ein von unten nach oben wirkender Überdruck gleich dem hydrostatischen Druck in der Niveauebene  $-14,0$  m ü. NN. vorhanden ist.

Dieser Überdruck kann aber nicht als Druck zur Auswirkung gelangen, da er nirgends auf Widerstand stößt. Die Folge ist, daß sich dieser Druck (potentielle Energie!) in Bewegungsenergie umsetzt, indem das Wasser mit großer Geschwindigkeit in die Kammer eindringt. Eine weitere Folge ist, daß beim Entweichen der Preßluft plötzlich der nach oben gerichtete Überdruck auf die innere Arbeitskammerbegrenzung aufhört. In dem Maße, in dem das von unten in den Arbeitsraum eindringende und ihn allmählich füllende Wasser wieder hydrostatische Druckwirkung nach oben ausübt, nähern wir uns den Druck- und Auftriebsverhältnissen des Falles 2. Im Augenblick der Gleichgewichtsstörung ist demnach auch der Auftrieb gleich Null. Praktisch wirkt sich dies dahin aus, daß der Senkkasten unter der momentanen Wirkung seines unverminderten vollen Gewichtes ruckartig in den Boden einsinkt.

Man erkennt, daß es für die Bestimmung des Auftriebes nach der allgemein üblichen Art (Auftrieb = Gewicht des verdrängten Flüssigkeitsvolumens) unerlässlich ist, sich davon zu überzeugen, das Gleichgewichtszustand herrscht. In Fällen, wie sie das Beispiel unserer Frage 3 zeigt, wo also für das Untersuchungsstadium kein Gleichgewicht herrscht, würde die mechanische Anwendung obiger Definition für die Bestimmung des Auftriebes zu groben Falschschlüssen führen. Deshalb wurde in der vorliegenden Aufgabe bei Ermittlung des Auftriebes von den vertikalen Druckkomponenten ausgegangen, um jeweils die Gleichgewichtsverhältnisse klar zu übersehen.

## Aufgabe 10.

### Entwicklung eines Talsperrenquerschnittes mittels des Grunddreieckes.

Es soll der Querschnitt einer durch Unterdruck (Sohlenwasserdruck) beanspruchten massiven Talsperre (Gewichtsstaumauer) ent-

wickelt werden, wobei von einem regelmäßigen Grunddreieck nach E. Link ausgegangen werden soll<sup>1</sup>.

Der gewählte Baustoff der Sperrmauer (Gußbeton mit verstärkten Blöcken in verschiedenen Größen) hat das Einheitsgewicht  $\gamma_m = 2,3 \text{ t/m}^3$ . Als höchstzulässige Randspannung im Sperrmauerwerk werden  $120 \text{ t/m}^2$  für die gegebenen Verhältnisse festgelegt. Die sorgfältig durchgeführten Untersuchungen des tragfähigen Felsuntergrundes ergaben für die höchst zulässige Bodenbelastung  $\sigma_{zul}$  nur einen Wert von  $80 \text{ t/m}^2$ . Die für die Gründung geeignete klüftfreie Felschicht liegt auf Kote + 1197,0 m ü. NN., die Bodenoberfläche (Flußsohle) auf Kote + 1204,0 m ü. NN., die Mauerkrone auf Kote + 1240,00 m ü. NN.

Welchen Einfluß hätte ein Eisschub von 60 t je Längenermeter der Mauer, der auf Kote + 1238,00 angreift, auf die Stabilität des für die obigen Bedingungen bemessenen Mauerquerschnittes?

## Lösung.

### I. Die wirkenden Kräfte.

An die Bemessung und Ausführung einer Talsperre — und zwar ganz gleich, um welche Bauart es sich dabei handelt (Gewichtsstaumauer, „aufgelöste“ Mauern, wie Gewölbereihensperren, Pfeilersperren mit Platten, Bogenstaumauern, Staudämme) und welcher Baustoff Verwendung findet (Bruchstein-, Quader- oder Zyklopenmauerwerk, Stampfbeton, plastischer Beton, Gußbeton, Eisenbeton; Damm-Material aller Art) — müssen besonders hohe Anforderungen gestellt werden, einmal weil der Bruch eines solchen Bauwerks in den allermeisten Fällen durch die damit verbundene Flutwelle eine unabsehbare Katastrophe für die unterhalb liegenden Gebiete nach sich zieht (dichte Besiedelung in Deutschland!), zum anderen weil bei Talsperren besonders große Kräfte auftreten und dabei einzelne der Kraftwirkungen obendrein noch nicht völlig geklärt sind (z. B. Temperaturspannungen mit ihren Folgen, den Temperaturrissen!).

Die angreifenden Kräfte, mit denen man es bei Talsperren zu tun hat, sind folgende:

1. Der Wasserdruck des Stauens, der auf die dem Stausee zugekehrte benetzte Wand der Mauer wirkt. Seine Resultierende greift — vom tiefsten benetzten Punkt dieser Wand gemessen — für lotrechte Wand in ein Drittel der Wassertiefe  $t$  und bei gleichförmig geneigter Wand in ein Drittel der Mauerbegrenzungslinie an, die sich für diesen tiefsten benetzten Punkt bei höchstem Stauseespiegel ergibt.

<sup>1</sup> Link, E.: Die Bestimmung der Querschnitte von Staumauern und Wehren aus dreieckigen Grundformen. Berlin: Springer 1910.

2. Der Unterdruck (Sohlenwasserdruck) und der Porenwasserdruck (Fugenwasserdruck im Mauerwerk). Es ist eine selbstverständliche Forderung, daß die Mauer mit äußerster Sorgfalt auf die Gründungsfuge aufgesetzt wird mit dem Ziele eines satten, dichten Anschlusses. Auch der Untergrund wird dicht gemacht (z. B. durch Zementinjektionen), sofern er es nicht von Natur aus ist. Gleichwohl besteht keine Gewähr dafür, daß unter der Wirkung des hohen Wasserdruckes des Stausees kein Wasser unter die Mauergründungsfuge gepreßt wird. Dieses in die Gründungsfuge gepreßte Wasser setzt nun die Mauer von unten, von der Sohle her, lotrecht nach oben unter Druck. Die Zerstörung von Talsperren dürfte meist auf zu großen Unterdruck im Zusammenwirken mit der Überwindung der Sohlenreibung zurückzuführen sein. Auch die üblich gewordene weitgehende Entwässerung der Mauersohle (steil nach oben geführte Drainrohre!), sowie die Anordnung einer Mauerschürze (Herdmauer) an der Wasserseite der Sperre zur Verlängerung des Sickerweges im Boden für das Druckwasser vermag das Auftreten dieses Sohlenwasserdruckes nicht immer ganz zu verhindern. Wie groß dieser Unterdruck aber ist und welche Verteilung er über die Sohle aufweist, kann nicht vorhergesagt werden. Man ist hier vielmehr auf Annahmen angewiesen. Je nach dem geologischen Aufbau und der Felsstruktur wird er etwa schwanken zwischen 100% und 50% der größten Wassertiefe  $t$  an der Wasserseite bzw. 50% und 0% an der Luftseite.

Für unser Beispiel wird dichter Baugrund, Anordnung einer Herdmauer und Lehmdichtung vorausgesetzt, überdies der Unterdruck zur Sicherheit an der Wasserseite voll, also mit  $h$  Tonnen je  $m^2$  (100% von  $h$ ) angenommen und vorausgesetzt, daß er bis zur Luftseite geradlinig auf 0 Tonnen je  $m^2$  (0% von  $h$ ) abnimmt.

Nun kann das Wasser auch in Poren oder Arbeitsfugen des Mauerwerks gepreßt werden und in solchen Fugen einen nach oben gerichteten Unterdruck verursachen. Man versucht dies zu vermeiden durch Ausführung eines möglichst dichten Mauerwerks (z. B. peinlich gewählte Kornzusammensetzung bei Beton), durch Dichtungsmaßnahmen an der wasserseitigen Sperrwand (Isolierschicht), durch Anordnung von Drainsystemen in der Mauer und durch eine solche Bemessung der Mauer, daß nirgends Zugspannungen auftreten können (vgl. „die Standfestigkeitsbedingungen“ unter II weiter unten).

3. Der Eisschub bei Talsperrenbauwerken in Gegenden mit sehr rauhem Klima (sehr starken anhaltenden Frösten; Hochgebirge!). Über seine Größe liegen verlässige Angaben nicht vor. Diese kann aber keinesfalls größer sein als die Druckfestigkeit des Eises (etwa 200 bis 220  $t/m^2$ ). In Deutschland wird bisher der Eisschub nicht berücksichtigt; in der Schweiz wird er bis zu 70  $t$  je lfd. m Mauer, in Amerika bis zu 60  $t$  je

lfd. m Mauer angenommen. Infolge der wechselnden Wasserstände im Staubecken kann er in verschiedenen Höhen auftreten. Am wirksamsten ist er natürlich, wenn die starke Eisbildung bei vollem Stausee, also höchstem Stauseespiegel eintritt wegen des dadurch bedingten großen Hebelarmes. Da die starke Frostbildung mit der Niederwasserführung zusammenfällt, während welcher die Wasserreserven der Staubecken stark in Anspruch genommen werden (Absinken des Wasserspiegels, tägliche Spiegelschwankungen), wird auch der Eisschub nur ganz selten mit seiner ungünstigsten Wirkung auf die Stabilität der Mauer auftreten. Außerdem kann seine Wirkung noch vermindert werden durch schräge wasserseitige Mauerbegrenzung, besonders im oberen Teil, auf der das Eis nach oben ausweichen kann, oder durch Heizung des Mauerkopfes (Vorschlag O. Franzius).

4. Der Wellenschlag. Seine Wirkung wird nur fühlbar, wenn der Stausee groß ist und sich überdies in der Richtung erstreckt, in der die stärksten anhaltenden Winde auftreten. Er könnte berücksichtigt werden nach dem in Aufgabe 6 gezeigten Verfahren (Meereswellen bei Seemolen!). In den meisten Fällen erübrigt sich dies jedoch, da aus Sicherheitsgründen zur Bemessung des Mauerquerschnittes der Stauseespiegel in Höhe der Krone angenommen wird, wodurch ein wesentlicher Teil der hydrostatischen Wirkung des Wellenschlages bereits mitberücksichtigt ist. In unserem Beispiel bleibt er deshalb außer Ansatz.

5. Der Erddruck. Dieser tritt als „angreifende“ Kraft auf, wenn die Mauer wasserseits eine Hinterfüllung erhält bzw. in einen Boden hineingebaut wird, der aktiven Erddruck ausübt. Der wasserseitige Erddruck kann aber auch erst im Laufe der Jahre Bedeutung gewinnen, z. B. bei starker Geschiebeablagerung und Auflandung an der Sperrenwand. Luftseitig gewinnt der Erddruck besondere Bedeutung bei Staumauern, die zur Einfassung eines künstlichen Speicherbeckens angelegt und luftseitig hinterfüllt sind. Man nimmt für die Bestimmung der Größe des Erddruckes  $\rho$  möglichst klein, das Raumgewicht  $\gamma_e$  ungünstig an und setzt außerdem zur Sicherheit  $\delta \sim 0$  (also geringe Reibung zwischen Mauerwand und Erde).

Abgesehen von solchen Sonderfällen ist die für einen aktiven Erddruck in Frage kommende Bodenhöhe (einschl. evtl. Anschüttung) bei Sperrenanlagen gegenüber der Wassertiefe, damit die Größe des Erddruckes gegenüber dem Stauwasserdruck so klein, daß die Vernachlässigung dieser Kraft unbedenklich ist. Im vorliegenden Beispiel bleibt sie unberücksichtigt.

6. Das Mauergewicht. An sich ist ja die Sperrenmauer das „Objekt“, auf das die vorskizzierten Kräfte angreifend einwirken. Insofern stellt das Gewicht der Mauer neben dem Bodengegendruck und den lotrecht nach abwärts wirkenden Wasserdruckkomponenten eine „widerste-

hende“ Kraft dar. Bei leerem Staubecken wird aber auch das Mauer-  
gewicht zur „angreifenden“ Kraft, und zwar auf den wasserseitigen  
Teil des Untergrundes. Im Hinblick auf die unmittelbare Gründung  
einer Schwergewichtsmauer auf tragfähigem Fels kann der Bodenwider-  
stand (Bodengegendruck) als statisch bestimmt angenommen werden.

Das Mauergewicht setzt sich zusammen aus dem Eigengewicht der  
Mauer und den allfälligen Auflasten auf Mauerkrone bzw. Zusatzlasten  
aus Maschinen usw., die im Mauerinnern untergebracht sind.

Große Bedeutung kommt der vorherigen verlässigen Bestimmung  
des Raumgewichtes des Mauerwerks zu wegen seines großen Einflusses  
auf die Mauerabmessung. Es schwankt im allgemeinen zwischen  
 $\gamma_m = 2,2 \text{ t/m}^3$  und  $\gamma_m = 2,5 \text{ t/m}^3$  je nach dem verwendeten Baustoff  
und den Einzelgewichten der Konstruktionsteile.

7. Schließlich kommen noch folgende Angriffskräfte in Betracht:  
Kräfte infolge Temperaturänderung, Schwindens oder Quellens  
(bei Bogen- und Gewölbereihenmauern), solche infolge von Form-  
änderungen der Fundamentsohle (bei Gewichtsstaumauern), von  
Verdrehungen und Nachgiebigkeit der Talwände (bei Bogen-  
staumauern), von elastischen Formänderungen der Pfeiler (bei  
aufgelösten Sperren). Ihre Berücksichtigung ist in den meisten Fällen  
nicht nötig, wenn dafür Sorge getragen wird, daß die auftretenden höch-  
sten und niedrigsten Druckspannungen nicht völlig an die Höchst- bzw.  
Nullgrenze herankommen. Im übrigen wird auf die Spezialliteratur ver-  
wiesen<sup>1</sup>.

## II. Die Standfestigkeitsbedingungen.

Die Mauer muß so bemessen werden, daß sie unter der Einwirkung  
von Kräften, wie sie unter I. erläutert wurden, nicht irgendwie zerstört  
wird. Früher begnügte man sich mit den Forderungen:

1. Die Mauer darf infolge des Stauwasserdruckes nicht kippen  
(kanten),
2. sie darf unter der Einwirkung dieser Kraft nicht gleiten.

Zu diesen Forderungen sind dann noch folgende Standfestigkeits-  
bedingungen getreten:

---

<sup>1</sup> Z. B. Link: Die Bestimmung der Querschnitte von Staumauern und Wehren  
aus dreieckigen Grundformen. Berlin: Springer 1910. Ziegler: Der Talsperrenbau.  
Berlin: Ernst & Sohn 1925/27. Ders.: Die Widerstandsform der Voll- und Pfeiler-  
Staumauern. Z. dtsh. Wasserw., 1942. Colorio: Beitrag zur Bemessung von  
Staumauern. Dissertation T. H. Hannover 1926. Marquardt: Die Talsperren.  
Handb. für Eisenbetonbau. Berlin: Ernst & Sohn 1926 und zahlreiche Fachzeit-  
schriften wie: Dtsch. Wasserw.; Wasserwirtschaft, Wien; Schweiz. Wasser- u.  
Energiewirtschaft; Bautechnik; Bauingenieur; Schweiz. Bauztg.; Z. öst. Ing.-  
u. Archit.-Ver.

3. Es dürfen sowohl bei vollem als auch bei leerem Becken keine Zugspannungen an irgendeinem Mauerpunkt auftreten, d. h. die Drucklinie muß für beide Belastungsfälle stets im mittleren Drittel (Kern) des Mauerprofils verlaufen.

4. Die tatsächlich auftretenden Druckspannungen dürfen an keiner Stelle weder bei vollem noch bei leerem Becken die zulässigen Druckspannungen des Baumaterials übersteigen. Genauer heißt die Forderung, daß die auftretenden Hauptdruckspannungen und Schubspannungen an keiner Stelle das durch das Material vorgeschriebene Maß der Beanspruchung übersteigen.

Kippgefahr tritt ein, wenn die Resultierende sämtlicher, oberhalb der Bodenfuge wirkenden waagrechten wie lotrechten Kräfte außerhalb des luftseitigen Mauerfußes verläuft oder wenn die Bodenpressung an dieser Mauerstelle die Tragfähigkeit des Untergrundes überschreitet. Es ist leicht zu übersehen, daß die Forderungen 3. und 4. über die Forderung 1. wesentlich hinausgehen und sie in sich einschließen. Denn die Sicherheit gegen Kippen ist im Grenzfall schon gegeben, wenn die Schlußkraft durch den luftseitigen Mauerfuß (Mauervorderkante) geht. Dann ist dort aber eine unendlich große Druckbeanspruchung vorhanden. Nach der Forderung 4. dagegen muß die Schlußkraft (Resultierende) in einem solchen Abstand von der Mauervorderkante verlaufen, daß die zulässigen Randpressungen nicht überschritten werden.

Nun noch eine kurze Bemerkung zu den Forderungen 3. und 4. (genauere Fassung!). Es hat sich herausgestellt, daß bei geneigter Mauerwand an der Wasserseite nur dann keine Zugspannungen auftreten, wenn bei gefülltem Becken für die wasserseitige Randspannung  $\sigma_w$  die Bedingung erfüllt ist

$$\sigma_w > \gamma_w \cdot h \cdot \cos^2 \psi_w.$$

Dabei ist

$\gamma_w$  = Raumgewicht des Wassers,

$h$  = Tiefenlage der betrachteten waagrechten Mauerfuge unter der Krone,

$\psi_w$  = Neigungswinkel der wasserseitigen Mauerbegrenzung mit der betrachteten horizontalen Fuge.

Für  $\psi_w < 90^\circ$  (geneigte wasserseitige Mauerbegrenzung!) bedeutet dies, daß es zur Vermeidung des Auftretens von Haupt-Zugspannungen an der Wasserseite bei gefülltem Becken nicht genügt, daß die Drucklinie lediglich innerhalb des Kerns zu liegen kommt. Sie muß vielmehr so weit vom luftseitigen Rand des Kerns entfernt bleiben (nach dem Kerninneren rücken), daß die obige Bedingung für  $\sigma_w$  erfüllt ist. Damit geht im allgemeinen Fall die genauere Forderung 4. auch noch über die Forderung 3. bei gefülltem Becken hinaus, schließt sie in sich ein. Außerdem zeigt sich, daß die früher vielfach aufgestellte Forderung, die



Randspannungen an der Wasserseite dürfen zur Vermeidung von Zugspannungen an der wasserseitigen Mauerfront an keiner Stelle unter 5 bis 10 t/m<sup>2</sup> heruntergehen, bei hohen Sperren gegebenenfalls bei weitem nicht genügt. Sie reicht nur sicher hin, wenn  $\cos \psi_w = 0$ , also  $\psi_w = 90^\circ$ , d. h. die wasserseitige Mauerbegrenzung lotrecht steht, was bei hohen Mauern praktisch kaum vorkommt.

Bei Erfüllung der vorstehenden Bedingungen hinsichtlich der Hauptdruck- bzw. -zugspannungen besteht gleichzeitig genügende Sicherheit, daß die zulässige Schubfestigkeit nicht überschritten wird.

Die Gleitsicherheit (Forderung 2) wird von der Erfüllung der Forderungen 3. bzw. 4. nicht berührt; sie ist gesondert nachzuweisen. Dabei gehört die Gefahr des Gleitens zu den größten Gefahren, welche einer Staumauer drohen kann. Die meisten der bisher beobachteten Staumauerzerstörungen, wie ja auch vieler kleinerer Mauern (z. B. Kaimauern), sind auf Abschiebungen des Mauerkörpers auf der Fundamentfuge zurückzuführen. Damit ergibt sich die Notwendigkeit, durch geeignete konstruktive Maßnahmen (Verzahnungen der Sohle in den Untergrund, Heranziehen des an der Luftseite anstehenden Fels als Stirnauflager) die Gleitgefahr herabzumindern, andererseits für den Nachweis der Gleitsicherheit von ungünstigen Annahmen für den Reibungswert auszugehen.

Diese Gleitsicherheit muß natürlich auch für alle Teile der Mauer bestehen, d. h. es muß dafür Sorge getragen sein, daß nicht irgend ein Teil der Mauer in einer Fuge gleiten kann (z. B. Anlage von gegen die Luftseite ansteigende Fugen!).

### III. Die Entwicklung des Mauerquerschnittes<sup>1</sup>.

Vorweg eine Feststellung: Der endgültige Querschnitt einer massiven Talsperre kann nicht ohne weiteres etwa mit einer Rechenformel festgelegt werden. Er entsteht vielmehr — wie übrigens fast alle größeren Ingenieurbauwerke — durch Probieren, also empirisch. Dieser Weg des Probierens wird aber bei einer massiven Talsperre wesentlich verkürzt und vereinfacht, wenn man dabei ausgeht vom „Grunddreieck der Staumauer“<sup>2</sup>, auf das man in fast allen praktischen Fällen eine solche Staumauer zurückführen kann.

Was versteht man unter „Grunddreieck“? Die Querschnittsgrundform einer Staumauer ist ein Dreieck, dessen Spitze in der Höhe des Wasserspiegels liegt. Der einfachste Fall ist dabei jener, bei dem die Sperre eine lotrechte wasserseitige Begrenzung hat.

<sup>1</sup> Für die statische Untersuchung der Mauer denkt man sich an der Stelle größter Mauerhöhe einen Streifen von 1,0 m Breite lotrecht herausgeschnitten.

<sup>2</sup> Vgl. z. B. E. Link: Die Bestimmung der Querschnitte von Staumauern und Wehren aus dreieckigen Grundformen. Berlin: Springer 1910.

1. Entwicklung aus Eigengewicht und Stauwasserdruck.

Stellt man die Bedingung, daß sowohl unter der Einwirkung des Eigengewichts der Mauer (leeres Becken), wie auch unter der Wirkung des horizontalen Wasserdruckes beim Grunddreieck mit senkrechter Wasserseite nirgends Zugspannungen auftreten, dann muß für eine solche Breite  $b$  in der Fundamentsfuge  $b = \frac{h}{\sqrt{\gamma_m}}$  werden ( $\gamma_m$  = Einheitsgewicht des Mauerwerks).

Beweis (Abb. 95): Bei leerem Becken geht die Schlußkraft der Mauerkräfte für jede Fuge durch den wasserseitigen Kernrand, also auch in der Fundamentfuge  $AB$  durch  $D$ .

Damit bei vollem Becken keine Zugspannungen in  $AB$

auftreten, muß die Resultierende aus  $W$  und  $G$  im Kern liegen. Für den Grenzfall ( $\sigma_w = 0$ ), der den gesuchten kleinstzulässigen Wert  $b$  ergibt, muß die Resultierende  $R$  aus dem Stauwasserdruck  $W$  und dem Mauergewicht  $G$  durch den luftseitigen Kernrand  $E$  gehen. Für  $E$  als Momentenpunkt wird dann das Moment aus  $R$  zu Null, d. h.

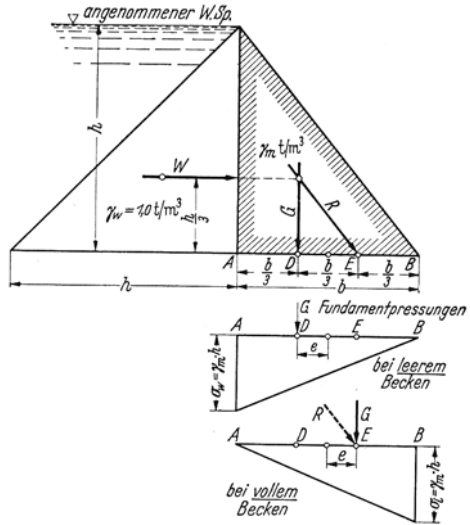


Abb. 95.

$$W \cdot \frac{h}{3} = G \cdot \frac{b}{3}$$

$$W = \gamma_w \cdot \frac{h^2}{2} \quad \text{und} \quad G = \gamma_m \cdot \frac{b \cdot h}{2}$$

Somit

$$\gamma_w \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \frac{h}{3} = \gamma_m \cdot \frac{b \cdot h}{2} \cdot \frac{b}{3}$$

In dieser Gleichung ist  $h$  die Höhe der zu gestaltenden Sperrmauer und als gegeben zu betrachten.  $b$  ist jene gesuchte Fundamentbreite, bei der für das Mauerwerkmaterial mit dem Einheitsgewicht  $\gamma_m$  bei vollem und leerem Becken gerade keine Zugspannungen auftreten. Man erhält

$$b = \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_m} \cdot h^2} = \frac{h}{\sqrt{\gamma_m}} \quad \text{für} \quad \gamma_w = 1,0 \text{ t/m}^3$$

Bei dieser Mindestbreite  $b$  ergeben sich folgende Fundamentpressungen:

$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W} = \frac{G}{b} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{b} \right) = \frac{\gamma_m \cdot \frac{b \cdot h}{2}}{b} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{b} \right) = \gamma_m \cdot \frac{h}{2} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{b} \right)$$

In beiden Belastungsfällen ist  $e = \frac{b}{6}$ .

Damit

$$\sigma = \frac{\gamma_m h}{2} (1 \pm 1).$$

Für leeres Becken:  $\sigma_w = \gamma_m \cdot h$ ;  $\sigma_t = 0$ ; und für volles Becken:  $\sigma_w = 0$ ;  $\sigma_t = \gamma_m \cdot h$ ; es sind also beide maximalen Randspannungen gleich groß. Da die größte zulässige Randspannung  $\sigma_{zul.}$  im Fundament begrenzt, d. h. abhängig ist von der an der Sperrenstelle vorhandenen Widerstandsfähigkeit des Untergrundes, ist dieses  $\sigma_{zul.}$  in seiner zahlenmäßigen Größe als gegeben zu betrachten. Da auch  $\gamma_m$  zahlenmäßig durch die Wahl des Baustoffes festliegt, ergibt sich aus  $\sigma_{zul.} = \gamma_m \cdot h$  für  $h$  die Grenzbedingung  $h = \frac{\sigma_{zul.}}{\gamma_m}$ , d. h. das obige Grunddreieck von der Breite  $b = \frac{h}{\gamma_m}$  ist nur bis zur Höhe  $h = \frac{\sigma_{zul.}}{\gamma_m}$  mit senkrechter wasserseitiger Begrenzung möglich.

In unserem Fall erlaubt der Felsuntergrund keine größere Beanspruchung als  $\sigma_{zul.} = 80,0 \text{ t/m}^2$ . Da  $\gamma_w = 2,3 \text{ t/m}^3$  beträgt, ergibt sich als Grenzwert für  $h$ :

$$h = \frac{\sigma_{zul.}}{\gamma_m} = \frac{80,0}{2,3} = 34,8 \text{ m}.$$

Bei einer Staumauerhöhe  $h > \frac{\sigma_{zul.}}{\gamma_m}$  mit senkrechter wasserseitiger Begrenzung würden die auftretenden Randpressungen  $> 80 \text{ t/m}^2$ . Eine Verbreiterung der Mauer nach der Luftseite hin ( $b > \frac{h}{\gamma_m}$ ) unter Beibehaltung der senkrechten wasserseitigen Begrenzung und des Dreieckquerschnittes bringt keine Verbesserung der Beanspruchungsverhältnisse in der Fundamentfuge, da bei leerem Becken die Höchstspannung unverändert  $\gamma_m \cdot h$  bleibt. Die Beibehaltung der Dreiecksgrundform erfordert deshalb eine Verbreiterung nach der Wasserseite hin, d. h. also eine geneigte (schräge) Anordnung der wasserseitigen Mauerbegrenzung von vorne herein. Da in unserer Aufgabe die größte Mauerhöhe  $(1240,0 - 1197,0) = 43,0 \text{ m}$  beträgt, also wesentlich über dem Grenzwert  $h = 34,8 \text{ m}$  liegt, trifft auf sie diese Forderung zu.

Zu einer solchen Schrägstellung der wasserseitigen Mauerflucht kommt man auch in den Fällen, in denen die Forderung  $h = \frac{\sigma_{zul.}}{\gamma_m}$  für ein rechtwinkliges Grunddreieck erfüllt ist, wenn man letzteres durch Aufsetzen des Mauerkronenkörpers von der Breite  $b_1$  und der Höhe  $h_1$

<sup>1</sup> Für den Fall  $\sigma_{zul.} = 120 \text{ t/m}^2$  (sehr gut tragfähiger Fels!) und  $\gamma_m = 2,3$  ergäbe sich beispielsweise eine Mauergrenzhöhe  $h = \frac{120,0}{2,3} = 52,2 \text{ m}$ .

zur eigentlichen Stauwand weiter entwickelt. Denn die Gewichtskomponente  $G_1$  dieses zusätzlichen Mauerdreiecks hat von der zunächst noch lotrechten wasserseitigen Mauerbegrenzung den Abstand  $\frac{2b_1}{3} < \frac{b}{3}$ , wobei  $\frac{b}{3}$  = Abstand der Gewichtskomponente  $G$  des Grunddreiecks von der wasserseitigen Mauerwand. Z. B. würde für  $b_1 = 6,0$  m der Abstand  $\frac{2}{3} \cdot b_1 = 4,0$  m, für  $b = 19,8$  m (siehe weiter unten!) der Wert  $\frac{b}{3} = 6,6$  m. Es drückt also die Komponente  $G_1$  die Resultierende aus  $G + G_1$  der Wasserseite zu, wodurch sie aus dem Kern herausgedrückt wird, was bei leerem Becken zu Zugspannungen an der Luftseite führt, und zwar unterhalb der Fuge, in der  $G_1$  den wasserseitigen Kernrand schneidet. In vorstehendem Zahlenbeispiel ist das die Mauerfuge mit der Mauerbreite  $b' = 3 \cdot \frac{2b_1}{3} = 2b_1 = 12,0$  m. Für  $h = 30,0$  m und  $\gamma_m = 2,3 \text{ t/m}^3$  ergäbe sich eine notwendige Fundamentbreite des Grunddreiecks  $b = \frac{h}{\sqrt{\gamma_m}} = \frac{30,0}{\sqrt{2,3}} = 19,8$  m und ein Abstand  $h'$  der vorermittelten 12,0 m breiten Fuge von der Krone zu  $h' = 12,0 \cdot \frac{30,0}{19,8} = 18,20$  m.

Von dieser Tiefe ab müßte also, und zwar lediglich wegen des Einflusses von  $G_1$  auf die Lage der Schlußkraft ( $G + G_1$ ), die Verbreiterung der Mauer nach der Wasserseite zu beginnen. Es empfiehlt sich, diese Verbreiterung — wenigstens für die Entwicklung des 1. Mauerentwurfes — mittels einer geradlinigen Begrenzung der Mauer durchzuführen und sie außerdem aus praktischen Gründen bereits an der Krone beginnen zu lassen. Man erreicht dadurch, daß sich die an der Wasserseite meist angeordnete Verblendungs- und Schutzschicht mit ihrem Gewicht an den Mauerhauptkörper anlehnen kann,

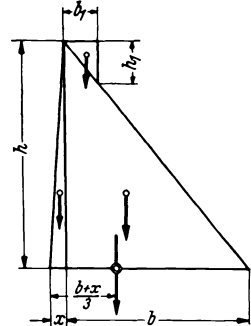


Abb. 96.

so daß ein immerhin denkbare Aufklaffen zwischen beiden Mauerkörpern von vorne herein unmöglich gemacht wird. Die Verbreiterung wächst dann gradlinig von 0 an der Mauerkrone auf  $x$  am Mauerfundament an. Für diese geneigte Mauerflucht genügt bei nicht zu hohen Mauern rechnerisch meist schon die geringe Neigung  $\frac{x}{h} \sim \frac{1}{40}$  bis  $\frac{1}{50}$ . Praktisch empfiehlt es sich jedoch — je nach den Verhältnissen — Neigungen  $\frac{x}{h} \sim \frac{1}{10}$  bis  $\frac{1}{25}$  zu wählen.

Nach Link läßt sich die Größe  $x$  der wasserseitigen Neigung rechnermäßig aus dem rechtwinkligen Grunddreieck herleiten durch die

Beziehung (vgl. Abb. 96):

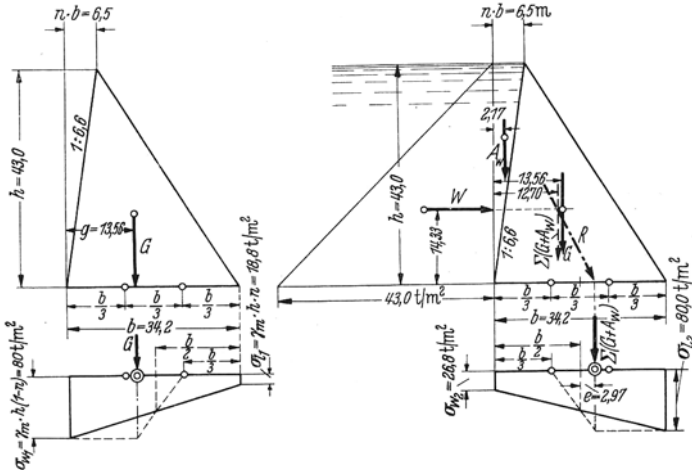
$$x = \frac{b_1 \cdot h_1 \cdot (b - 2b_1)}{b \cdot h + 2b_1 \cdot h_1}.$$

Beispielsweise erhält man mit den Werten des obigen Beispiels:

$$h_1 = 6,0 \cdot \frac{30}{19,8} = 9,1 \text{ m}$$

und 
$$x = \frac{6,0 \cdot 9,1 \cdot (19,8 - 2 \cdot 6,0)}{19,8 \cdot 30,0 + 2 \cdot 6,0 \cdot 9,1} = 0,61 \text{ m},$$

entsprechend einer Neigung  $\frac{x}{h} = \frac{1}{49}$ .



1. Pressungen bei leerem Becken.

$$\sigma_{w1} = \gamma_m \cdot h (1 - n)$$

$$\sigma_{i1} = \gamma_m \cdot h \cdot n$$

2. Pressungen bei vollem Becken.

$$\sigma_{w2} = h (\gamma_m + 2 \cdot n - n \cdot \gamma_m - n^2) - \frac{h^3}{\delta^2}$$

$$\sigma_{i2} = \frac{h^3}{\delta^2} + h \cdot n \cdot (\gamma_m + n - 1)$$

Abb. 97.

Nun wieder zur gestellten Aufgabe! Es hat sich für den gesuchten Sperrrenquerschnitt, wie weiter oben gezeigt, die Notwendigkeit ergeben, wegen der verhältnismäßig kleinen zulässigen Beanspruchung des Felsuntergrundes ( $\sigma_{zul.} \leq 80 \text{ t/m}^2$ ) von einem Grunddreieck mit schräger wasserseitiger Begrenzung auszugehen. Dabei muß dieses Grunddreieck so bemessen werden, daß sowohl bei leerem als auch bei vollem Becken die Randspannungen (d. h. die Normalspannungen für waagrechte Fugen) den Wert  $\sigma_{zul.} = 80 \text{ t/m}^2$  auf keinen Fall überschreiten.

Auch für diesen Fall hat Link <sup>1</sup> einfache Beziehungen entwickelt. Be-

<sup>1</sup> Vgl. Link: Die Bestimmung der Querschnitte von Staumauern usw. siehe a. a. O.

zeichnet  $\sigma_w$  wiederum die Randspannung in der Fundamentfuge auf der Wasserseite,  $\sigma_l$  jene auf der Luftseite, wobei in unserem Falle  $\sigma_{w_1} \leq 80 \text{ t/m}^2$  bei leerem Becken bzw.  $\sigma_{l_1} \leq 80 \text{ t/m}^2$  bei vollem Becken sein müssen, und wird die Neigung der wasserseitigen Mauerbegrenzung  $\frac{x}{h} = \frac{n \cdot b}{h}$ , also  $x = n \cdot b$  gesetzt, dann ergibt sich im Grenzfall (vgl. Abb. 97)

1. für leeres Becken:  $\sigma_{w_1} = \gamma_m \cdot h(1 - n) = 80 \text{ t/m}^2$ ,
2. für volles Becken:  $\sigma_{l_1} = \frac{h^2}{b^2} + h \cdot n \cdot (\gamma_m + n - 1) = 80 \text{ t/m}^2$ .

$\sigma_{w_1}$  bzw.  $\sigma_{l_1}$  lassen sich durch die Stauhöhe  $h$  ausdrücken, indem gesetzt wird:

$$\sigma_{w_1} = \frac{\sigma_{w_1}}{h} \cdot h = \frac{80,0}{43,0} \cdot h = 1,86 \cdot h = \sigma_{l_1}.$$

Demnach für leeres Becken:

$$\gamma_m \cdot h(1 - n) = 1,86 \cdot h \quad \text{oder} \quad \gamma_m(1 - n) = 1,86.$$

Daraus ergibt sich für die Neigung der Wasserseite

$$n = 1 - \frac{1,86}{\gamma_m} = 1 - \frac{1,86}{2,3} = 0,19.$$

Setzt man diesen Wert für  $n$  in die Gleichung 2 ein und berücksichtigt, daß  $\sigma_{l_1} = 1,86 \cdot h$  ist, so ergibt sich für die Sohlenbreite  $b$ :

$$b = \frac{h}{\sqrt{1,86 - n(\gamma_m + n - 1)}} = \frac{43,0}{\sqrt{1,86 - 0,19(2,3 + 0,19 - 1)}} = 34,2 \text{ m}$$

und für  $x = n \cdot b = 0,19 \cdot 34,2 = 6,5 \text{ m}$ . Das so gefundene Grunddreieck mit der Neigung der Wasserseite

$$\frac{6,5}{43,0} = \frac{1}{6,6} \text{ entspricht gerade den gestellten Forderungen (Abb. 97).}$$

Es muß nun durch Hinzufügung der Mauerbekrönung zum Staumauerquerschnitt ergänzt werden. Dadurch ändern sich die Druckspannungen wieder sowohl für volles als auch für leeres Becken, und zwar um so mehr, je niedriger die Mauer ist. Da die Gewichtsresultierende  $G_1$  der Bekrönung näher an der Wasserseite liegt als das  $G$  des Grunddreiecks, ist eine weitere Verbreiterung des Fundaments nach der Wasserseite hin notwendig.

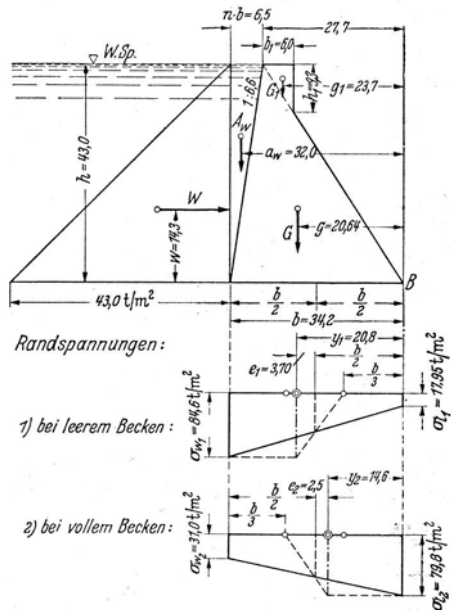


Abb. 98.

Diese notwendige Verbreiterung (d. h. stärkere Neigung der Wasserseite) kann durch Probieren, also empirisch, gefunden werden. Sie läßt sich aber auch rechnerisch ermitteln. Obwohl letzteres Verfahren etwas umständlich ist, empfiehlt sich seine Anwendung doch, wenn mangels Erfahrung und Übung die Größenordnung der Verbreiterung nicht übersehen werden kann.

Man geht dabei so vor, daß man dem gefundenen Grunddreieck die gewünschte Mauerbekrönung von 6,0 Kronenbreite zufügt und zunächst für diesen Staumauerquerschnitt die nunmehrigen Kantenpressungen ermittelt, was im Hinblick auf die einfache Form des Mauerquerschnittes keine besondere Mühe verursacht.

Unter Bezug auf Abb. 98 ergibt sich:

$$h_1 = 6,0 \cdot \frac{43,0}{27,7} = 9,3 \text{ m}; \quad G = 2,3 \cdot \frac{34,2 \cdot 43,0}{2} = 1690 \text{ t}$$

$$g = \frac{2}{3} b - \frac{n \cdot b}{3} = \frac{b(2-n)}{3} = \frac{34,2(2-0,19)}{3} = 20,64 \text{ m (oder aus Abb. 97:}$$

$$g = 34,20 - 13,56 = 20,64 \text{ m);}$$

$$G_1 = 2,3 \cdot \frac{6,0 \cdot 9,3}{2} = 64 \text{ t}; \quad g_1 = b(1-n) - \frac{2}{3} b_1 = 27,7 - 4,0 = 23,7 \text{ m}$$

$$A_w = 1,0 \cdot \frac{6,5 \cdot 43,0}{2} = 140 \text{ t}; \quad a_w = \frac{b(3-n)}{3} = \frac{34,2(3-0,19)}{3} = 32,0 \text{ m}$$

$$W = 1,0 \cdot \frac{43,0^2}{2} = 925 \text{ t}; \quad w = \frac{h}{3} = \frac{43,0}{3} = 14,3 \text{ m.}$$

Für den luftseitigen Fußpunkt  $B$  der Mauer als Momentenpunkt gilt nun für den Durchstoßpunkt der Schlußkraft  $R$  durch die Fundament-

$$\text{fuge: } y = \frac{\sum M}{\sum V}.$$

1. Leeres Becken:

$$y_1 = \frac{G \cdot g + G_1 \cdot g_1}{G + G_1} = \frac{1690 \cdot 20,64 + 64 \cdot 23,7}{1690 + 64} = \frac{34900 + 1518}{1754} = \frac{36418}{1754} = 20,8 \text{ m}$$

$$e_1 = y_1 - \frac{b}{2} = 20,8 - \frac{34,2}{2} = 3,70 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sum V}{b} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{b}\right) = \frac{1754}{34,2} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 3,70}{34,2}\right) = 51,3 (1 \pm 0,65)$$

$$\sigma_{w_1} = 51,3 \cdot 1,65 = 84,6 \text{ t/m}^2 (!); \quad \sigma_{l_1} = 51,3 \cdot 0,35 = 17,95 \text{ t/m}^2.$$

2. Volles Becken:

$$y_2 = \frac{G \cdot g + G_1 \cdot g_1 + A_w \cdot a_w - W \cdot w}{G + G_1 + A_w} = \frac{36418 + 140 \cdot 32,0 - 925 \cdot 14,3}{1754 + 140} = \frac{36418 + 4480 - 13230}{1894}$$

$$y_2 = 14,6 \text{ m}; \quad e_2 = \frac{b}{2} - y_2 = \frac{34,2}{2} - 14,6 = 2,5 \text{ m}$$

$$\sigma_2 = \frac{1894}{34,2} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 2,5}{34,2}\right) = 55,4 (1 \pm 0,44)$$

$$\sigma_w = 55,4 \cdot 0,56 = 31,0 \text{ t/m}^2; \quad \sigma_{l_2} = 55,4 \cdot 1,44 = 79,8 \text{ t/m}^2.$$

Bei leerem Becken überschreitet die Randspannung  $\sigma_{w_1}$  mit  $84,6 \text{ t/m}^2$  die höchstzulässige Bodenpressung von  $80 \text{ t/m}^2$  erheblich. Es müssen also die Abmessungen des Grunddreieckes zwecks Einhaltung der gegebenen Beanspruchungsgrenzen neu ermittelt werden. Zu diesem Zwecke bringt man die für die Mauerdimensionen maßgeblichen Spannungen  $\sigma_{w_1}$  und  $\sigma_{l_2}$  wiederum in Beziehung zu  $h$ , indem man setzt:

$$\sigma_{w_1} = 84,6 \text{ t/m}^2 = 1,97 h \text{ bzw. } \sigma_{l_2} = 79,9 \text{ t/m}^2 = 1,86 \cdot h.$$

Zur neuerlichen Bestimmung von  $n$  und  $b$  benützt man nochmals die Linkschen Beziehungen der Seite 165, berücksichtigt aber den festgestellten Einfluß der Mauerbekrönung in der Gleichung 1, indem man  $\sigma_{w_1}$  von vornherein um die Überschreitung kleiner ansetzt, also in unserem Beispiel statt  $1,86 \cdot h$  den Wert  $[1,86 - (1,97 - 1,86)] h = 1,75 \cdot h$  nimmt. Analog hätte man für den Wert  $\sigma_{l_2}$  in Gleichung 2, S. 165 zu verfahren. Da  $\sigma_{l_2}$  unverändert  $1,86 \cdot h$  geblieben ist, erübrigt sich in unserem Beispiel eine solche Verbesserung des Faktors von  $h$ . Auf diese Weise erhält man

$$\begin{aligned} 1. \quad \gamma_m(1 - n) &= 1,75; \text{ daraus } n = 0,24 \\ 2. \quad b &= \frac{43,0}{\sqrt{1,86 - 0,24(2,3 + 0,24 - 1)}} = \frac{43,0}{1,22} = 35,2 \text{ m} \quad \text{und} \\ & n \cdot b = 0,24 \cdot 35,2 = 8,45 \text{ m.} \end{aligned}$$

Die folgende Nachprüfung zeigt, daß diese neuen Bemessungsgrößen für die Mauer mit Bekrönung zu Randspannungen führen, die innerhalb der gesetzten Grenzen liegen.

Zunächst ergibt sich der horizontale Abstand der Grunddreieckspitze vom luftseitigen Mauerfußpunkt zu  $35,2 - 8,45 = 26,75 \text{ m}$ ; außerdem wird  $h_1 = 6,0 \frac{43,0}{26,75} = 9,6 \text{ m}$ . Ferner (vgl. S. 166):

$$G = 2,3 \cdot \frac{35,2 \cdot 43,0}{2} = 1740 \text{ t}; \quad g = \frac{35,2(2 - 0,24)}{3} = 20,65 \text{ m};$$

$$G_1 = 2,3 \cdot \frac{6,0 \cdot 9,6}{2} = 64,2 \text{ t}; \quad g_1 = 26,75 - 4,0 = 22,75 \text{ m}$$

$$A_w = 1,0 \cdot \frac{8,45 \cdot 43,0}{2} = 181,6 \text{ t}; \quad a_w = \frac{35,2(3 - 0,24)}{3} = 32,4 \text{ m}$$

$$A_w \cdot a_w = 5880 \text{ mt}$$

$$W = 925 \text{ t}; \quad w = 14,33 \text{ m} \quad W \cdot w = 13230 \text{ mt.}$$

Für  $B$  als Momentenpunkt:

$$1. \text{ leeres Becken: } y_1 = \frac{1740 \cdot 20,65 + 64,2 \cdot 22,75}{1740 + 64,2} = \frac{37360}{1804,2} = 20,7 \text{ m}$$

$$e_1 = 20,7 - 17,6 = 3,1 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{1804}{35,2} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot 3,1}{35,2} \right) = 51,3(1 \pm 0,53)$$

$$\sigma_{w_1} = 51,3 \cdot 1,53 = 78,5 \text{ t/m}^2; \quad \sigma_{l_1} = 51,3 \cdot 0,47 = 24,1 \text{ t/m}^2.$$



$$2. \text{ volles Becken: } y_2 = \frac{37360 + 5880 - 13230}{1804,2 + 181,6} = \frac{30010}{1985,8} = 15,15 \text{ m}$$

$$e_2 = 17,6 - 15,15 = 2,45 \text{ m}$$

$$\sigma_2 = \frac{1985,8}{35,2} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot 2,45}{35,2} \right) = 56,4 (1 \pm 0,42)$$

$$\sigma_w = 56,4 \cdot 0,58 = 32,7 \text{ t/m}^2; \quad \sigma_l = 56,4 \cdot 1,42 = 80,0 \text{ t/m}^2.$$

In Abb. 99 ist das voruntersuchte Sperrenprofil mit seinen Maßen dargestellt. Es genügt den Standfestigkeitsbedingungen bei Beanspruchung durch das Eigengewicht allein, sowie bei gleichzeitiger Einwirkung des Stauwasserdruckes.

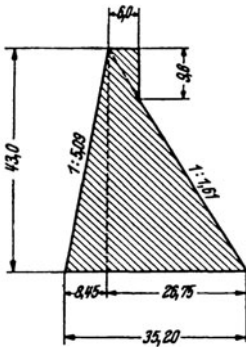


Abb. 99.

Nun kann die Mauer auch noch durch Unterdruck (Sohlenwasserdruck) beansprucht werden. Auch bei dieser Einwirkung darf kein Klaffen in der Fundamentfuge eintreten, d. h. die Gesamtergebnisse aller wirkenden Kräfte einschließlich des Unterdruckes darf über den Kernrand nicht hinausrücken. Erfüllt das in Abb. 99 dargestellte Profil diese Forderung nicht, dann muß es nochmals so umgestaltet werden, daß es auch noch dieser Bedingung genügt.

## 2. Berücksichtigung des Unterdruckes.

Es wurde schon darauf hingewiesen, daß über die Größe des möglicherweise auftretenden Unterdruckes sowie über seine Verteilung über die Fundamentfuge im voraus keine sichere Aussage gemacht werden kann, daß man vielmehr auf mehr oder weniger willkürliche Annahmen dafür angewiesen ist. Nehmen wir einmal an, daß sich der Sohlenwasserdruck über die ganze Fundamentfuge zwischen wasserseitigem und luftseitigem Mauerfuß erstrecke und daß die Druckverteilung geradlinig verlaufe. Da auch unter der Wirkung des Unterdruckes  $U$  kein Klaffen in der Fundamentfuge eintreten darf, ergibt sich für ein Grunddreieck (ohne Bekrönung) für den Grenzfall die Bedingung, daß die Resultierende  $R$  aus  $G$ ,  $A_w$ ,  $W$  und  $U$  durch den luftseitigen Kernrand gehen muß. Die Bedingungsgleichung dafür lautet, wenn dieser Kernrand als Momentenpunkt gewählt wird:

$$y_2 = 0 = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{G \cdot g + A_w \cdot a_w - W \cdot w - U \cdot u}{G + A_w - U}.$$

Da aus Stabilitätsgründen der Nenner nicht zu Null werden darf (die Mauer darf nicht „schwimmen“!), muß der Zähler zu Null werden, also:

$$G \cdot g + A_w \cdot a_w - W \cdot w - U \cdot u = \sum M = 0$$

oder 
$$G \cdot g + A_w \cdot a_w - W \cdot w = U \cdot u = M_U.$$

Dieser Bedingung entspreche das Grunddreieck mit der Basisbreite  $b'$ . Für diesen Querschnitt lassen sich alle Werte der linken Gleichungsseite ermitteln. Es läßt sich deshalb setzen

$$G \cdot g + A_w \cdot a_w - W \cdot w = K = M_U.$$

Nun machen wir einige Annahmen für die Unterdruckverteilung (über die ganze Sohlenfuge) (vgl. Abb. 100)

a) rechteckige Verteilung:

$$U = m \cdot h \cdot b'; \quad u = \frac{b'}{6}; \quad M_U = m \cdot \frac{b'^2 \cdot h}{6}; \quad (m \leq 1)$$

b) dreieckige Verteilung:

$$U = m \cdot h \cdot \frac{b'}{2}; \quad u = \frac{b'}{3}; \quad M_U = m \cdot \frac{b'^2 \cdot h}{6};$$

c) trapezförmige Verteilung z. B. mit  $m \cdot h$  und  $\frac{m \cdot h}{2}$ :

$$U = \frac{3}{4} m \cdot h \cdot b'; \quad u = \frac{b'}{3} \cdot \frac{\frac{m \cdot h}{2} + 2 \cdot m \cdot h}{m \cdot h + \frac{m \cdot h}{2}} - \frac{b'}{3} = \frac{2}{9} b'; \quad M_U = m \cdot \frac{b'^2 \cdot h}{6}.$$

Für den gewählten Momentenpunkt sind also die Momente des Unterdruckes für die verschiedenen Verteilungsannahmen a) bis c) gleich, wenn sich der Unterdruck über die ganze Bodenfuge erstreckt und wenn am wasserseitigen Rand jeweils der gleiche Wert  $m \cdot h$  angenommen wird. Unter dieser Voraussetzung ist es also vom Standpunkt des Rechenergebnisses gleichgültig, wie die Unterdruckverteilung angenommen wird. Für jede Annahme genügt die gleiche Breite  $b'$  zur Erfüllung der Bedingung, daß  $R$  durch den luftseitigen Kernrand geht. Da der Unterdruck überdies im vorderen (luftseitigen) Mauerdrittel für den vorderen Kernrand als Momentenpunkt entlastend wirkt, ergibt sich als ungünstigste (sichergewende) Annahme für den Unterdruck bei dieser Drehpunktlage, wenn er wirkt von der Wasserseite bis zum luftseitigen Kernrand, und zwar mit der gleichbleibenden Größe  $m \cdot h$ . Für die Unterdruckverteilung erhält man somit ein Rechteck von der Höhe  $m \cdot h$  und einer Breite von  $\frac{2}{9} b'$ . Die entlastende Wirkung, von der eben gesprochen wurde, fällt hier weg.

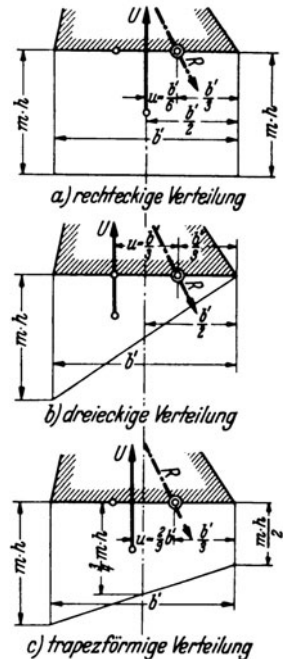


Abb. 100.

Die wahrscheinlichste Unterdruckverteilung dürfte im allgemeinen die dreieckförmige sein (Fall *b*) in Abb. 100); deshalb soll diese in unserem Beispiel zugrunde gelegt

werden, selbst wenn dies für die Rechnung belanglos ist. Der Faktor wird dabei  $m = 1$  gesetzt (voller Unterdruck an der Wasserseite!).

So wie das Grunddreieck für Wasserdruck durch eine einfache Rechenbeziehung festgelegt werden kann, läßt sich auch für die Mitwirkung des Sohlenwasserdruckes die notwendige Fundamentbreite  $b'$  einfach ermitteln für die Bedingung, daß die Gesamtergebnierende  $R$  durch den vorderen Kernrand geht. Die Bedingung dafür wurde bereits weiter oben angegeben; sie lautet:

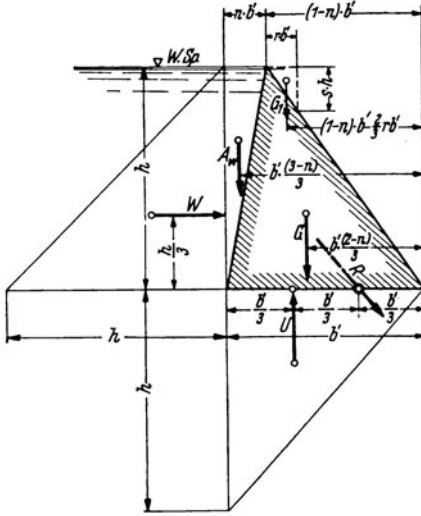


Abb. 101.

$$G \cdot g + A_w \cdot a_w - W \cdot w - U \cdot u = 0.$$

Durch Einsetzen der Kräfte und Hebelsarme ergibt sich (vgl. Abb. 101):

$$\gamma_m \cdot \frac{b' h}{2} \cdot \frac{b'(1-n)}{3} + \frac{n b' \cdot h}{2} \cdot \frac{b'(2-n)}{3} - \frac{h^2}{2} \cdot \frac{h}{3} - \frac{m b'^2 \cdot h}{6} = 0,$$

$$\gamma_m \cdot \frac{b'^2 \cdot h (1-n)}{6} + \frac{n \cdot b'^2 \cdot h (2-n)}{6} - \frac{h^3}{6} - \frac{m b'^2 \cdot h}{6} = 0.$$

Daraus

$$b' = \frac{h}{\sqrt{\gamma_m (1-n) + n(2-n) - m}}.$$

Für das der Abb. 99 zugrunde liegende Grunddreieck ist

$$h = 43,0 \text{ m}; \quad \gamma_m = 2,3 \text{ t/m}^3; \quad n = 0,24; \quad m = 1$$

und es wird

$$b' = \frac{43,0}{\sqrt{2,3(1-0,24) + 0,24(2-0,24) - 1}} = 39,75 \text{ m}.$$

Zur Probe wird folgend  $y'_2 = \frac{\sum M}{\sum V}$  gerechnet; es muß sich  $\frac{39,75}{3} = 13,25$  m ergeben.

$$G = 2,3 \cdot 39,75 \cdot \frac{43,0}{2} = 1965 \text{ t}; \quad g = \frac{39,75(2-0,24)}{3} = 23,30 \text{ m};$$

$$G \cdot g = 45800 \text{ mt}$$

$$A_w = 0,24 \cdot 39,75 \cdot \frac{43,0}{2} = 205,2 \text{ t}; \quad a_w = 39,75 \cdot \frac{(3-0,24)}{3} = 36,55 \text{ m};$$

$$A_w \cdot a_w = 7510 \text{ mt}$$

$$W = \frac{43,0^2}{2} = 925 \text{ t}; \quad w = \frac{43,0}{3} = 14,33 \text{ m}; \quad W \cdot w = 13250 \text{ mt}$$

$$U = \frac{39,75 \cdot 43,0}{2} = 854 \text{ t}; \quad u = \frac{2}{3} \cdot 39,75 = 26,50 \text{ m}; \quad U \cdot u = 22620 \text{ mt}$$

$$y'_2 = \frac{45800 + 7510 - 13250 - 22620}{1965 + 205,2 - 854} = \frac{17440}{1316,2} = 13,25 \text{ m.}$$

Nun müßte noch die Bekrönung der Mauer mitberücksichtigt werden. Die dadurch gegebene Verringerung der Breite  $b'$  ist gering. Setzt man  $b_1 = r \cdot b'$  und  $h_1 = s \cdot h$ , dann wird  $b'_k$ :

$$b'_k = \frac{h}{\sqrt{\gamma_m(1-n) + n \cdot (2-n) - m + r \cdot s \cdot (2-3n-2r)}}$$

Für  $b_1 = 6,0 \text{ m}$ ;  $b' \sim 39 \text{ m}$  (geschätzt) wird  $r = 0,154$  und für  $h_1 \sim 9,6 \text{ m}$  und  $h = 43,0 \text{ m}$  wird  $s = 0,223$ ; daraus  $b'_k = 39,2 \text{ m}$ ;  $y'_{2k} = 13,07 \text{ m}$ .

Wir machen für unser Beispiel vom Wert  $b'_k = 39,2 \text{ m}$  keinen Gebrauch, nehmen vielmehr die Breite der Grundfuge endgültig zu  $b = 39,8 \text{ m}$  an. Den Zuwachs an Mauerwerksmasse durch Aufsetzen der Bekrönung gleichen wir aus durch Masseneinsparungen, indem wir das Profil zwischen Fuß und Krone schlanker gestalten. Der so gewonnene Mauernormalquerschnitt ist in Abb. 102 dargestellt.

Die statische Überprüfung dieses Profiles für leeres und volles Becken erfolgt für 1 lfd. m Mauer auf rechnerischem, als auch zeichnerischem Wege. Bei dieser Überprüfung muß festgestellt werden, daß in keiner Fuge der Mauer die Schlußkraft aus dem Kern heraustritt und die Randspannungen nirgends überschritten werden. Deshalb muß die Untersuchung für den ganzen Mauerquerschnitt durchgeführt werden. Das geschieht praktisch durch die Aufteilung des Profiles in Lamellen und Überprüfung jeder so entstandenen Fugen.

Nun einige Erläuterungen für die praktische Durchführung der Untersuchung! Für das rechnerische Verfahren ist es bequemer, den Stauwasserdruck in seine horizontalen und vertikalen Komponenten  $W$  und  $A_w$  zu zerlegen. Die Fugeneinteilung ergibt sich aus Abb. 102. Für jede Lamelle der Mauer ist der Schwerpunkt und die Gewichtskomponente zu ermitteln. Der erstere ist der Abb. 103 zu entnehmen. Da für beide Belastungsfälle als Momentenachse die Lotrechte durch den luftseitigen Mauerfuß gewählt wird, ergibt sich als Hebelsarm  $g$  der Gewichtskomponenten  $G$  der horizontale Abstand des Mauerlamellenschwerpunktes (Angriffspunkt von  $G$ ) von dieser Achse. Für den Ungeübten wird noch auf Folgendes hingewiesen: Die Komponenten  $A_w$  ergeben sich jeweils als die lotrecht über der wasserseitigen Mauerbegrenzung der einzelnen Lamellen stehenden Wasserauflaststreifen, sind also — abgesehen von der obersten Lamelle ( $A_w = \text{Dreieck}$ ) —



Additional information of this book

(*Grundbau, Hydrostatik, Grundwasserbewegung*;  
978-3-7091-9778-3) is provided:



<http://Extras.Springer.com>

den gedrückten wasserseitigen Mauerflächen. Der Kräfteplan gibt Größe und Richtung der jeweiligen Resultierenden  $R$  an, die mit Hilfe der Richtungen der Kraftkomponenten  $G$  und  $W$  und der Polecke konstruierten Seilecke geben Lage und Richtung der resultierenden

Gewichtskomponenten  $G_{1-n}$  und Wasserdruckkomponenten  $W_{1-n}$  für die aufeinanderfolgenden Fugen an. Die zueinander gehörigen Schnittpunkte von  $G_{1-n}$  und  $W_{1-n}$  legen die Lage der im Kräfteplan gefundenen Resultierenden  $R_{1-n}$  in der Lamelle fest. Damit läßt sich letztere eintragen und ihr Schnittpunkt mit der zugehörigen Lamellenfuge bestimmen. Ihre Verbindungslinien ergeben wiederum die Stützlinien.

Wie liegt nun die Schlußlinie in der Fundamentsfuge, wenn Unterdruck wirksam wird? Nehmen wir wiederum die dreieckförmige Verteilung über die ganze Sohle an, und zwar an der Wasserseite  $\gamma_w \cdot h$ , d. h. vollen Unterdruck, setzen also  $m = 1$  (vgl. S. 170 und

Tabelle 11.

Fugen	leeres Becken						volles Becken										
	$G$	$g$	$M_G$	$\sum M_G$	$\sum G$	$y_1 = \frac{\sum M_G}{\sum G}$	$A_w$	$a_w$	$M_{A_w}$	$W$	$w$	$M_w$	$\sum M_{G, A_w}$	$\sum M_{G, A_w, W}$	$G + A_w$	$\sum V_{G, A_w}$	$y_2 = \frac{\sum M_{G, A_w, W}}{\sum V_{G, A_w}}$
1	89,7	28,5	2555	2555	89,7	28,5	2,6	32,0	84	18,0	2,00	36	2639	2603	92,3	92,3	28,2
2	114,5	28,5	3266	5821	204,2	28,5	7,9	32,7	257	72,0	4,00	288	6162	5874	122,4	214,7	27,3
3	168,2	27,5	4625	10446	372,4	28,2	18,0	33,7	606	162,5	6,00	975	11393	10418	186,2	400,9	26,1
4	241,5	26,1	6300	16746	613,9	27,3	25,2	34,9	880	288,0	8,00	2304	18573	16269	266,7	667,6	24,3
5	320,0	24,5	7830	24576	933,9	26,3	35,1	36,2	1270	450,0	10,00	4500	27673	23173	355,1	1022,7	22,6
6	403,0	22,8	9200	33776	1336,9	25,3	42,9	37,5	1608	647,5	12,00	7760	38481	30721	445,9	1468,6	20,9
7	496,0	20,9	10370	44146	1832,9	24,1	67,2	39,2	2630	923,0	14,33	13225	51481	38256	563,2	2031,8	18,8

Randspannungen:

1. für leeres Becken:  $e = y_1 - \frac{b}{2} = 24,1 - \frac{39,8}{2} = 4,2$  m

2. für volles Becken:  $e = \frac{b}{2} - y_2 = \frac{39,8}{2} - 18,8 = 1,1$  m

$$\sigma_1 = \frac{1832,9}{39,8} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot 4,20}{39,80} \right) = 46,1 (1 \pm 0,63)$$

$$\sigma_2 = \frac{2031,8}{39,8} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot 1,1}{39,8} \right) = 51,1 (1 \pm 0,166)$$

$$\sigma_{w_1} = 46,1 \cdot 1,63 = 75,2 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{w_2} = 51,1 \cdot 0,834 = 42,6 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_1 = 46,1 \cdot 0,37 = 17,0 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 51,1 \cdot 1,166 = 59,6 \text{ t/m}^2$$

Abb. 101), so wird

$$U = \frac{39,8}{2} \cdot 43,0 = 855 \text{ t}; \quad u = \frac{2}{3} \cdot 39,8 = 26,5 \text{ m};$$

$$M_U = 855 \cdot 26,5 = 22680 \text{ mt.}$$

Mit Hilfe der Tabelle 11 können wir nun setzen:

$$y'_2 = \frac{\sum M_{G, A_w, W} - M_U}{\sum V_{G, A_w} - U} = \frac{38246 - 22680}{2031,8 - 855,0} = 13,22 \text{ m} \sim \frac{39,8}{3} = \frac{b}{3}.$$

Bei Annahme dieses Unterdruckes geht also  $R$  angenähert durch den luftseitigen Kernrand, für  $m < 1$  verläuft  $R$  im Kern. Die Mauer ist also unterdrucksicher.

#### Untersuchung auf Sicherheit gegen Gleiten in der Fundamentfuge.

Zunächst soll das Problem allgemein behandelt werden. Dazu gehen wir wieder vom Grunddreieck aus. Für ein von Sohldruck betroffenes rechtwinkliges Staumauerdreieck, das mit offener Fuge auf dem Felsboden steht, also nicht in ihm eingefügt ist, gilt für die Grenze des Gleichgewichts:

$$(G - U) \cdot f = W,$$

wenn  $f$  die Reibungsziffer für Mauerwerk auf Fels bezeichnet.

Für ein Grunddreieck mit lotrechter Wasserseite wird bei vollem Unterdruck, also  $m = 1$ ,  $b = \frac{h}{\sqrt{\gamma_m - 1}}$ , d. h. für  $\gamma_m = 2,3 \text{ t/m}^3$  wird  $b = 0,88 \cdot h^*$

$$G = \gamma_m \cdot \frac{b \cdot h}{2} = 2,3 \cdot 0,88 \cdot \frac{h^2}{2} = 1,01 h^2.$$

$$U = \frac{b \cdot h}{2} = 0,44 h^2.$$

Setzt man für  $f \sim 0,75$  und für  $W = \frac{h^2}{2}$ , so ergibt sich für die dem Gleiten widerstehende Kraft:

$$(G - U) \cdot f = (1,01 h^2 - 0,44 h^2) \cdot 0,75 = 0,43 h^2,$$

während der Stauwasserdruck  $W = 0,5 h^2$  beträgt, d. h. die Mauer ist gegen Gleiten nicht standsicher. Diese Gefahr des Gleitens gehört ja auch — wie schon weiter oben erwähnt (vgl. S. 160) — zu jenen Gefahren, welche eine Staumauer besonders bedrohen.

Wie liegen nun die Verhältnisse bei unserem Zahlenbeispiel, bei dem

---

\* Dabei ist natürlich noch keine Rücksicht auf Zusatzbedingungen wegen begrenzter Randspannungen in der Bodenfuge, die in unserem Zahlenbeispiel vorliegen, genommen.



ja wegen der gestellten Zusatzbedingung für den Fundamentdruck ( $\sigma_{zul.} \leq 80 \text{ t/m}^2$ ) eine größere Fundamentbreite notwendig geworden ist? Die dem Gleiten widerstehende Kraft ist hier (vgl. Tabelle 11):

$$(\sum G + \sum A_w - U) \cdot f = (1832,9 + 198,9 - 855) \cdot f = 1176,8 \cdot f.$$

Setzt man wieder  $f = 0,75$ , so erhält man:  $1176,8 \cdot 0,75 = 883 \text{ t}$ . Demgegenüber beträgt die schiebende Kraft, nämlich die horizontale Komponente des Stauwasserdruckes  $W = 923 \text{ t}$ .

Rechnungsmäßig ist also die Mauer nicht gleitsicher. Um dies zu erreichen, kann man — neben der Verzahnung der Mauersohle in den Felsboden — noch eine weitere widerstehende Kraft der Standsicherheit dienstbar machen, nämlich den Gegendruck der lotrechten Felswand an der Luftseite.

Bezeichnen wir die Tiefe der Einbettung in den gesunden Fels mit  $h_2$ , so ist es zur Erzielung einer gleichmäßigen Beanspruchung des Mauerwerks und des Felsens bei den verschiedenen Belastungsfällen zweckmäßig, daß man mit der Grenze der Pressung  $\sigma_y$  auf die Felswand nicht höher geht als mit den Randspannungen in der Fundamentfuge, in den meisten Fällen also nicht über  $\gamma_m \cdot h$ .

Für diese Forderung bekommt man allgemein für das obige Grunddreieck:

$$\begin{aligned} (G - U) \cdot f + \sigma_y \cdot h_2 &= W. \\ \left( \frac{\gamma_m \cdot b \cdot h}{2} - \frac{b \cdot h}{2} \right) f + \gamma_m \cdot h \cdot h_2 &= \frac{h^2}{2}. \\ h_2 &= \frac{h - b \cdot f (\gamma_m - 1)}{2 \gamma_m}. \end{aligned}$$

Mit  $f = 0,75$ ;  $\gamma_m = 2,3 \text{ t/m}^3$ ;  $b = 0,88 \cdot h^2$  erhält man

$$h_2 = \frac{h - 0,88 \cdot h \cdot f \cdot 1,3}{2 \cdot 2,3} = 0,03 \cdot h.$$

Für unsere Mauer ergibt sich, wenn für  $\sigma_y$  nicht  $\gamma_m \cdot h$ , sondern auch  $80 \text{ t/m}^2$  als Grenzbeanspruchung zugrunde gelegt wird:  $883 + 80 \cdot h_2 = 923$ ; daraus:  $h_2 = 0,5 \text{ m}$  für den Grenzfall des Gleichgewichts. Es bietet konstruktiv keine Schwierigkeiten, dieses Stirnwiderlager des Mauerfußes in Verbindung mit der Sohlenverzahnung auszubilden.

#### Einfluß eines Eisschubs von 60 t je lfd. m Mauer.

Diese Kraft verstärkt noch die Wirkung des Stauwasserdruckes. Ihr Moment in bezug auf die Fundamentfuge beträgt  $M_E = 60 \cdot 41 = 2460 \text{ mt}$ . Dadurch ergibt sich für den Durchstoßpunkt der Schlußkraft in der Mauersohle ein Abstand vom luftseitigen Mauerfußpunkt

$$y_{2e} = \frac{\sum M_{G, A_w, W} - M_U - M_E}{\sum V_{G, A_w} - U} = \frac{38246 - 22680 - 2460}{2031,8 - 855,0} = 11,05 \text{ m}.$$

176 Aufgabe 11: Stauklappe. Wasserdruck auf geneigte ebene Fläche.

Die Gesamtergebnierende  $R$  würde also die Fundamentfuge in einem Punkte durchstoßen, der vom luftseitigen Kernrand den Abstand

$$\left(\frac{b}{3} - y_{2s}\right) = \frac{39,8}{3} - 11,05 = 2,22 \text{ m}$$

hat. Die luftseitige Randspannung ermittelte sich damit zu (vgl. S. 50):

$$\sigma_{ls} = \frac{2 \cdot \sum V}{3 \xi} = \frac{2 \cdot (2031,8 - 855,0)}{3 \cdot 11,05} = 71 \text{ t/m}^2 < 80 \text{ t/m}^2,$$

aber es würde ein Klaffen der wasserseitigen Fundamentfuge eintreten.

Im Hinblick auf das früher Gesagte (vgl. S. 156) kann darauf verzichtet werden, den Mauerquerschnitt wegen des Eisschubes nochmals zu verbreitern. Die vorstehende Rechnung sollte lediglich den Einfluß eines ungestört wirksamen Eisschubes auf die Stabilität aufzeigen.

## Aufgabe 11.

### Stauklappe. Wasserdruck auf geneigte ebene Fläche.

Bei einem Wehr wird der Stau von 2,50 m Höhe mit Stauklappen von 2,00 m Breite erzeugt. Die Neigung der Stauklappen gegen die Vertikale beträgt  $30^\circ$ .

1. Kann sich die Stauklappe bei 2,50 m Stautiefe oder aber bei steigendem Oberwasser drehen, wenn das Drehgelenk  $D$  an der Klappe in halber Klappenhöhe angebracht ist (Abb. 104)?

2. In welcher Entfernung  $x$  vom oberen Ende der Klappe ist das

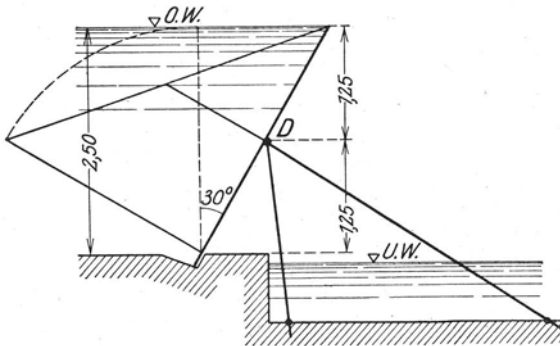


Abb. 104.

Drehgelenk  $D$  anzuordnen, damit sich die Klappe bei einem Steigen des Oberwassers um 90 cm umlegt?

In beiden Fällen ist die Stoßwirkung des Wassers, ferner die Reibung im Drehgelenk usw. zu vernachlässigen!

### Lösung.

1. Bei 2,50 m Wassertiefe reicht der Wasserspiegel gerade bis zur Oberkante der Klappe. Der Klappendrehpunkt liegt in  $\frac{2,50}{2} = 1,25 \text{ m}$  Abstand vom Wasserspiegel (vgl. Abb. 104).

Nachdem von der Stoßwirkung des Wassers, ferner vom Einfluß der Reibung im Drehgelenk usw. abgesehen wird, wirkt auf die Klappe lediglich der ruhende Wasserdruck. Die Klappe wird sich nun um ihren Drehpunkt  $D$  drehen, wenn das Moment aus dem Druck auf die obere Klappenhälfte jenes aus dem Druck auf die untere Klappenhälfte übertrifft, oder für den Grenzfall, wenn die algebraische Summe dieser zwei Momente zu Null wird. Dieser Gleichgewichtszustand läßt sich auch so formulieren, daß der resultierende Wasserdruck durch den Klappendrehpunkt gehen muß. Bei 2,50 m Wassertiefe wird der Gesamtwasserdruck auf die Klappe dargestellt durch ein Dreieck von der Grundlinie gleich der Klappenlänge und der Höhe gleich der Wassertiefe. Damit ist die Größe des Wasserdruckes festgelegt. Sein Angriffspunkt liegt im Schwerpunkt der Wasserdruckfigur (hier Dreieck!), seine Richtung ist normal zur Klappe. Daraus ergibt sich, daß der resultierende Wasserdruck in unserem Beispiel nicht durch den Klappendrehpunkt geht, sondern unterhalb liegt und die Klappe in der ursprünglichen Lage festhält. Zerlegt man den

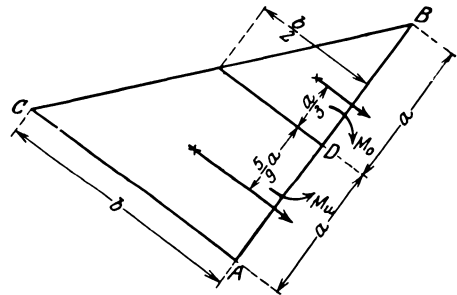


Abb. 105.

resultierenden Wasserdruck in die zwei Komponenten, welche auf die beiden Klappenhälften wirken, so steht über dem unteren Klappenteil ein Wasserdrucktrapez, über dem oberen ein Dreieck. Die Richtung der beiden Komponenten ist wieder senkrecht zur Klappe, ihr Angriffspunkt in den Schwerpunkten der Druckfiguren [untere Klappenhälfte Trapez, obere Hälfte Dreieck (Abb. 105)]. Dann ergibt sich:

$$\text{Dreiecksfläche} = \frac{1}{2} a \cdot \frac{b}{2}$$

$$\text{Hebelsarm} = \frac{a}{3}$$

$$M_o = \frac{1}{2} a \cdot \frac{b}{2} \cdot \frac{a}{3} = \frac{1}{12} a^2 b.$$

$$\text{Trapezfläche} = \frac{\frac{2}{2} b + \frac{b}{2}}{2} \cdot \frac{a}{2} = \frac{3}{4} a b$$

$$\text{Hebelsarm} = \frac{a}{3} \cdot \frac{\frac{4}{2} b + \frac{b}{2}}{\frac{2}{2} b + \frac{b}{2}} = \frac{5}{9} a$$

$$M_u = \frac{3}{4} a b \cdot \frac{5}{9} a = \frac{5}{12} a^2 b.$$

178 Aufgabe 11: Stauklappe. Wasserdruck auf geneigte ebene Fläche.

Es ist also für eine beliebige Neigung der Klappe  $M_u$  5 mal so groß als  $M_o$ , d. h. die Klappe kann sich nicht drehen, sondern bleibt an den Boden angepreßt.

Wie ändern sich nun die Verhältnisse, wenn der Wasserspiegel ansteigt? Das ursprüngliche Wasserdruckdreieck  $ABC$  geht jetzt in ein Trapez über. Da der resultierende Wasserdruck im Schwerpunkt dieses Trapezes angreift und senkrecht zur Klappe steht, schneidet er wegen der Schwerpunktslage im Trapez die Klappe unterhalb des Drehpunktes, ruft also ein Moment hervor, welches die Klappe weiterhin an den Boden festpreßt. Je höher aber der Wasserspiegel steigt, um so mehr rückt der Schwerpunkt des Trapezes nach oben, d. h. um so näher rückt der Schnittpunkt der Wasserdruckresultierenden mit der Klappe

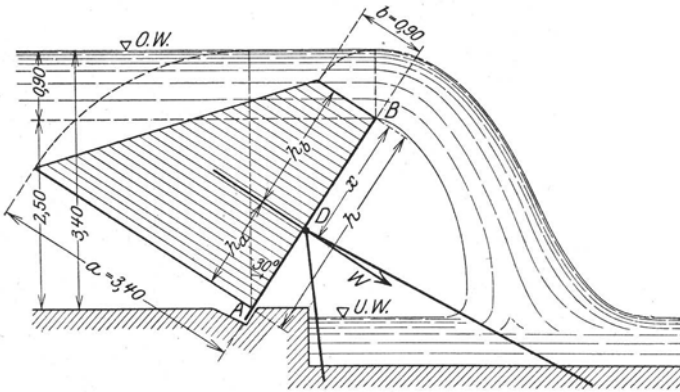


Abb. 106.

an den Drehpunkt heran. Erst für einen unendlich hohen Wasserstand geht dann diese Resultierende durch den Drehpunkt und aus dem bisher stabilen Gleichgewicht wird ein labiles (Grenzfall!).

Wenn sich die Klappe bei einem bestimmten praktisch vorkommenden Wasserstand selbsttätig umlegen soll, darf der Drehpunkt also nicht in der Klappenmitte angebracht, sondern muß tiefer gelegt werden. Wie tief, das hängt von der Wasserspiegellage ab, bei welcher das Drehen vor sich gehen soll. Den Rechnungsgang zeigt das nachstehende Beispiel (Frage 2 dieser Aufgabe).

2. Es ist gefragt, in welcher Entfernung  $x$  vom oberen Klappenrand der Klappendrehpunkt anzuordnen ist, damit sich die Klappe bei einem Steigen des Oberwassers um 90 cm umlegt. Es ist also die Lage des Klappendrehpunktes zunächst unbekannt und zu ermitteln (vgl. Abb. 106).

Wenn der Wasserspiegel um 90 cm steigt, so lastet auf der Klappe ein Wasserdruck, welcher durch ein Trapez dargestellt ist. Wie aus der

Überlegung zur 1. Frage ersichtlich ist, ergibt sich der Grenzfall für das Drehen der Klappe, wenn die Wasserdruckresultierende durch den Klappendrehpunkt geht, d. h. wenn das Moment dieser Resultierenden in bezug auf diesen Drehpunkt als Momentenpunkt = Null wird. Da bei dem vorgeschriebenen Wasserstand und der festgegebenen Länge der Klappe Größe, Angriffspunkt und Richtung der Resultierenden gegeben sind, müssen wir das Drehgelenk in den Schnittpunkt dieser Wasserdruckresultierenden mit der Klappe legen. Oder was dasselbe besagt: der Klappendrehpunkt muß vom oberen Rand der Klappe denselben Abstand haben, wie der Schwerpunkt des Wasserdrucktrapezes, im Schnitt der Klappe gemessen.

Nach dieser Überlegung ist die Zahlenrechnung selbst sehr einfach

$$h = \frac{2,50}{\cos 30^\circ} = 2,888 \text{ m.}$$

$$x = h_b = \frac{h}{3} \cdot \frac{2a + b}{a + b} = \frac{2,888}{3} \cdot \frac{2 \cdot 3,40 + 0,90}{3,40 + 0,90} = 1,724 \text{ m.}$$

Zur Kontrolle:

$$h_a = \frac{h}{3} \cdot \frac{a + 2b}{a + b} = 0,963 \cdot \frac{5,20}{4,30} = 1,164 \text{ m.}$$

$$h_a + h_b = h = 1,724 + 1,164 = 2,888 \text{ m.}$$

Die Bestimmung der Größe von  $W$  hat sich in diesem Falle erübrigt. Für die Dimensionierung der Klappe, ferner zu Abschätzung der Reibungsgrößen in den Drehpunkten usw. muß die Größe von  $W$  selbstredend ermittelt werden. Sie ergibt sich zu:

$$W = \text{Drucktrapezfläche} \cdot \gamma \cdot b_1,$$

wenn  $\gamma = 1,0 \text{ t/m}^3$  das spez. Gewicht des Wassers und  $b_1 = 2,0 \text{ m}$  die Breite der Klappe bedeuten. Also

$$W = \frac{3,40 + 0,90}{2} \cdot 2,888 \cdot 1,0 \cdot 2,0 = 12,4 \text{ t.}$$

## Aufgabe 12.

### Riegeleinteilung für eine Schützentafel.

Gelegentlich der Ausführung einer wasserbaulichen Anlage ergibt sich die Notwendigkeit, tunlichst rasch eine Schützenöffnung, für welche die Schützentafeln noch nicht zur Stelle sind, behelfsmäßig zu verschließen.

Die lichte Weite der Öffnung, gemessen von Nische zu Nische, beträgt rd. 2,0 m, der äußere Wasserstand 4,0 m, der innere 1,5 m.

Zur Erstellung der behelfsmäßigen Schützentafel stehen 12 m<sup>2</sup> Bohlen von 4 cm Stärke und 5 Stück Riegel von je 2 m Länge und 14/18 cm Stärke zur Verfügung.

1. Genügen diese 5 Riegel, um den resultierenden Wasserdruck aufzunehmen, wenn unter Berücksichtigung des behelfsmäßigen Charakters der Verschußtafel eine Beanspruchung des Holzes von  $100 \text{ kg/cm}^2$  als zulässig betrachtet wird?

2. An welchen Stellen sind in diesem Falle die Riegel anzuordnen?

### Lösung.

1. Es ist die Größe des resultierenden Wasserdruckes (Abb. 107):

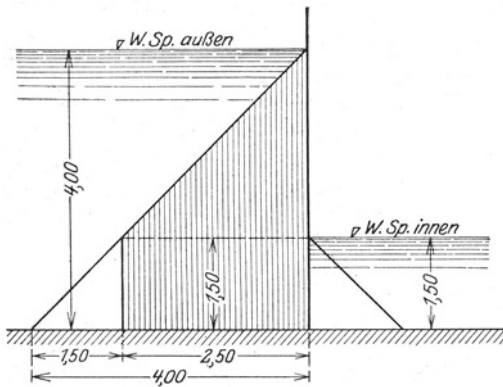


Abb. 107.

$$W_R = \gamma \cdot \frac{1,5 + 4,0}{2} \cdot 2,5 \cdot b,$$

$$W_R = 1,0 \cdot \frac{1,5 + 4,0}{2} \cdot 2,5 \cdot 2,0,$$

$$W_R = 13,75 \text{ t.}$$

Wenn jeder Riegel den gleichen Anteil dieses Wasserdruckes aufnimmt, so trifft pro Riegel

$$w_r = \frac{13,75}{5} = 2,75 \text{ t.}$$

Darnach kommt auf jeden Riegel ein Moment von

$$M_r = (p l) \cdot \frac{l}{8} = 2,75 \cdot \frac{2,0}{8} = 0,688 \text{ tm} = 68800 \text{ kgcm.}$$

Da das Widerstandsmoment eines Riegels gleich ist

$$\frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{14 \cdot 18^2}{6} = 755 \text{ cm}^3,$$

so ergibt sich eine Beanspruchung des Riegelholzes von

$$\sigma_r = \frac{68800}{755} = 91,1 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2,$$

d. h. die 5 Riegel genügen, um den resultierenden Wasserdruck aufzunehmen.

2. Es müssen die Riegel nunmehr so angeordnet werden, daß auf jeden derselben  $2,75 \text{ t}$  Wasserdruck treffen. Dazu möge folgende Überlegung angestellt werden:

Im Bereiche  $AC$  der Schütztafel, also im Bereiche zwischen der äußeren und inneren Wasserspiegellage ergibt sich der Wasserdruck auf die Schütztafel bis zur Tiefe  $y$  zu

$$W = \gamma \cdot \frac{y^2}{2} \cdot b;$$

für  $\gamma = 1,0 \text{ t/m}^3$  und für  $b = 2,0 \text{ m}$  wird

$$W = 1,0 \cdot \frac{y^2}{2} \cdot 2,0 = y^2 \text{ t.}$$

Der Wasserdruck für die verschiedenen Werte  $y$  zwischen  $A$  und  $C$  wird demnach dargestellt durch eine Parabel mit horizontaler Achse und mit dem Scheitel in  $A$ . Zur Auftragung dieser Summenkurve

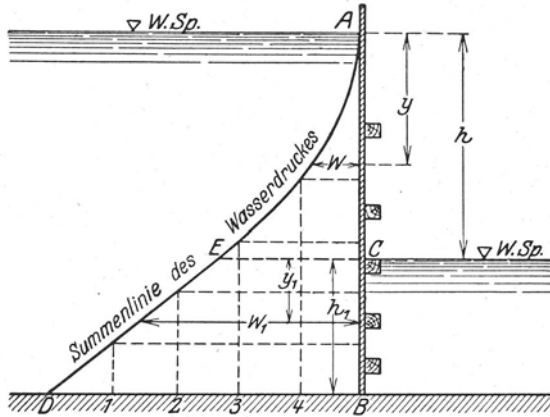


Abb. 108.

( $AE$  in Abb. 108) wurden für die nachstehend aufgeführten  $y$ -Werte die entsprechenden Werte  $W$  ermittelt.

Für $y = 0,0 \text{ m}$	wird $W = 0,0 \text{ t}$
„ $y = 0,5 \text{ m}$	„ $W = 0,25 \text{ t}$
„ $y = 1,0 \text{ m}$	„ $W = 1,00 \text{ t}$
„ $y = 1,5 \text{ m}$	„ $W = 2,25 \text{ t}$
„ $y = 2,0 \text{ m}$	„ $W = 4,00 \text{ t}$
„ $y = h = 2,5 \text{ m}$	„ $W = 6,25 \text{ t}$ .

Im Bereiche  $BC$  der Schützentafel, also von der inneren Wasserpiegellage nach abwärts, ergibt sich der Wasserdruck auf die Schützentafel bis zur Tiefe  $y_1$  zu

$$W_1 = \gamma \cdot \frac{(h + y_1)^2}{2} \cdot b - \gamma \cdot \frac{y_1^2}{2} \cdot b,$$

$$W_1 = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} b + \gamma \cdot h \cdot y_1 \cdot b + \gamma \cdot \frac{y_1^2}{2} b - \gamma \cdot \frac{y_1^2}{2} \cdot b,$$

$$W_1 = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} b + \gamma \cdot h \cdot y_1 \cdot b.$$

Der 1. Summand  $\gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot b$  stellt den Wasserdruck  $W_h$  für  $y = h = 2,5 \text{ m}$  dar; er wurde oben mit  $W_h = 6,25 \text{ t}$  ermittelt.

Werden die Zahlenwerte in den Ausdruck für  $W_1$  eingesetzt, so erhält man

$$W_1 = 6,25 + 1,0 \cdot 2,5 \cdot y_1 \cdot 2,0,$$

$$W_1 = 6,25 + 5,0 \cdot y_1.$$

Die Summenlinie des Wasserdrucks zwischen  $C$  und  $B$ , also im Bereiche, wo dem äußeren Wasserdruck der innere entgegenwirkt, ist demnach eine Gerade, welche sich im Punkte  $E$  berührend an die Parabel anschließt. Man hat also lediglich den Wert  $W_1$  für  $y_1 = h_1 = 1,50$  m mit 13,75 t von  $B$  aus aufzutragen und dann den so erhaltenen Punkt  $D$  mit  $E$  zu verbinden.  $BD$  gibt dabei den Gesamtwasserdruck zwischen  $A$  und  $B$  an.

Teilt man nun  $DB$  in 5 gleiche Teile, macht also jeden Teil  $\frac{13,75}{5} = 2,75$  t, zieht durch diese Teilpunkte die Vertikalen bis zur Summenlinie  $AED$  und durch die so erhaltenen Punkte auf der Summenlinie die Horizontalen nach  $AB$ , so erhält man auf  $AB$  diejenigen Abschnitte, für welche der Wasserdruck jeweils 2,75 t beträgt.

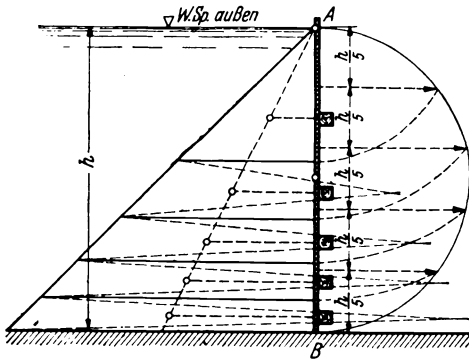


Abb. 109.

Die Lage der Riegemittelpunkte wird gefunden, indem man analog des vorstehend beschriebenen Verfahrens die Mittelpunkte der gleichen Teilstrecken  $D_1, D_2$  usw. vertikal auf  $AED$  und von da horizontal auf  $AB$  projiziert.

Nachdem nunmehr die Riegelabstände festliegen, müßte

noch geprüft werden, ob die Bohlen den auftretenden maximalen Beanspruchungen gewachsen sind, ohne daß dabei die zulässige Beanspruchung des Holzes von  $100 \text{ kg/cm}^2$  überschritten wird. Von der Durchführung dieser rein statischen Aufgabe wird hier Abstand genommen.

Dafür wird in Abb. 109 noch ein Verfahren für die Riegelausteilung gezeigt für den Fall, daß kein Innenwasserspiegel vorhanden ist. Damit jeder Riegel von dem Wasserdruck von 5,0 m Höhe den gleichen Anteil erhält, wird über der Stauwand von der Höhe  $h = 5,0$  m ein Halbkreis geschlagen ( $r = \frac{5,0}{2}$  m), außerdem der Durchmesser  $2r = h$  in 5 gleiche Teile  $\frac{h}{5}$  geteilt, die Lotrechten zum Kreishalbmesser (zur Stauwand) durch diese Teilungspunkte gelegt und zum Schnitt mit dem Kreisbogen gebracht. Die Abstände der letzteren Schnittpunkte vom Punkt  $A$



werden auf der Stauwand  $AB$  von  $A$  aus abgetragen und die Waagrechtens gezogen. Sie teilen das Wasserdruckdreieck in die 5 flächengleichen Teile. Die horizontale Projektion der Schwerpunkte dieser Flächenstücke auf die Stauwand gibt die Lage der Riegel. Dabei wurden die Trapezscherpunkte konstruiert, indem die lotrechte Trapezseite in 3 gleiche Teile geteilt wurde und durch diese Punkte die aus der Abb. 109 ersichtlichen Hilfslinien gezogen wurden.

## Aufgabe 13.

### Wasserdruck auf Drehklappe (ebene Fläche) und Segmentverschluß (gekrümmte Fläche).

Beim Einlaufbauwerk einer Hochdruckwasserkraftanlage ist zum Abschluß des Druckstollens eine Drehklappe und dahinter ein Segmentverschluß vorgesehen (vgl. Abb. 110).

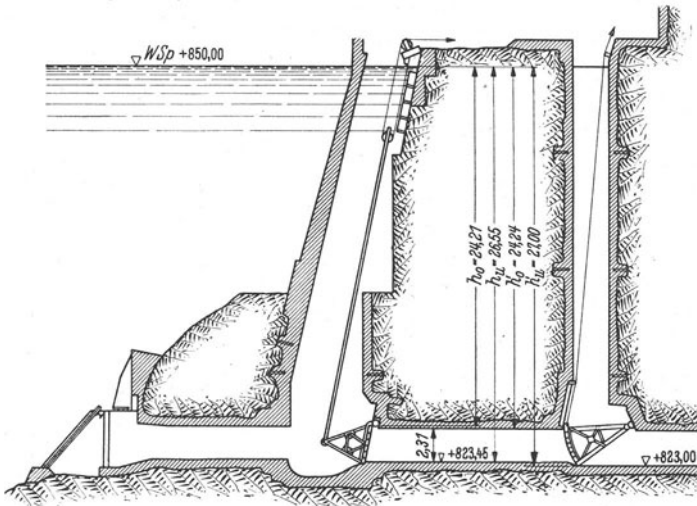


Abb. 110.

Die Drehklappe hat eine Länge von 2,40 m bei einer Breite von 2,40 m. Zur Verminderung der Aufzugskräfte ist die Klappe in zwei Teile von je 1,20 m Breite geteilt. Jeder Klappenteil hat ein Gewicht von 1,20 t. Der Abstand der Gewichtsergebnissen vom Klappendrehpunkt beträgt  $g = 0,69$  m, der senkrechte Abstand des Zugseiles vom Klappendrehpunkt beträgt  $z = 3,00$  m (vgl. Abb. 110 a).

Die als zweiter Verschluß dienende Segmentschütze hat dieselbe Öffnung zu verschließen. Der Zentriwinkel des Segments beträgt  $\varphi_b - \varphi_a = 41^\circ 20' - 2^\circ 50' = 38^\circ 30'$ , der Radius 4,50 m (vgl. Abb. 110 b).

184 Aufgabe 13: Wasserdruck auf Drehklappe und Segmentverschluß.

Der Wasserspiegel liegt 24,21 m über der Oberkante der Drehklappe, 24,24 m über der Oberkante des Segmentverschlusses, 26,55 m über der Unterkante der Drehklappe und 27 m über der Unterkante der Segment-schütze.

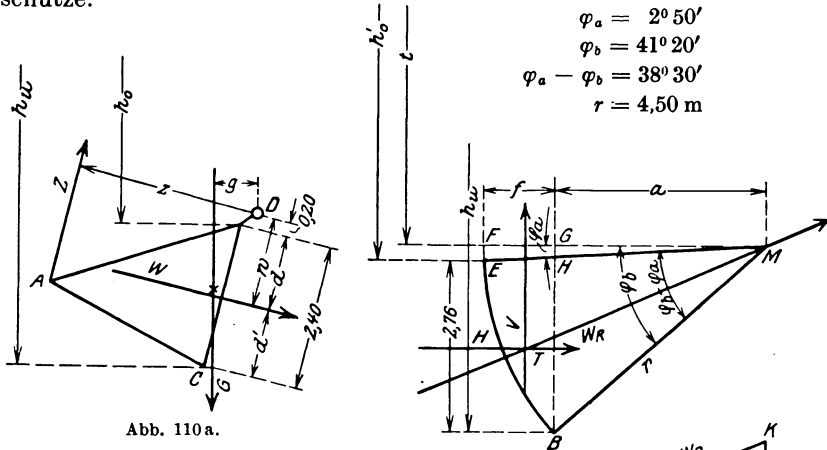


Abb. 110 a.

Abb. 110 b.

$G = 1,20 \text{ t}$  für eine Klappen-  
hälfte

$g = 0,69 \text{ m}$

$z = 3,00 \text{ m}$

Zu bestimmen sind die Wasserdrücke und die Größe der Aufzugs-  
kräfte!

## Lösung.

### 1. Drehklappenverschluß.

Nach Aufgabe 1 ergibt sich die Größe des Wasserdruckes  $W$  zu:

$$W = \gamma \cdot F \cdot h,$$

wobei  $W$  = Wasserdruck auf eine Klappenhälfte von 1,20 m Breite,

$\gamma$  = spez. Gew. des Wassers,

$F$  = Fläche einer Klappenhälfte,

$h$  = Abstand des Schwerpunktes der Klappenfläche vom Was-  
serspiegel

bedeuten.

$$h = \frac{h_o + h_u}{2} = \frac{24,21 + 26,55}{2} = 25,38 \text{ m},$$

daher

$$W = 1,0 \cdot (1,20 \cdot 2,40) \cdot 25,38 = 73,0 \text{ t}.$$

Es lastet demnach auf jeder Klappenhälfte ein Wasserdruck von  
der Größe  $W = 73,0 \text{ t}$ .

Die Richtung dieses Wasserdruckes ist senkrecht zur Klappe. Der Angriffspunkt von  $W$  liegt im Schwerpunkt des Wasserdrucktrapezes. Letzterer kann entweder graphisch oder rechnerisch ermittelt werden. Bei den vorliegenden Größenverhältnissen ist letzteres Verfahren vorzuziehen. Es ergibt sich  $d$  zu:

$$d = \frac{2,40}{3} \cdot \frac{2 \cdot 26,55 + 24,21}{26,55 + 24,21} = 1,22 \text{ m.}$$

(Zur Kontrolle:

$$d' = \frac{2,40}{3} \cdot \frac{2 \cdot 24,21 + 26,55}{24,21 + 26,55} = 1,18 \text{ m;}$$

$$d + d' = 1,22 + 1,18 = 2,40 \text{ m.})$$

Der Abstand des resultierenden Wasserdruckes vom Drehpunkt  $D$  beträgt demnach

$$w = d + 0,20 = 1,22 + 0,20 = 1,42 \text{ m.}$$

Die Aufzugsvorrichtung besteht für jede Klappenhälfte aus zwei unteren und zwei oberen Tragarmen, die im Punkte  $A$  zusammenlaufen. Von  $A$  führt eine Zugstange nach oben.

Der Gang der Untersuchung wäre nun folgender: Nachdem  $W$  eindeutig bestimmt ist, läßt sich die Klappe  $CD$  dimensionieren und damit das Klappengewicht  $G$  ermitteln. Von der Dimensionierung wurde hier Abstand genommen, statt dessen das Gewicht  $G$  und dessen Hebelsarm  $g$  in bezug auf den Drehpunkt  $D$  gegeben. Der nächste Schritt wäre die Festlegung des Punktes  $A$  bzw. des Abstandes  $z$  unter Berücksichtigung konstruktiver Belange. Auch diese Wahl wurde vorweg getroffen und  $z = 3,00 \text{ m}$  gegeben.

Beim Hochziehen der Klappe wirken nun drei Kräfte: der Zug  $Z$  in der Zugstange, der Wasserdruck  $W$  und das Gewicht  $G$ . Da Gleichgewichtszustand herrscht, besteht folgende Bestimmungsgleichung für  $D$  als Momentenpunkt:

$$\widehat{Z \cdot z} = \widehat{W \cdot w} + \widehat{G \cdot g}.$$

Daraus folgt

$$Z = \frac{W \cdot w + G \cdot g}{z}.$$

Bei Einsetzung der Zahlenwerte ergibt sich

$$\begin{aligned} Z &= \frac{73,0 \cdot 1,42 + 1,20 \cdot 0,69}{3,00} \\ &= \frac{103,7 + 0,83}{3,00} \\ &= 34,8 \text{ t.} \end{aligned}$$

Man erkennt, daß in diesem Falle das Eigengewicht auf die Größe des Stangenzuges keinen nennenswerten Einfluß ausübt.

Da, wie aus Abb. 110 ersichtlich, bei der Klappe ein einfacher Flaschenzug angeordnet ist, beträgt der Seilzug an der Aufzugswinde pro Klappenhälfte:

$$Z' = \frac{Z}{2} = \frac{34,8}{2} = 17,4 \text{ t.}$$

### 2. Segmentverschluß.

Hier handelt es sich darum, den Druck auf die gekrümmte Fläche  $BE$  (Abb. 110 b) zu ermitteln. Diese Aufgabe soll zunächst grundsätzlich behandelt werden.

#### a) Wasserdruck auf eine gekrümmte Fläche.

In Abb. 111 ist ein beliebig gekrümmtes Flächenstück  $ABC$  von der Größe  $F$  als Teil einer Gefäßwand dargestellt. In diesem Gefäß befinde sich Luft von Atmosphärendruck. Das Gefäß selbst ist von Wasser umgeben, dessen Spiegel mit der waagrechten Ebene durch  $O$  festgelegt ist. Dann erfährt ein beliebiges Teilchen  $dF$  dieses gekrümmten Flächenstückes  $ABC$  unter Bezug auf die Koordinaten  $X, Y, Z$  den Druck:

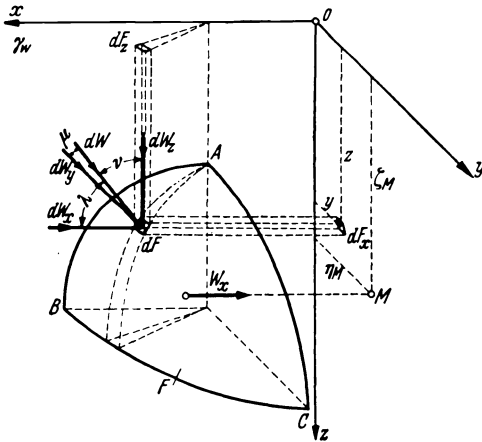


Abb. 111.

$$dW = \gamma_w \cdot dF \cdot z,$$

wobei  $z$  = Abstand des Schwerpunktes des Flächenteilchens vom Wasserspiegel. Die Richtung von  $dW$  ist bestimmt durch die Normale zu  $dF$ . Bildet nun

$dW$  mit den 3 Koordinatenachsen  $X, Y, Z$  die Winkel  $\lambda, \mu, \nu$ , so läßt es sich in seine 3 Komponenten zerlegen:

$$dW_x = \gamma_w \cdot dF \cdot z \cdot \cos \lambda; \quad dW_y = \gamma_w \cdot dF \cdot z \cdot \cos \mu;$$

$$dW_z = \gamma_w \cdot dF \cdot z \cdot \cos \nu.$$

Nun ist nach den Lehren der Raumgeometrie — das Flächenelement schließt nämlich mit den Koordinatenebenen  $YZ, XZ$  und  $XY$  ebenfalls die Winkel  $\lambda, \mu, \nu$  ein! —  $dF \cdot \cos \lambda$  gleich der Projektion von  $dF$  auf die zur  $X$ -Achse senkrechte Ebene  $YZ$ , also  $dF_x = dF \cdot \cos \lambda$ . Analog ist  $dF_y = dF \cdot \cos \mu$  und  $dF_z = dF \cdot \cos \nu$ . Die Komponenten von  $dW$  können also auch wie folgt angesetzt werden:

$$dW_x = \gamma_w \cdot z \cdot dF_x; \quad dW_y = \gamma_w \cdot z \cdot dF_y; \quad dW_z = \gamma_w \cdot z \cdot dF_z.$$

Für jedes Element der Fläche  $ABC$  lassen sich 3 solche Ansätze machen. Durch Summierung über die ganze Fläche  $F$  erhält man als Gesamtdruckkomponenten in Richtung der 3 Achsen:

$$W_x = \gamma_w \int z dF_x; \quad W_y = \gamma_w \int z dF_y; \quad W_z = \gamma_w \int z dF_z.$$

Das heißt:

1. Die horizontale Druckkomponente  $W_x$  in der X-Richtung auf das gegebene krumme Flächenstück  $F$  ist gleich dem Druck auf die Projektion der gekrümmten Fläche auf eine zu  $X$  senkrechte Ebene. Dieser Druck ist bekanntlich gleich dem Gewicht eines Flüssigkeitsprismas, dessen Grundfläche diese Projektion der gedrückten Fläche und dessen Höhe gleich dem Abstand des Schwerpunktes dieser Projektion vom Wasserspiegel ist. Der Kraftangriffspunkt ist natürlich zu bestimmen wie beim Druck auf ebene Flächen.

2. Das Analoge gilt für die andere horizontale Druckkomponente in der  $Y$ -Richtung.

3. Die vertikale Druckkomponente  $W_z$  ist bestimmt durch das Gewicht des über der gedrückten Fläche befindlichen Flüssigkeitskörpers. Sein Angriffspunkt liegt im Schwerpunkt dieses Körpers.

Wirkt diese vertikale Druckkomponente  $W_z$  nach aufwärts, dann ist der Flüssigkeitskörper über der gedrückten Fläche nicht vorhanden, aber die Wirkung ist so, als wäre er vorhanden und würde gewissermaßen nach oben saugen.

#### b) Anwendung auf den Segmentverschluß.

Es ist hier also zunächst der Druck auf  $BE$  der Abb. 110b zu ermitteln. Dabei haben wir es hier mit einem Teil des Mantels eines Zylinders mit waagrecht Achse, also nur mit einem zweidimensionalen Problem ( $X$ - und  $Z$ -Achse) zu tun. Es ist also lediglich  $W_x$  und  $W_z$  (siehe oben!) zu bestimmen, da die Projektion der gekrümmten Fläche auf die Bildebene ( $XZ$ ) und damit  $W_y$  zu Null wird.

Die Größe der horizontalen Druckkomponente auf eine gekrümmte Fläche ist nun

$$W_x = H = \gamma \cdot F \cdot z,$$

wenn  $F$  die Projektion der gekrümmten Fläche auf eine Ebene normal zur Richtung von  $H$  darstellt und  $z$  den Abstand des Schwerpunktes  $S$  dieser projizierten Fläche  $F$  vom Wasserspiegel bedeutet. In unserem Falle ist bei  $\gamma = 1,0 \text{ t/m}^3$  die Größe von  $H$  pro 1 lfd. m Zylinderfläche dargestellt durch den Inhalt des Drucktrapezes. Der Angriffspunkt der

Kraft  $H$  liegt natürlich wieder im Schwerpunkt  $S'$  des Drucktrapezes.

Die Größe der vertikalen Komponente des Wasserdruckes auf eine gekrümmte Fläche ist

$$W_z = V = \gamma \cdot \text{Rauminhalt von } ABCD.$$

In unserem Falle erfüllt das Wasser diesen Raum  $ABCD$  nicht (siehe oben!), deshalb ist  $V$  vertikal nach oben gerichtet. Der Angriffspunkt liegt im Schwerpunkt von  $ABCD$ . In den Fällen, wo die Bestimmung der Lage dieses Schwerpunktes auf rechnerischem oder zeichnerischem Wege Schwierigkeiten bereitet, hilft man sich mit dem mechanischen Probier-

verfahren durch Ausschneiden der Figur  $ABCD$  aus Karton.

Die endgültige Zusammenfassung von  $H$  und  $V$  in einem Kräftedreieck liefert dann die gesuchte Wasserdruckresultierende  $W_R$  auf die gekrümmte Fläche  $CD$  nach Richtung und Größe. Seine Lage ist durch den Schnittpunkt  $T$  der Komponenten  $H$  und  $V$  festgelegt (vgl. Abb. 112).

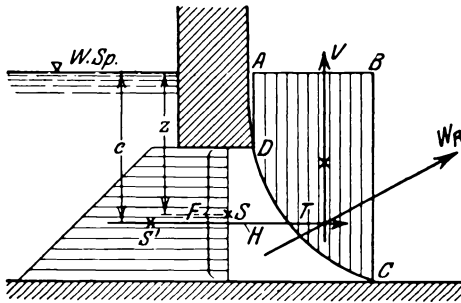


Abb. 112.

Nachdem auf vorstehendem Wege die Aufgabe, den Wasserdruck auf die Segmentschütze zu bestimmen, bereits grundsätzlich gelöst ist, bietet die Zahlenrechnung für unser Beispiel keine Schwierigkeiten mehr.

Die Horizontalkomponente  $H$  wird:

$$H = \gamma \cdot F \cdot z.$$

Dabei ist

$$\gamma = 1,0 \text{ t/m}^3$$

$$F = 2,76 \cdot 2,40 = 6,62 \text{ m}^2$$

$$z = \frac{27,00 + 24,24}{2} = 25,62 \text{ m (vgl. Abb. 110)}.$$

Daher

$$H = 1,0 \cdot 6,62 \cdot 25,62 = 170 \text{ t,}$$

Abstand des Schwerpunktes  $S'$  des Drucktrapezes vom W.Sp. (Abb. 112)

$$\begin{aligned} c &= h'_0 + \frac{h'_u - h'_0}{3} \cdot \frac{2h'_u + h'_0}{h'_u + h'_0} \\ c &= 24,24 + \frac{2,76}{3} \cdot \frac{2 \cdot 27,00 + 24,24}{27,00 + 24,24} \\ &= 24,24 + 1,40 \\ &= 25,64 \text{ m.} \end{aligned}$$

Nunmehr ist die Horizontalkomponente  $H$  nach Größe, Angriffspunkt und Richtung eindeutig festgelegt.

Die Größe der vertikalen Druckkomponente  $V$  wird dargestellt durch ein Trapez und ein Kreisflächenstück. Unter Bezugnahme auf die Bezeichnungen in Abb. 110b und 112 ergibt sich:

$$\overline{FE} = h'_o - t = r \cdot \sin \varphi_a = 4,50 \cdot \sin 20^\circ 50' = 0,22 \text{ m};$$

daher

$$t = 24,24 - 0,22 = 24,02 \text{ m};$$

$$\overline{FM} = f + a = r \cdot \cos \varphi_a = 4,50 \cdot \cos 20^\circ 50' = 4,49 \text{ m};$$

$$\overline{GB} = r \cdot \sin \varphi_b = 4,50 \cdot \sin 41^\circ 20' = 2,98 \text{ m};$$

$$\overline{GM} = a = \sqrt{r^2 - \overline{GB}^2} = \sqrt{4,50^2 - 2,98^2} = 3,37 \text{ m};$$

also

$$\overline{FG} = f = \overline{FM} - a = 4,49 - 3,37 = 1,12 \text{ m};$$

$$\overline{GH} = \overline{FE} \cdot \frac{a}{a + f} = 0,22 \cdot \frac{3,37}{3,37 + 1,12} = 0,17 \text{ m}.$$

Demnach Trapez:

$$\begin{aligned} F_1 &= \left( t + \frac{\overline{FE} + \overline{GH}}{2} \right) \cdot f \\ &= \left( 24,02 + \frac{0,22 + 0,17}{2} \right) \cdot 1,12 \\ &= 27,2 \text{ m}^2. \end{aligned}$$

Flächenstück  $EHB = F_2 = \text{Sektor } EBM - \triangle HBM$

$$\begin{aligned} F_2 &= \frac{r^2 \pi (\varphi_a - \varphi_b)}{360^\circ} - \frac{1}{2} a [\overline{BG} - \overline{HG}] \\ &= \frac{4,50^2 \cdot 3,14 \cdot 38^\circ 30'}{360^\circ} - \frac{3,37}{2} [2,98 - 0,17] \end{aligned}$$

$$F_2 = 6,8 - 4,73 = 2,07 \text{ m}^2,$$

$$V = \gamma (F_1 + F_2) \cdot b;$$

wenn  $b$  die Breite der Schütze, senkrecht zur Bildebene gemessen, ist; daher

$$V = 1,0 \cdot (27,2 + 2,07) \cdot 2,40 = 70,3 \text{ t}.$$

Nunmehr wäre der Schwerpunkt der Druckfigur für  $V$  zu ermitteln. In unserem Beispiel erübrigt sich dies, weil von vornherein bekannt ist, daß  $W_R$  durch  $M$  gehen muß. Denn die resultierenden Wasserdrücke auf jedes Flächenelement der Zylinderfläche der Schütze stehen jeweils normal zum zugehörigen Flächenelement, decken sich also mit der Richtung des zugehörigen Halbmessers und gehen somit durch  $M$ . Daher muß auch der Gesamtwasserdruck  $W_R$  durch  $M$  gehen.

Die Größe von  $W_R$  wird nun:

$$W_R = \sqrt{H^2 + V^2} = \sqrt{170^2 + 70,3^2} = 184,0 \text{ t.}$$

Aus dem Kräfte-dreieck  $JKL$  (Abb. 110b) ergibt sich die Richtung von  $W_R$  und durch die Lage des Drehpunktes  $M$  der Segmentschütze die Lage von  $W_R$ .  $V$  geht dann durch den Schnittpunkt von  $W_R$  und  $H$ .

Da  $W_R$  durch den Drehpunkt  $M$  geht, ist das Moment dieser Kraft in bezug auf  $M$  gleich Null. Deshalb muß auch das Moment der Seilzugkraft in bezug auf diesen Punkt  $M$  als Momentenpunkt gleich Null sein, d. h. es muß — da der Hebelsarm nicht Null wird — die Seilkraft zu Null werden. Es ist mit anderen Worten beim Hochziehen der Schütze lediglich das Schützengewicht und die Reibung in den Drehgelenken  $M$  zu überwinden. Für die Aufzugskraft spielt die Größe des Wasserdruckes  $W_R$  nur eine mittelbare Rolle, indem letztere in der Größe der Reibung zahlenmäßig zum Ausdruck kommt.

## Aufgabe 14<sup>1</sup>.

### Wasserdruck auf gekrümmte Mauer.

Für eine wasserbauliche Anlage ist eine gekrümmte Mauer auszuführen, welche gegen die Wasserseite zu die Gestalt eines Viertelkegelstumpfes hat. Der Wasserspiegel reiche bis zur oberen Begrenzung der Mauer. Der Mauerfuß wird bestimmt durch den Radius  $r' = 5,30$  m, der Kronenrand der Mauer durch den Radius  $r'' = 2,55$  m. Die Höhe der Mauer beträgt  $h = 4,60$  m. Man bestimme den Wasserdruck auf die Mauer (vgl. Abb. 113).

### Lösung<sup>1</sup>.

Wie bereits in Aufgabe 13 unter 2a (Wasserdruck auf eine gekrümmte Fläche) gezeigt wurde, ist der Druck auf den Viertelkegelstumpfmantel zu bestimmen durch die Ermittlung der horizontalen Druckkomponenten  $W_x = H_x$  und  $W_y = H_y$  und der vertikalen Komponenten  $W_z = V$ . Dabei sind wegen der Symmetrieebene durch  $O$  (im Grundriß die Winkelhalbierende von  $XOY$ ) die Druckkomponenten  $H_x$  und  $H_y$  gleich.

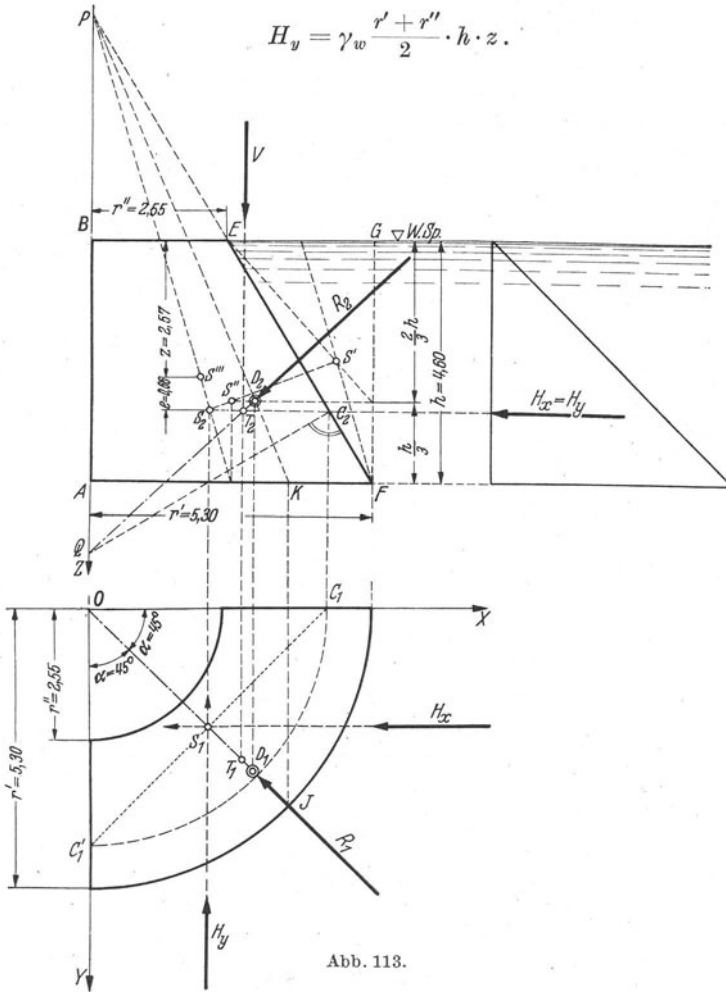
#### 1. Bestimmung von $H_y$ ( $= H_x$ ).

Die Projektion der gekrümmten Fläche auf eine zu  $H_y$  senkrechte Ebene (oder, was dasselbe besagt: zu einer zur Ebene  $XZ$  parallelen Ebene) ist das im Aufriß der Abb. 113 stärker gezeichnete Trapez  $ABEF$ . Die Größe von  $H_y$  ist gleich dem Gewicht des Flüssigkeitsprismas, des-

<sup>1</sup> Pöschl, Th.: Lehrbuch der Hydraulik, Berlin: Springer 1924. S. 27, Beispiel 20.



sen Grundfläche dieses Trapez und dessen Höhe gleich dem Abstand  $z$  des Schwerpunktes  $S'''$  dieser Fläche von dem Wasserspiegel ist, also



Dabei ist

$$z = \frac{h}{3} \cdot \frac{r'' + 2 \cdot r'}{r'' + r'}$$

Für die gegebenen Werte  $\gamma_w = 1,0 \text{ t/m}^3$ ,  $h = 4,60 \text{ m}$ ,  $r' = 5,30 \text{ m}$ ,  $r'' = 2,55 \text{ m}$  wird

$$z = \frac{4,60}{3} \cdot \frac{2,55 + 2 \cdot 5,30}{2,55 + 5,30} = 2,57 \text{ m}$$

und

$$H_v = 1,0 \cdot \frac{5,30 + 2,55}{2} \cdot 4,60 \cdot 2,57 = 46,4 \text{ t.}$$

Man kann sich das Trapez natürlich auch in ein Rechteck und ein Dreieck zerlegt denken. Diese Flächenteile sind die Teilprojektionen der gekrümmten Fläche in der  $Y$ -Richtung, so daß sich aus ihnen ebenfalls  $H_y$  ermitteln läßt. Dann wird

$$H_y = \gamma_w \cdot r'' \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \gamma_w \cdot (r' - r'') \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{2h}{3} = \gamma_w \cdot \frac{2 \cdot r' + r''}{6} \cdot h^2.$$

Mit den Zahlenwerten wird

$$H_y = 1,0 \cdot \frac{2 \cdot 5,30 + 2,55}{6} \cdot 4,60^2 = 46,4 \text{ t}.$$

Nachdem die Größe von  $H_y$  und dessen Richtung (nämlich senkrecht zur Projektionsebene) festliegt, ist noch der Angriffspunkt zu bestimmen. Dies soll zunächst aus Übungsgründen rechnerisch geschehen.

Bezeichnet  $S'''$  den Schwerpunkt der projizierten gedrückten Fläche  $ABEF$ ,  $J_s$  das Trägheitsmoment dieser Fläche bezogen auf eine waagrechte Achse durch  $S'''$ ,  $F$  die Fläche des Trapezes und  $z$  den Abstand des Schwerpunktes  $S'''$  vom Wasserspiegel, dann liegt der Angriffspunkt  $S_2$  von  $H_y$  ganz allgemein auf einer Horizontalen, welche von  $S'''$  den Abstand

$$e = \frac{J_s}{F \cdot z}$$

hat (Tafel 7 im Anhang). Außerdem beträgt der Abstand  $x_m$  von der  $Y$ -Achse

$$x_m = \frac{Z_{xz}}{F \cdot z},$$

wobei  $Z_{xz}$  = Zentrifugalmoment der Druckfläche in bezug auf die Koordinaten  $X$  und  $Z$ .

In unserem Falle erhält man aus dem Tabellenanhang Tafel 7, b. 5 für  $a = r''$  und  $b = r'$  die Größe

$$\begin{aligned} e &= \frac{1}{2} h \cdot \frac{(r'' + 3 \cdot r')}{r'' + 2 \cdot r'} - \frac{h}{3} \cdot \frac{r'' + 2 \cdot r'}{r'' + r'} \\ &= \frac{4,60}{2} \cdot \frac{2,55 + 3 \cdot 5,30}{2,55 + 2 \cdot 5,30} - \frac{4,60}{3} \cdot \frac{2,55 + 2 \cdot 5,30}{2,55 + 5,30} \\ &= 3,23 - 2,57 = 0,66 \text{ m}. \end{aligned}$$

Außerdem muß der Angriffspunkt auf der Verbindungslinie der Mittelpunkte der beiden Parallelseiten des Trapezes liegen. So ergibt sich dafür der Schnittpunkt  $S_2$  in der Abb. 113. im Aufriß und  $S_1$  im Grundriß (zur Kontrolle: die Verbindungslinie  $C_1 C'_1$  muß durch  $S_1$  gehen).

Der Punkt  $S_2$  kann auch sehr einfach konstruktiv gefunden werden, indem man sich das Trapez entstanden denkt aus dem Rechteck  $ABGF$ , von dem man das Dreieck  $EGF$  abgeschnitten denkt. Die Angriffspunkte  $S''$  und  $S'$  für Rechteck und Dreieck sind einfach zu bestimmen (siehe Abb. 113). Ihre Verbindungslinie stellt einen geo-

metrischen Ort für  $S_2$  dar. Den 2. geometrischen Ort bildet wieder, wie oben, die Verbindungslinie der Mitten der Trapezparalleelseiten.

Wegen der Symmetrie ist, wie schon eingangs erwähnt,  $H_y = H_x$ .

## 2. Bestimmung von $V$ .

Der Vertikaldruck  $V$  ist durch das Gewicht des über dem Viertelkegelmantel bis zum Wasserspiegel reichenden Flüssigkeitskörpers  $V$  bestimmt. Wir ermitteln ihn hier als Differenz zwischen dem Zylinderviertel und dem Kegelstumpfviertel.

$$\text{Zylinderviertel} = \gamma_w \cdot r'^2 \cdot \pi \cdot h \cdot \frac{1}{4} = \frac{1,0}{4} \cdot 5,30^2 \cdot 3,14 \cdot 4,60 = 101,4 \text{ t.}$$

$$\begin{aligned} \text{Kegelstumpfviertel} &= \gamma_w \cdot \frac{1}{3} \cdot \pi \cdot h (r'^2 + r' \cdot r'' + r''^2) \cdot \frac{1}{4} \\ &= \frac{1,0}{12} \cdot 3,14 \cdot 4,60 (5,30^2 + 5,30 \cdot 2,55 + 2,55^2) = 58,0 \text{ t.} \end{aligned}$$

$$V = 101,4 - 58,0 = 43,4 \text{ t.}$$

Zur Bestimmung des Angriffspunktes von  $V$  wird folgende Betrachtung angestellt: denkt man sich den Kegelstumpf durch Erzeugende durch die Kegelspitze  $P$  in lauter schmale Teiltrapeze zerlegt, so liegt der Druckmittelpunkt jedes solchen Teiltrapezes in derselben Höhe, wie der Druckmittelpunkt  $S_2$ . Im Aufriß ist also die Horizontale durch  $S_2$  ein geometrischer Ort für die Wasserdrücke  $dR$ . Außerdem stehen die Teildrücke auf der betreffenden Teilfläche senkrecht. Sie bilden also einen Orthogonalkegel zu dem gegebenen Kegel, der die Spitze  $Q$  hat ( $C_2 Q \perp EF$ ).

Die Vertikaldrücke  $dV$  auf diese Teiltrapeze sind alle gleich groß und bilden einen Viertelzylinder, dessen Grundriß ein Viertelkreis mit dem Halbmesser  $OC_1$  ist (siehe Abb. 113, Grundriß). Der Schwerpunkt  $T_1$  dieser Viertelkreislinie ist nun der Angriffspunkt von  $V = \sum dV$ . Der Abstand  $x_0$  dieses Schwerpunktes  $T_1$  vom Kreismittelpunkt  $O$  ergibt sich allgemein zu  $x_0 = r \cdot \frac{\sin \alpha^0}{\alpha^0 \cdot \pi}$ . Für unseren Fall ( $\alpha = 45^0$ ) wird

$$x_0 = 0,9003 \cdot r^* \text{ und für } r = OC_1 = 4,50 \text{ m ergibt sich } x_0 = 4,06 \text{ m.}$$

Damit läßt sich  $T_1$  im Grundriß eintragen und  $T_2$  im Aufriß festlegen.

Zur Darstellung von  $R$  im Aufriß ( $R_2$ ) ist nun die Linie  $QT_2$  zu ziehen. Wo sie den Aufriß  $PK$  der Kegelmantellinie  $OJ$  trifft, liegt der Angriffspunkt  $D_2$  von  $R_2$  und senkrecht darunter auf  $OJ$  der Druckmittelpunkt  $D_1$  von  $R_1$ .

\* Vgl. z. B. Förster: Taschenbuch für Bauingenieure 4. Aufl. Teil I S. 114 und 34.

## Aufgabe 15<sup>1</sup>.

### Wasserfassung mittels Rohrbrunnen aus einem Grundwasserstrom.

Eine Stadt mit 40000 Einwohnern, die bisher eine Flußwasserversorgung besaß, soll eine neue Wasserversorgung erhalten, wobei das Wasser nunmehr einem breiten, sehr gleichmäßigen Grundwasserstrom mit freiem Spiegel entnommen wird. Der Geländebereich, der für die Wasserentnahme zur Verfügung steht, ist im Lageplan (vgl. Abb. 114) mit  $KLMN$  bezeichnet. Die Wasserentnahme erfolgt durch vertikale Rohrbrunnen, die gantztägig im Betriebe sind.

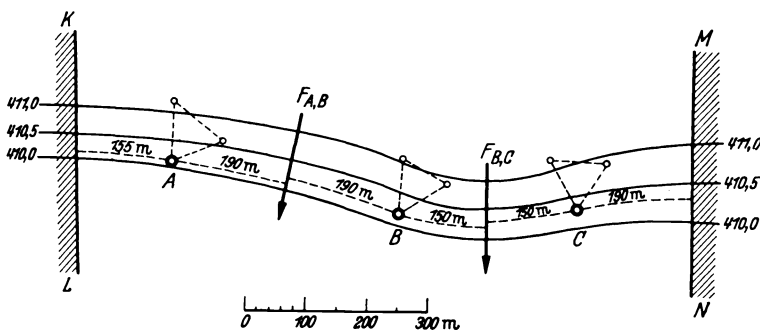


Abb. 114. Lageplan.

Für den durchschnittlichen täglichen Wasserbedarf sind 150 l je Kopf der Bevölkerung anzusetzen. Für die zu erwartende Bevölkerungs- und Verbrauchszunahme sollen noch 25% Rückhalt im Grundwasserstrom vorhanden sein.

Zur Ermittlung der genauen Strömungsrichtung des Grundwassers, sowie des Durchlässigkeitsbeiwertes  $k$  (= „ $\epsilon$ “ nach Thiem) sind im Entnahmbereich  $KLMN$  3 Bohrgruppen  $A$ ,  $B$  und  $C$  (siehe Lageplan Abb. 114) angelegt worden. Bei Durchführung der Beobachtungen und Pumpversuche herrschte niedriger Grundwasserstand.

Es ist zu ermitteln, ob die Ergiebigkeit des Grundwasserstromes ausreicht für die Deckung des oben gekennzeichneten Bedarfs und wieviele Brunnen anzulegen sind!

**Zusatzfrage:** Unter der Annahme, daß für die Anlage eines waagrechtens Brunnen (Sammelgalerie) die Voraussetzungen gegeben seien, soll — unter Zugrundelegung der Aufgabenbedingungen und der Ergebnisse der hydrologischen Untersuchungen und Beobachtungen — zum Zwecke der Übung ermittelt werden, wie lange eine solche Sammelgalerie werden müßte, um den Wasserbedarf aus dem gegebenen Grund-

<sup>1</sup> Nach Angaben von Oberbaudirektor Professor der T. H. E. Stecher, München.

wasserstrom zu befriedigen, ferner wie groß die Reichweite der Absenkung für diesen waagrechten Brunnen würde und schließlich wie die Bestimmungsgleichung für die durch die Galerie verursachte Absenkungskurve lautet.

## Lösung<sup>1</sup>.

### 1. Das Wesen der Grundwasserbewegung.

Unter „Grundwasser“ versteht man jenes unterirdische Wasser, das die zusammenhängenden kleinen Hohlräume des Bodens ausfüllt, sich dabei über einer undurchlässigen Bodenschicht sammelt und nach den Gesetzen der Filtration fortbewegt. Durch die letztere Tatsache unterscheidet sich das Grundwasser von den unterirdischen Wasserläufen, wie selbstverständlich auch von jeder „freien“, d. h. durch keinen Filterkörper gehemmten Wasserbewegung.

Die bei der Fortbewegung zu überwindenden großen Reibungswiderstände längs der Benetzungsflächenteilchen der kleinen Durchflußkanäle sind dem Grundwasser besonders wesensgemäß. Denn sie führen bei der Wasserentnahme auf kräftig ausgebildete Absenkungsflächen um die Entnahmestelle herum. Der Grundwasserbewegung sind weiterhin eigentümlich die verhältnismäßig kleinen Strömungsgeschwindigkeiten. Damit hängen zusammen die geringen täglichen Spiegelschwankungen, die nur geringen Änderungen unterworfenen Ergiebigkeit und Temperatur beim Grundwasser. Die Fortbewegung nach den Gesetzen der Filtration führt zur Zurückhaltung von Schwebstoffen und sonstigen Beimengungen anorganischer und organischer Art (wichtige Eigenschaften des Grundwassers bei seiner Verwendung zur Wasserversorgung!).

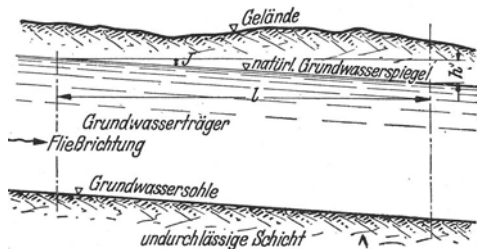


Abb. 115.

Wie schon oben erwähnt, sammelt sich das Grundwasser auf einer Bodenschicht, welche das Versickern des Wassers verhindert. Diese undurchlässige Schicht bezeichnet man als Grundwassersohle oder „wassertragende Sohle“, die wasserführende Bodenschicht als Grundwasserträger oder auch Grundwasserkörper (vgl. Abb. 115).

<sup>1</sup> Literatur, u. a.: Prinz: Hydrologie<sup>2</sup> 2. Aufl. Berlin: Springer 1923. Keilhack: Lehrbuch der Grundwasser- u. Quellenkunde. Berlin 1917. Schultze: Grundwasserabsenkung in Theorie u. Praxis. Berlin: Springer 1924. Kyrieleis-Sichardt: Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten. Berlin: Springer 1930. Dachler: Grundwasserströmung. Wien: Springer 1936.

<sup>2</sup> Unter „Hydrologie“ versteht man die Lehre vom unterirdischen Wasser.

Zur rechnerischen Erfassung der Grundwasserbewegung hat Darcy durch Versuche den Zusammenhang zwischen Durchflußmenge  $Q$  und Grundwasserspiegelgefälle  $\frac{h}{l} = J$  festgestellt (vgl. Abb. 115). Sein Filtergesetz lautet:

$$v = k \cdot J.$$

$v$  = mittlere Geschwindigkeit der Wassermenge  $Q$ , mit welcher letztere durch die Flächeneinheit des Querschnittes  $F$  hindurchsickert, also

$v = \frac{Q}{F}$  m/sec (Filtergeschwindigkeit!). Da der Querschnitt  $F$  zum großen Teil mit Bodenmaterial erfüllt ist, das Filterwasser also durch die kleinen Hohlräume hindurch muß, ist die tatsächliche Fließgeschwindigkeit der einzelnen Wasserfäden größer.  $v$  stellt also lediglich eine gedachte Geschwindigkeit dar.

$k$  = ein von der Beschaffenheit des Untergrundmaterials abhängiger Beiwert (Durchflußbeiwert, Durchlässigkeitsbeiwert). Da  $J$  dimensionslos ist, hat auch  $k$  (wie  $v$ ) die Dimension m/sec. (Man kann  $k$  als diejenige Filtergeschwindigkeit auffassen, die sich bei waagrechtlicher Strömung in einem Boden für das Gefälle  $J = 1$  einstellt, also für die Neigung von  $45^\circ$  des Grundwasserspiegels.)

$J = \frac{h}{l}$  = relatives Grundwasserspiegelgefälle, wobei  $h$  (m) = Spiegelunterschied (Gefällsverbrauch) auf die Filterschichtlänge  $l$  (m), gemessen in der Fließrichtung.

Es wird hier besonders darauf aufmerksam gemacht, daß bei der Grundwasserbewegung die Filtergeschwindigkeit  $v$  der ersten Potenz des Grundwassergefalles  $J$  proportional ist, wogegen bei „freier“ Wasserbewegung, d. h. ohne Filterung (Strömung in offenen Wasserläufen und geschlossenen Gerinnen [z. B. Rohrleitungen]) die Geschwindigkeit der **Quadratwurzel** aus  $J$  proportional ist ( $v = f(J^{1/2})$ ).

Im allgemeinen sind zunächst alle Größen des Darcyschen Filtergesetzes unbekannt, d. h. man kennt weder  $Q$  noch  $F$  ( $v = \frac{Q}{F}$ ), noch  $k$ , noch das Gefälle  $J$  oder die Strömungsrichtung. Denn auch die Kenntnis dieser Strömungsrichtung ist notwendig, da ja der Durchflußquerschnitt  $F$  senkrecht zur Stromrichtung gemessen werden muß.

## 2. Ermittlung der Größen des Darcyschen Filtergesetzes.

- a) Bestimmung der Stromrichtung und des natürlichen Spiegelgefälles.

Um die Strömungsrichtung der Grundwasserbewegung festzustellen und gleichzeitig auch das Grundwasserspiegelgefälle  $J$  zu ermitteln, werden in geeigneten Abständen Bohrlochgruppen hergestellt. Der Ab-

stand zweier benachbarter Bohrlochgruppen voneinander schwankt nach Prinz im allgemeinen etwa zwischen 500 und 800 m für regelmäßig aufgebaute Grundwasserträger. Bei solchen, die Störungen aufweisen, soll der Abstand 150 bis 200 m nicht überschreiten.

Eine solche Bohrlochgruppe besteht jeweils aus einem Rohrbrunnen und zwei zu Spiegelbeobachtungen geeigneten Standrohren (Peilrohren). Diese 3 Bohrungen bilden die Ecken eines Dreiecks mit ungefähr gleichen Seitenlängen, die etwa zwischen 50 und 100 m schwanken.

In unserem Beispiel wurden laut Aufgabenstellung 3 Bohrlochgruppen zugrunde gelegt mit den Abständen 380 und 300 m (siehe Abb. 114). Diese Annahme wird durch den hierdurch ermittelten Verlauf der Schichtlinien des Grundwasserspiegels nachträglich gerechtfertigt.

Nachfolgend soll nun das Untersuchungsverfahren, das für alle 3 Bohrlochgruppen gleich ist, für die Gruppe *A* erläutert werden<sup>1</sup>. Deren 3 Bohrungen *I*, *II*, *III* sind der Abb. 116 zu entnehmen. Der Rohrbrunnen *I* (Versuchsbrunnen) ist dabei im Sinne der Grundwasserstromrichtung talab gelegt. In der Abb. 116 sind auch die Koten des natürlichen Grundwasserspiegels (ungesenkten Grundwasserspiegels), die sich an den Bohrstellen *I*, *II*, *III* ergeben, eingetragen. Damit lassen sich für den um die Bohrgruppe *A* liegenden Grundwasserbereich zunächst einmal die Spiegelschichtlinien des Grundwassers bestimmen.

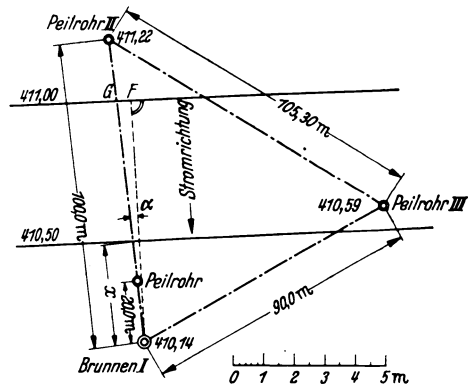


Abb. 116. Bohrgruppe *A*.

Z. B. ergibt sich der Abstand  $x$  des Schnittpunktes der Schichtlinie 410,50 mit der Verbindungslinie *I*—*II* wie folgt:

$$\frac{x}{I-II} = \frac{410,50 - 410,14}{411,22 - 410,14};$$

$$\text{da } I-II = 100 \text{ m, wird } x = 100 \cdot \frac{0,36}{1,08} = 33,3 \text{ m.}$$

Analog wurden die anderen Schnittpunkte festgelegt. Der so ermittelte Schichtlinienverlauf ist in Abb. 116 eingetragen.

Zur Bestimmung des natürlichen örtlichen Spiegelgefälles *J* im Bereich der Bohrlochgruppe *A* wird nun von *I* auf die Schichtlinien das Lot gefällt und der Winkel  $\alpha$ , den das Lot mit der Seite *I* bis *II* ein-

<sup>1</sup> Vgl. G. Thiem: Hydrologische Methoden. Leipzig 1906.

schließt, durch Messung mit dem Winkelmesser oder durch Rechnung ermittelt ( $\frac{F-I}{G-I} = \cos \alpha$ ). In unserem Fall ist  $\alpha = 3^\circ$ ,  $\cos \alpha = 0,9986$ .

Nun ist das Gefälle in Richtung *I* bis *II*:

$$J' = \frac{411,22 - 410,14}{100} = \frac{1,08}{100} = 0,0108 (= 10,8\text{‰}).$$

Somit wird das natürliche Gefälle in der Stromrichtung

$$J = \frac{J'}{\cos \alpha} = \frac{0,0108}{0,9986} = 0,01081.$$

b) Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwerts  $k$   
(=  $\varepsilon$  nach Thiem.)

Die Bestimmung des  $k$ -Wertes durch den Laboratoriumsversuch hat den Nachteil, daß sich dabei eine andere Lagerung des Bodenmaterials ergibt wie in der Natur, wodurch die ermittelte Größe von  $k$  unzuverlässig wird. Zweckmäßiger wendet man das Verfahren an, zwischen Brunnen und einem Peilrohr noch ein zweites Standrohr anzubringen. Für die Ermittlung der Absenkung des Spiegels stehen dann zwei Beobachtungsstellen zur Verfügung, welche uns die Absenkungswerte  $s$  und  $s_1$  liefern und über die gemessene Pumpwasserentnahme  $Q$  aus dem Brunnen schließlich die Berechnung von  $k$  gestatten.

Setzt man nämlich in der Darcy'schen Gleichung  $v = k \cdot J$ , wobei  $J$  bei Pumpbetrieb das bisher noch unbekannte Gefälle des Absenkungsspiegels bedeutet, die Filtergeschwindigkeit  $v = \frac{Q}{F}$  und  $J = \frac{h}{l} = \frac{dy}{dx}$ ,

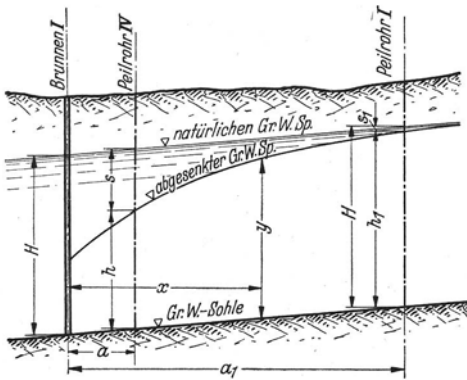


Abb. 117.

und führt für  $F$  den Filterringquerschnitt im Abstand  $x$  von der Mitte des lotrechten Brunnens ein, wo die Höhe des Grundwasserspiegels über der undurchlässigen Schicht  $y$  beträgt, also  $F = 2x \cdot \pi \cdot y$ , so erhält man (vgl. Abb. 117) bei freiem, d. h. ungespanntem Grundwasserspiegel

$$\begin{aligned} Q &= F \cdot v = F \cdot k \cdot J \\ &= 2\pi x y \cdot k \cdot \frac{dy}{dx}. \end{aligned}$$

Daraus

$$y \cdot dy = \frac{Q}{2\pi \cdot k} \cdot \frac{dx}{x}.$$

Die Integration liefert nach Kürzung des Faktors 2 im Nenner auf beiden Gleichungsseiten

$$y^2 = \frac{Q}{\pi \cdot k} \cdot \log \text{nat } x + C.$$



(Für gespannten Grundwasserspiegel bei einer Grundwassermächtigkeit  $m$  lautet die entsprechende Gleichung:  $y = \frac{Q}{2\pi k \cdot m} \cdot \log \text{nat } x + C$ .)

Führen wir in diese Gleichung für  $x, y$  die durch Beobachtung an den beiden Peilrohren gefundene Wertepaare  $a, h$  bzw.  $a_1, h_1$  ein, so erhalten wir die beiden Gleichungen:

$$h_1^2 = \frac{Q}{\pi \cdot k} \cdot \log \text{nat } a_1 + C$$

und

$$h^2 = \frac{Q}{\pi \cdot k} \cdot \log \text{nat } a + C.$$

Daraus durch Subtraktion:

$$h_1^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi k} (\log \text{nat } a_1 - \log \text{nat } a).$$

Da

$$h_1^2 - h^2 = (h_1 + h) \cdot (h_1 - h)$$

und  $h_1 - h = s - s_1$ , wird

$$k = \frac{Q (\log \text{nat } a_1 - \log \text{nat } a)}{\pi (h_1 + h) \cdot (s - s_1)}.$$

Daraus läßt sich der Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  berechnen.

In unserem Beispiel ergaben sich folgende Beobachtungswerte (vgl. Abb. 118).

Brunnen I:  $H = 410,140 - 405,460 = 4,680$  m

Peilrohr I:  $h_1 = 411,174 - 406,480 = 4,694$  m;  $a_1 = 100$  m;  $\log \text{nat } a_1 = 4,60517^1$

Peilrohr IV:  $h = 410,165 - 405,660 = 4,505$  m;  $a = 20$  m;  $\log \text{nat } a = 2,99573^1$

$$h_1 + h = 9,199 \text{ m} \quad \log \text{nat } a_1 - \log \text{nat } a = 1,60944$$

Spiegelabsenkung in IV:  $s = 410,357 - 410,165 = 0,192$  m

Spiegelabsenkung in I:  $s_1 = 411,220 - 411,174 = 0,046$  m

$$s - s_1 = 0,146 \text{ m}$$

Bei dieser Absenkung wurde eine Wassermenge  $Q = 9,1$  l/sec =  $0,0091$  m<sup>3</sup>/sec aus dem Brunnen I herausgepumpt. Somit

$$k = \frac{0,0091 \cdot 1,60944}{3,14159 \cdot 9,199 \cdot 0,146} = 0,0035.$$

Der Pumpversuch muß so lange dauern, bis der Beharrungszustand möglichst erreicht ist. In der letzten Stunde des Versuches muß dabei darauf geachtet werden, daß die Pumpwassermenge  $Q$  unverändert

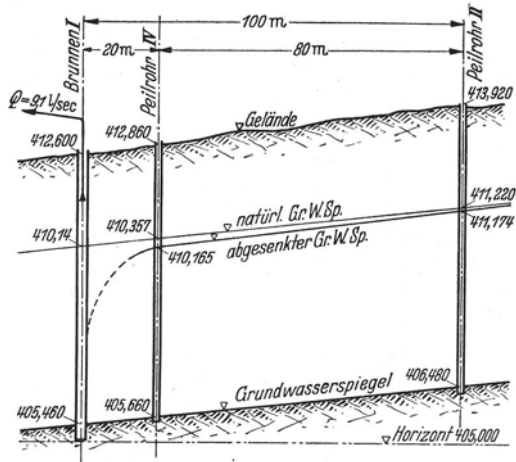


Abb. 118.

<sup>1</sup> Vgl. z. B. Förster: Taschenbuch f. Bauingenieure. 1. Aufl. Teil I Tabellen S. 28 und 29.

bleibt. Während des Betriebes des Versuchsbrunnens, z. B. des Brunnens *I*, wird die Beobachtung an den Bohrungen der anderen Bohrlochgruppen dauernd fortgesetzt, um den zeitlich dem Pumpbetrieb zugehörigen ungesenkten Grundwasserspiegel bestimmen zu können.

In analoger Weise wurden die Bohrgruppen *B* und *C* betrieben und die Werte *k* ermittelt.

Die Ergebnisse der Untersuchungen der 3 Bohrgruppen sind in Tabelle 12 zusammengestellt. .

Tabelle 12.

Bohrgruppe	ungesenkter Gr. W.-Spiegel beim Brunnen	Gr.W.-Sohle	<i>H</i> m	<i>k</i>	<i>J</i>
<i>A</i>	410,140	405,460	4,680	0,0035	0,01081
<i>B</i>	410,420	405,910	4,510	0,0040	0,00850
<i>C</i>	410,560	406,240	4,320	0,0045	0,00822

c) Bestimmung der Ergiebigkeit des Grundwasserstromes.

Im Lageplan (vgl. Abb. 114) ist nun der Schichtlinienverlauf des Spiegels des ungesenkten Grundwasserstromes unter Verwertung einer Anzahl von Ergänzungsbohrungen (neben den Bohrgruppen *A*, *B*, *C*) dargestellt. Aus diesem Schichtlinienverlauf ergeben sich die Fließrichtungen (Strömungsrichtungen)  $F_{A, B}$  und  $F_{B, C}$  des ungesenkten Grundwassers in den Mitten zwischen den Bohrgruppen *A*, *B*, *C*.

Nun gelten die Werte vom Brunnen der

Bohrgruppe <i>A</i>	auf	$155 + 190 = 345$ m	Breite = $b_A$	} in der Höhen- schichtlinie ge- messen.
„ <i>B</i>	„	$190 + 150 = 340$ m	„ = $b_B$	
„ <i>C</i>	„	$150 + 190 = 340$ m	„ = $b_C$	
Gesamtbreite:			1025 m	

Die Durchflußflächen des ungestauten Grundwasserstromes, in der Höhenschichtlinie gemessen, sind  $H \cdot b$ , und zwar für

$$\begin{aligned} \text{Bohrgruppe } A: & 4,68 \cdot 345 = 1610 \text{ m}^2 \\ \text{„ } B: & 4,51 \cdot 340 = 1530 \text{ m}^2 \\ \text{„ } C: & 4,32 \cdot 340 = 1470 \text{ m}^2. \end{aligned}$$

Da die Messungen und Beobachtungen bei niedrigem Grundwasserstand vorgenommen wurden, ist die nachfolgend errechnete Ergiebigkeit des Grundwasserstromes als Minimalwert zu betrachten, also sichergehend.

Nach Darcy wird diese Ergiebigkeit allgemein

$$Q = k \cdot J \cdot F,$$

in unserem Beispiel also für den verfügbaren Teil  $KLMN$  des Grundwasserstromes

$$Q_A = 0,0035 \cdot 0,01081 \cdot 1610 = \text{rd. } 0,061 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_B = 0,0040 \cdot 0,00850 \cdot 1530 = \text{rd. } 0,052 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_C = 0,0045 \cdot 0,00822 \cdot 1470 = \text{rd. } 0,054 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\Sigma Q = 0,167 \text{ m}^3/\text{sec} \sim 165 \text{ l/sec.}$$

Diese Wassermenge steht also für die Trinkwasserversorgung zur Verfügung.

Der Bedarf ermittelt sich nach den gegebenen Daten zu

$$\frac{40000 \cdot 150}{86400} = \text{rd. } 70 \text{ l/sec}$$

durchschnittlich.

Der durchschnittliche sekundliche Verbrauch an Tagen höchsten Bedarfes ist  $1,5 \cdot 70 = 105 \text{ l/sec}$ .

Diese Menge muß der Grundwasserstrom jetzt mit Sicherheit liefern, dazu muß noch eine Reserve verbleiben von  $0,25 \cdot 105 = 26 \text{ l/sec}$ .

Infolgedessen sind später insgesamt nötig:

$$105 + 26 = 131 \text{ l/sec.}$$

Bei dem sicher vorhandenen Dargebot von  $165 \text{ l/sec}$  reicht also der Grundwasserstrom für die Versorgung der Stadt vollständig aus.

#### d) Ermittlung der Brunnenleistung und der Brunnenanzahl.

Zur Bestimmung des Durchflußbeiwertes  $k$  wurde unter Ziffer 2 der Aufgabe (S. 196) die Beziehung abgeleitet:

$$y^2 = \frac{Q}{\pi \cdot k} \log \text{nat } x + C.$$

Da, wo diese Absenkungskurve die Brunnenmantelfläche erreicht, ist  $x = r$  ( $r =$  Halbmesser des Brunnenmantels) und  $y = h$  ( $h =$  Wasserstand im Brunnen über der undurchlässigen Sohle) (vgl. Abb. 119).

Dieses bestimmte Wertepaar

$r$  und  $h$  legt die Konstante  $C$  fest. Man erhält:

$$C = h^2 - \frac{Q}{\pi \cdot k} \cdot \log \text{nat } r$$

und damit

$$y^2 = \frac{Q}{\pi \cdot k} (\log \text{nat } x - \log \text{nat } r) + h^2 = \frac{Q}{\pi \cdot k} \log \text{nat } \left( \frac{x}{r} \right) + h^2.$$

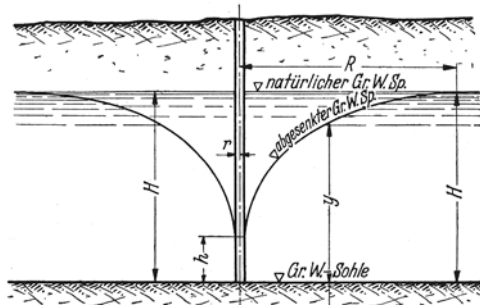


Abb. 119.

Da, wo der natürliche Wasserspiegel in den Senkungsspiegel übergeht, ist  $y = H$  und  $x = R$  ( $R =$  Reichweite der Absenkung von Brunnenmitte aus). Setzt man diese Werte in vorstehende Gleichung ein, so wird

$$H^2 = \frac{Q}{\pi \cdot k} \log \text{nat} \left( \frac{R}{r} \right) + h^2.$$

Daraus ergibt sich nun die Brunnenergiebigkeit zu

$$Q = \pi \cdot k \cdot \frac{H^2 - h^2}{\log \text{nat} \left( \frac{R}{r} \right)}.$$

Wir wählen einen Brunnen von 0,40 m Durchmesser ( $r = 0,20$  m). Um eine genügende Wassertiefe im Brunnen zu gewährleisten und um außerdem eine Versandung des Brunnens zu verhüten, stellen wir die Bedingung, daß der Grundwasserspiegel höchstens um 2,5 m abgesenkt werden soll.

Für den von uns ausgenützten Teil des Grundwasserträgers ergibt sich für  $H$  der Mittelwert  $\frac{4,680 + 4,510 + 4,320}{3} = 4,50$  m, also für  $h = 4,5 - 2,5 = 2,0$  m. Der mittlere Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  ist in unserem Falle 0,004.

Nun bleibt noch die Reichweite zu bestimmen. Diese wird meist auf Grund von Erfahrungen und Beobachtungen von Fall zu Fall geschätzt<sup>1</sup>. Um den Einfluß verschiedener Annahmen für  $R$  auf die Brunnenergiebigkeit  $Q$  zu zeigen, rechnen wir mit  $R = 100$  m,  $R = 150$  m,  $R = 200$  m. Diese Ermittlung ist in Tabelle 13 durchgeführt.

Tabelle 13.

Reichweite $R$	$\pi \cdot k$	$H^2 - h^2$	$\frac{R}{r}$	$\log \text{nat} \left( \frac{R}{r} \right)$	$Q$
$R = 100$ m	0,0125	16,25	500	6,215	0,033 m <sup>3</sup> /sec = 33 l/sec
$R = 150$ m	0,0125	16,25	750	6,620	0,031 „ = 31 „
$R = 200$ m	0,0125	16,25	1000	6,908	0,030 „ = 30 „

(Sichardt<sup>2</sup> hat für die Berechnung der Reichweite  $R$  die Näherungsformel aufgestellt

$$R = 3000 \cdot s \cdot \sqrt[3]{k},$$

wobei  $s =$  Spiegelabsenkung im Brunnen  $= H - h = 2,5$  m.

Für unser Beispiel würde dann die Reichweite

$$R = 3000 \cdot 2,5 \cdot \sqrt[3]{0,004} = 441 \text{ m}$$

<sup>1</sup> Bei großen Anlagen empfiehlt sich eine genauere Untersuchung. Vgl. hierzu z. B. Schultze: Die Grundwasserabsenkung in Theorie u. Praxis, S. 9 u. ff. Berlin: Springer 1924.

<sup>2</sup> Vgl. Kyrleis-Sichardt: Grundwasserabsenkung (siehe Literaturangabe S. 195).

und die Brunnenergiebigkeit 26,4 l/sec. Der Wert  $R = 441$  m erscheint für unseren Fall reichlich groß.)

Rechnen wir je Brunnen mit  $Q = 30$  l/sec bei  $R = 200$  m, dann sind für den weiter oben ermittelten vorläufigen Gesamtbedarf von 105 l/sec

$$\frac{105}{30} = 3,5 \sim 4 \text{ Brunnen}$$

anzuordnen. Für den Bedarfszuwachs von 26 l/sec ist seinerzeit noch ein weiterer (fünfter) Brunnen abzuteufen. (Mit dem Sichardtschen Werte von 26,4 l/sec für  $Q$  käme man in unserem Beispiel auch nur auf 4 bzw. später auf 5 Brunnen.) Die Anordnung der Brunnen erfolgt quer zur Fließrichtung des Grundwasserstromes in gleichmäßiger Verteilung. Vorher wird man aber an einem Brunnen einen längeren Probetrieb durchführen, um die Leistung und die Reichweite der Absenkung praktisch festzustellen.

#### Zusatzfrage.

Nunmehr wird angenommen, daß die Voraussetzungen für die Anlage eines waagrecht en Brunnens, einer sog. Sammelgalerie, gegeben seien [z. B. weil die Gelände verhältnisse (Vorflutverhältnisse) es erlauben, das gefaßte Wasser unmittelbar in den Sammelbehälter zu leiten ohne Aufwendung von Pumpleistung].

Auf Grund der hydrologischen Untersuchungen wurden folgende Werte (als Mittelwerte der Einzelergebnisse) festgestellt:

$$H_m = 4,5 \text{ m}; \quad k_m = 0,004; \quad J_m = 0,0092 = 9,2\text{‰}$$

Legen wir die Bedarfswassermenge mit  $105 + 26 = 131$  l/sec fest (siehe Bedarfsermittlung weiter oben!), wobei auch bereits der zukünftige Bedarf mit erfaßt ist, so ergibt sich aus der Darcyschen Filtergleichung

$$v = \frac{Q}{F} = k \cdot J,$$

wenn  $F = H \cdot L$  gesetzt wird ( $L =$  Länge der Galerie):

$$L = \frac{Q}{H \cdot k \cdot J} = \frac{0,131}{4,5 \cdot 0,0004 \cdot 0,0092} = 795 \sim 800 \text{ m.}$$

Die Brunnenergiebigkeit für eine solche waagrechte Sammelgalerie ist allgemein<sup>1</sup> (vgl. Abb. 120)

$$Q = k \cdot L \cdot \frac{(H^2 - h^2)}{2R}$$

Dabei findet der ungestörte Zufluß durch die Wände des Stollens nur

<sup>1</sup> Vgl. z. B. Prinz: Hydrologie a. a. O.

204 Aufgabe 16: Ermittlung des Wasserandranges  $Q$  und der Brunnenanzahl  $n$ .

von einer Seite statt. Bei beidseitigem Zufluß ist  $Q$  doppelt so groß.

Für die Reichweite erhält man nun:

$$R = k \cdot L \frac{(H^2 - h^2)}{2 \cdot Q}$$

Mit obigen Zahlenwerten ergibt sich, wenn  $h = 0,5$  m angenommen wird,

$$R = 0,004 \cdot 800 \cdot \frac{4,5^2 - 0,5^2}{2 \cdot 0,131} = 244 \text{ m.}$$

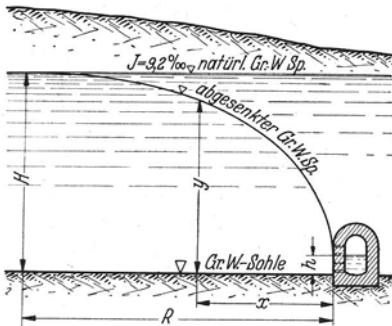


Abb. 120.

Die allgemeine Bestimmungsgleichung für die Absenkungskurve lautet (vgl. Abb. 120):

$$H^2 - y^2 = \frac{2 \cdot Q}{L \cdot k} (R - x).$$

Werden die bekannten Zahlenwerte eingesetzt, erhält man

$$4,5^2 - y^2 = \frac{2 \cdot 0,131}{800 \cdot 0,004} \cdot (244 - x).$$

Tabelle 14.

$y$	$y^2$	$12,2 \cdot y^2$	$12,2 \cdot y^2 - 3,05 = x$
0,5	0,25	3,05	$3,05 - 3,05 = 0$
1,0	1,0	12,2	$12,2 - 3,05 = 9,15$
2,0	4,0	48,8	$48,8 - 3,05 = 45,75$
3,0	9,0	109,8	$109,8 - 3,05 = 106,75$
4,0	16,0	195,2	$195,2 - 3,05 = 192,15$
4,5	20,25	247,05	$247,05 - 3,05 = 244,0$

Daraus folgt:

$$x = 12,2 \cdot y^2 - 3,05.$$

Es können nunmehr für alle Ordinaten  $y$  die zugehörigen Werte  $x$  errechnet und damit die Kurvenpunkte aufgetragen werden.

In Tabelle 14 ist die Rechnung für einige Wertepaare durchgeführt.

## Aufgabe 16<sup>1</sup>.

### Ermittlung des Wasserandranges $Q$ und der Brunnenanzahl $n$ für eine Grundwasserabsenkungsanlage.

Eine mit Böschungen ausgebildete Baugrube, welche die oberen Abmessungen  $50 \cdot 100$  m besitzt, greift tief in das Grundwasser ein. Die Planie der Baugrubensohle kommt  $9,5$  m unter den natürlichen (unabgesenkten) Grundwasserspiegel zu liegen. Zur Trockenhaltung dieser Baugrube soll eine Grundwasserabsenkung mit Hilfe von Tiefbrunnenpumpen durchgeführt werden.

<sup>1</sup> Nach Angaben von Prof. Dr. W. Sichert, Berlin.

Bohrungen ergaben, daß die Grundwassersohle 19 m unter dem natürlichen Grundwasserspiegel liegt und daß der Grundwasserträger aus feinem Sand besteht. Durch Versuchsbrunnen wurde der Bodendurchlässigkeitsbeiwert für dieses Material mit  $k = 0,001$  m/sec ermittelt. Der Filterdurchmesser der Brunnen ist mit 350 mm vorgesehen, die Eintauchtiefe der Brunnen in das abgesenkte Grundwasser ist mit 7,5 m gegeben (d. h. W.Sp. im Brunnen liegt 7,50 m über undurchlässiger Schicht, Filterfuß reicht bis zur undurchlässigen Schicht).

Es ist für die Grundwasserabsenkung der Wasserandrang  $Q$  und die Brunnenanzahl  $n$  zu ermitteln!

## Lösung<sup>1</sup>.

### 1. Vorbemerkung.

Bereits in Aufgabe 3, S. 42, wurde auf die Vorteile einer Bauausführung in trockener Baugrube für das dortige Beispiel einer Kaimauer hingewiesen. Die dort aufgeführten Vorteile gelten ganz allgemein für Bauwerke, welche in das Wasser, insbesondere Grundwasser, hineingebaut werden müssen. Man gibt deshalb fast überall da, wo die Bodenbeschaffenheit, der Wasserandrang und die Rücksicht auf die Kosten es erlauben, der Bauausführung unter Wasserhaltung den Vorzug gegenüber einer in Frage kommenden Unterwassergründung. Diese Verhältnisse sind vor allem bei Bauten mit Grundwasserandrang häufig gegeben.

Wenn dabei die offene Wasserhaltung (Abpumpen des zusickernden Wassers aus einem Pumpensumpf meist in Verbindung mit Einspundung der Baugrube) nicht mehr ausreicht, z. B. bei sehr feinkörnigem Sand und bei großen Gründungstiefen unter dem Grundwasserspiegel, greift man sehr häufig zur Grundwasserabsenkung, besonders bei größeren Bauwerken, wo sich die hohen Kosten für diese Art der Trockenhaltung einer Baugrube wirtschaftlich rechtfertigen lassen. In jedem Falle ist dabei aber vorher zu prüfen, ob das Verfahren nicht Schaden an anderer Stelle zur Folge haben wird (z. B. Trockenlegung von in der Nähe liegenden Trinkwasserbrunnen usw.).

Die Grundwasserabsenkung besteht darin, daß der Grundwasserspiegel in der Baugrube bis etwa 0,5 m unter der Baugrubensohle abgesenkt wird durch Anordnung einer Reihe von Brunnen. Diese werden meist am Umfang der Baugrube angeordnet; sie können aber bei Raummangel auch in der Baugrube selbst gebohrt werden. Das den Brunnen zufließende Wasser wird bei geringer Höhe der Wasserförde-

<sup>1</sup> Literatur siehe Aufgabe 15, S. 195, außerdem z. B. O. Franzius: Grundbau. Berlin: Springer 1927. Schoklitsch, A.: Grundbau. Wien: Springer 1932.





Fassungsvermögen eines Brunnens). Dabei wollen wir uns vorweg ein Bild verschaffen, welche größte Absenkung für den Grundwasserspiegel im Brunnen überhaupt möglich ist. Denn W. Sichardt hat festgestellt, daß das Grundwassergefälle im Bereich um den Brunnen nicht über ein gewisses Maß gesteigert werden kann. Er gibt für dieses größtmögliche Grundwassergefälle am Brunnenmantel die empirische Formel

$$J_{\max} = \frac{1}{15 \sqrt{k}},$$

wobei  $k$  = Durchlässigkeitsbeiwert in m/sec. Nun ist nach Darcy:

$$q_f = v \cdot F = k \cdot J_s \cdot F.$$

Für das Gefälle des abgesenkten Wasserspiegels im Bereich des Brunnens  $J_s = J_{\max}$  und für  $F = 2r\pi \cdot h'$  (Filterfläche), wobei  $r$  = Halbmesser des Filterrohres und  $h'$  = Minimalwassertiefe im Brunnen, erhalten wir

$$q_f = q_{\max} = k \cdot J_{\max} \cdot 2r\pi \cdot h' = k \cdot \frac{1}{15 \sqrt{k}} \cdot 2r\pi \cdot h'$$

$$q_{\max} = 2r\pi \cdot h' \cdot \frac{\sqrt{k}}{15}.$$

In dieser Beziehung sind zunächst noch  $q_{\max}$  und  $h'$  unbekannt. Für die Brunnenergiebigkeit gilt aber andererseits:

$$q = \pi k \cdot \frac{H^2 - h^2}{\log \text{nat} \left( \frac{R}{r} \right)}$$

(vgl. Aufgabe 15, S. 202 und Abb. 119).

Setzen wir wiederum  $q = q_{\max}$  und  $h = h'$  (= Minimalwassertiefe im Brunnen), dann erhalten wir

$$\pi \cdot k \cdot \frac{H^2 - h'^2}{\log \text{nat} \left( \frac{R}{r} \right)} = 2r\pi \cdot h' \cdot \frac{\sqrt{k}}{15}$$

oder

$$\frac{H^2 - h'^2}{\frac{2}{15} \cdot \frac{r}{\sqrt{k}} \cdot h'} = \log \text{nat} \left( \frac{R}{r} \right).$$

Daraus läßt sich gegebenenfalls die tiefste Lage des Wasserspiegels ( $h'$ ) im Brunnen über der undurchlässigen Schicht ermitteln.

In unserem Beispiel ist der abgesenkte Brunnenwasserstand  $h$  mit 7,50 m über der undurchlässigen Schicht gegeben<sup>1</sup>. Die Absenkung  $s$  im Brunnen beträgt also  $s = H - h = 19,0 - 7,5 = 11,5$  m.

<sup>1</sup> Nach J. Schultze kann für erste Schätzungen nach Festlegung der Baugrubensohle der Filterfuß bei durchschnittlichen Verhältnissen 5 bis 7 m unter dieser Sohle angenommen werden (vgl. Schultze: Die Grundwasserabsenkung a. a. O. S. 94).

208 Aufgabe 16: Ermittlung des Wasserandranges  $Q$  und der Brunnenanzahl  $n$ .

Mit  $h = 7,50$  m ergibt sich das Fassungsvermögen eines Brun-  
nens aus der Beziehung nach Sichardt

$$q = 2r\pi \cdot h \cdot \frac{\sqrt{k}}{15}$$

für  $2r = 0,35$  m,  $h = 7,5$  m,  $k = 0,001$

wird  $q = 0,35 \cdot 3,14 \cdot 7,5 \cdot \frac{\sqrt{0,001}}{15} = 0,0174$  m<sup>3</sup>/sec = 17,4 l/sec.

Nun wäre nachzuprüfen, ob die für die Anlage vorgesehene Tiefbrun-  
nenpumpe dieses Fördervermögen aufweist, was an Hand der Leistungs-  
kurve dieser Tiefbrun-  
nenpumpe zu erfolgen  
hätte.

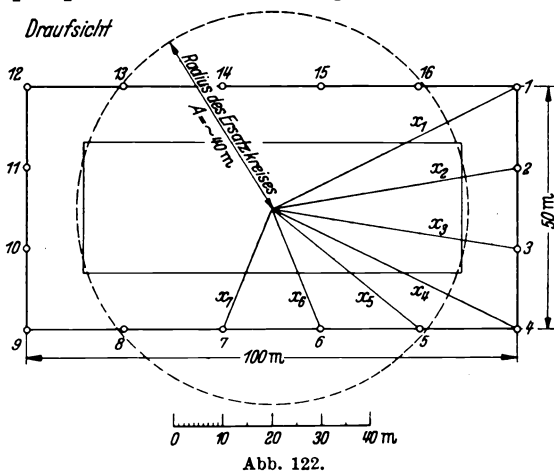


Abb. 122.

Um die notwendige  
Anzahl der Brunnen  
festlegen zu können,  
muß der Wasseran-  
drang zur Baugrube  
ermittelt werden. Dies  
kann mit großer An-  
näherung erfolgen, in-  
dem angenommen wird,  
daß die Brunnen im  
Grundriß auf dem Um-  
fang eines Kreises lie-  
gen, dessen Flächenin-

halt gleich der Baugrubenfläche ist (Ersatzkreis, vgl. Abb. 122). Damit  
ergibt sich der Radius des Ersatzkreises  $A$  aus

$$50 \cdot 100 = A^2 \cdot \pi$$

zu

$$A = \sqrt{\frac{50 \cdot 100}{\pi}} = \sim 40 \text{ m.}$$

Der Wasserandrang  $Q$  errechnet sich sodann aus der Beziehung<sup>1</sup>

$$Q = k \cdot \pi \cdot \frac{(H^2 - y^2)}{\log \text{nat} \left( \frac{R}{A} \right)}$$

Dabei ist  $k = 0,001$  m/sec,  $H = 19,0$  m,  $y = H - s = 19,0 - 10,0$   
 $= 9,0$  m (vgl. Abb. 121),  $A = 40$  m.

Zur Bestimmung der Reichweite  $R$  gibt — wie schon in Aufgabe 15  
gezeigt (S. 202) — Sichardt die Näherungsformel an:

$$R = 3000 \cdot s \cdot \sqrt{k}.$$

<sup>1</sup> Vgl. hierzu Aufgabe 15, S. 202 und Abb. 119.

Mit den obigen Werten wird  $R = 950$  m. Damit errechnet sich der Wasserandrang  $Q$  zu:

$$Q = 0,001 \cdot 3,14 \cdot \frac{(19,0^2 - 9,0^2)}{\log \text{nat} \left( \frac{950}{40} \right)} = 0,277 \text{ m}^3/\text{sec} = 277 \text{ l/sec.}$$

Wenn nun  $n$  Brunnen erforderlich sind, dann muß sein

$$n \cdot q = Q.$$

Daraus

$$n = \frac{Q}{q} = \frac{277}{17,4} = 15,9 \sim 16 \text{ Brunnen.}$$

Dieses Ergebnis soll nun mit Hilfe der genauen Absenkungsformel für Mehrbrunnen nachgeprüft werden. Diese lautet für Brunnen, die bis zur undurchlässigen Schicht reichen,

$$Q = n \cdot q = k \cdot \pi \cdot \frac{(H^2 - y^2)}{\log \text{nat} R - \frac{1}{n} \log \text{nat} (x_1 \cdot x_2 \cdot x_3 \dots x_n)}.$$

Dabei ist  $n = 16$  (Brunnenanzahl); die Werte  $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$  ergeben sich aus dem Grundriß auf Grund der gewählten Brunneneinteilung (vgl. Abb. 122).

Für unser Beispiel erhält man:

$$x_1 = x_4 = x_9 = x_{12} = 56 \text{ m}$$

$$x_2 = x_3 = x_{10} = x_{11} = 50,5 \text{ m}$$

$$x_5 = x_8 = x_{13} = x_{16} = 39 \text{ m}$$

$$x_6 = x_7 = x_{14} = x_{15} = 26,5 \text{ m.}$$

$$\frac{1}{n} \log \text{nat} (x_1 \cdot x_2 \cdot x_3 \dots x_n) = \frac{4}{16} [\log \text{nat} 56 + \log \text{nat} 50,5 + \\ + \log \text{nat} 39 + \log \text{nat} 26,5] = 3,722.$$

Damit errechnet sich aus obiger genauerer Formel der Wasserandrang bei 16 Brunnen zu  $Q = 0,235 \text{ m}^3/\text{sec} = 235 \text{ l/sec} < 277 \text{ l/sec}$ , d. h. die Brunnenanzahl  $n = 16$  reicht aus. Wäre  $Q$  bei Verwendung der vorstehenden genaueren Formel größer als  $277 \text{ l/sec}$  geworden, hätte die Brunnenzahl vergrößert werden müssen.

## Aufgabe 17<sup>1</sup>.

### Grundwasserabsenkung mit waagrechter Drainierung bei natürlicher Vorflut.

Eine Straße von 22 m Breite ist unter einem ausgedehnten Verschiebebahnhof als Unterführung hindurchzuführen. Der Lageplan, der

<sup>1</sup> Die Unterlagen zu dieser Aufgabe stellte mir Herr Oberbaudirektor Professor E. Stecher, München, zur Verfügung.

210 Aufgabe 17: Grundwasserabsenkung mit waagrechter Drainierung.

West-Ost-Längsschnitt und der Querschnitt der Unterfahrt mit Straßen- und Geländehöhen sind mit den Abb. 123, 124 und 125 gegeben.

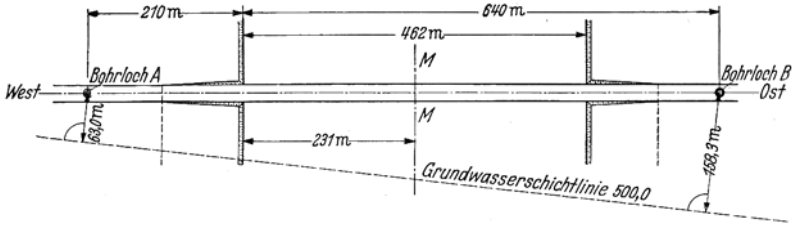


Abb. 123.

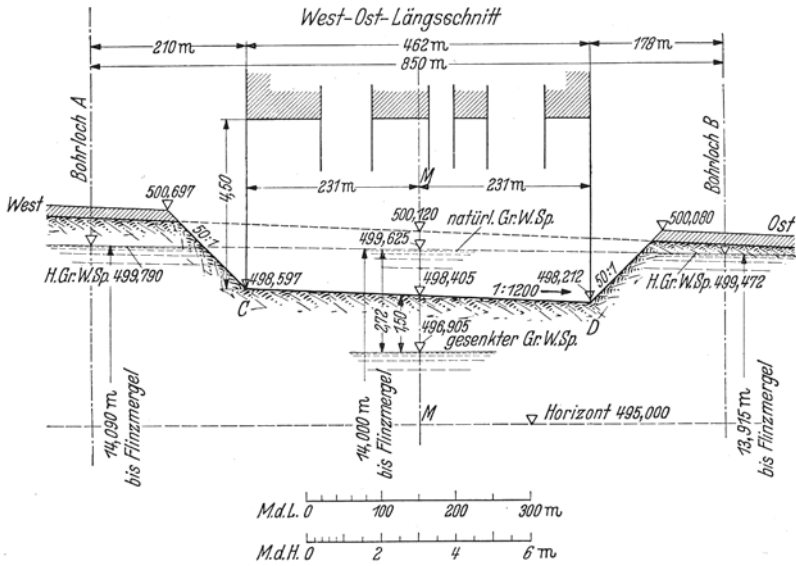


Abb. 124.

Durch Bohrungen wurden die hydrologischen Verhältnisse aufgedeckt. Dabei ergab sich vor allem, daß das Grundwasser nur sehr wenig unter Gelände ansteht, so daß die Unterführung in das Grundwasser zu liegen kommt. Zu ihrer dauernden Trockenhaltung muß deshalb eine Grundwasser-Absenkungsanlage für Dauerbetrieb geschaffen werden. Diese soll gewährleisten, daß in Straßenmitte das Grundwasser nicht höher steigt als 1,5 m unter Straßenoberfläche. Die Vorflutverhältnisse für die Grundwasserabsenkung sind in-

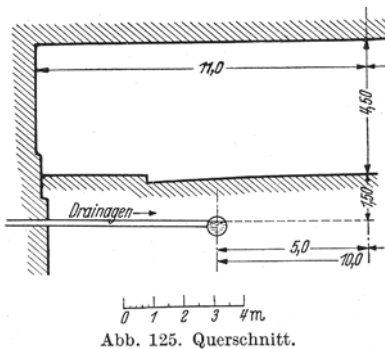


Abb. 125. Querschnitt.

soferne günstig, als das in der Anlage gefaßte Wasser östlich der Unterfahrt in einem Kanal mit natürlichem Gefälle, also ohne Pumpleistung, zu einem tiefliegenden Vorfluter abgeleitet werden kann. Damit ergeben sich für die Fassung horizontale Brunnen (Sammalgalerien).

Die Bohrungen haben auch Aufschluß über Richtung und Spiegelgefälle des Grundwasserstromes ergeben. Derselbe bewegt sich in eiszeitlichem Kiessand von rd. 14 m Mächtigkeit auf undurchlässigem, tertiärem Flinzmergel. Nach den angestellten Pumpversuchen ergibt sich für den außerordentlich stark durchlässigen Untergrund der sehr hohe Durchlässigkeitsbeiwert  $k=0,035$ . Frühere Untersuchungen in der Umgebung für andere Zwecke führten auf ähnlich große  $k$ -Werte. Gelände, Oberfläche der Flinzschicht und Grundwasserspiegel sind nach Norden geneigt. Zur Bestimmung der Reichweite  $R$  wurden ebenfalls Pumpversuche angestellt. Sie haben ergeben, daß man bei 2 m Spiegelabsenkung mit einer merklichen Spiegelabsenkung bis auf  $R = 150$  m rechnen darf.

In einem weiter östlich gelegenen Teil des Grundwasserstromes wurden — ebenfalls bei früheren Untersuchungen — bei etwas dichter gelagertem Kiessand je  $m^2$  Querschnittsfläche des abgesenkten Grundwassers  $0,125 m^3/sec$  Wasser erschlossen.

Man ermittle die aus der Grundwasserabsenkung abzuführende Wassermenge  $Q$  und die dafür nötige Drainage!

## Lösung.

### 1. Festlegung der hydrologischen Daten.

Die Unterfahrt hat das sehr geringe West-Ost-Gefälle 1 : 1200, sodaß wir die Grundwasserabsenkung mit hinreichender Genauigkeit für die Höhenlage des Querschnittes  $M-M$  in der Mitte der Unterführung (Abb. 123 und 124) berechnen können.

a) Straßenhöhe in der Mitte  $M-M$  der Unterfahrt.

Die Straßenhöhe beträgt am Eingang der Unterfahrt (bei C) 498,597, am Ausgang (bei D) 498,212, die Differenz also 0,385 m. Damit berechnet sich die Straßenhöhe in  $M-M$  zu:

$$498,212 + \frac{0,385}{2} = 498,405 \text{ m.}$$

b) Kote des ungesenkten höchsten Grundwasserspiegels bei  $M-M$ .

Zu dessen Ermittlung wird von den festgestellten Grundwasserspiegeln in den Bohrlöchern  $A$  und  $B$  ausgegangen. Der Abstand von

212 Aufgabe 17: Grundwasserabsenkung mit waagrechter Drainierung.

Bohrloch  $A$  bis Bohrloch  $B$  beträgt 850 m, jener von  $A$  bis  $M-M$ :  $210 + \frac{462}{2} = 441$  m. Damit Abstand von  $M-M$  bis  $B$ :  $850 - 441 = 409$  m.

Der höchste Grundwasserspiegel bei  $A$  wurde eingemessen mit 499,790 m, jener bei  $B$  mit 499,472 m. Damit ergibt sich ein Spiegelunterschied von  $499,790 - 499,472 = 0,318$  m auf die Länge von 850 m zwischen  $A$  und  $B$ .

Aus der Proportion  $\frac{x}{0,318} = \frac{409}{850}$  berechnet sich der Grundwasserspiegelunterschied zwischen  $B$  und  $M-M$  zu  $x = 0,153$  m, wodurch sich in  $M-M$  ein höchster ungesenkter Grundwasserspiegel ergibt von  $499,472 + 0,153 = 499,625$  m.

c) Kote des höchsten gesenkten Grundwasserspiegels bei  $M-M$ .

Da der Grundwasserspiegel bei  $M-M$  dauernd 1,5 m unter Straßenoberfläche abgesenkt sein soll, beträgt die Kote des Senkungsspiegels dort  $498,405 - 1,500 = 496,905$  m.

d) Mächtigkeit des Grundwasserstromes bei  $M-M$ .

Die Bohrungen haben bei  $A$  eine Mächtigkeit des Grundwasserstromes von 14,090 m, bei  $B$  eine solche von 13,915 m ergeben. Sie beträgt also bei  $M-M$ :

$$H = \frac{14,090 + 13,915}{2} = \text{rd. } 14,0 \text{ m.}$$

e) Größte Spiegelabsenkung bei  $M-M$ .

Ungesenkter Spiegel bei  $M-M$  nach 1, b): 499,625 m  
 gesenkter „ „ „ „ 1, c): 496,905 m  
 daher Absenkung: 2,720 m.

f) Grundwasserspiegelgefälle.

Im Lageplan (Abb. 123) ist die Höhenschichtlinie + 500,00 des höchsten Grundwasserstandes eingetragen, die in analoger Weise aus Probebohrungen gefunden wurde wie dies in Aufgabe 15 gezeigt wurde. Außerdem sind die Abstände dieser Schichtlinie von den Bohrlöchern  $A$  mit 63,0 m und  $B$  mit 158,3 m angegeben. Daraus läßt sich das Spiegelgefälle des Grundwassers, das in Richtung dieser Abstandmaße nach Norden verläuft, errechnen.

Bei  $A$ : Spiegelunterschied zwischen Schichtlinie (+ 500,00) und

Wasserstand im Bohrloch (+ 499,790) = 0,210 m auf 63 m Abstand; daher

$$J = \frac{0,210}{63} = 0,0033.$$

Bei *B*: Spiegelunterschied zwischen Schichtlinie (+ 500,00) und Wasserstand im Bohrloch (+ 499,472) = 0,528 m auf 158,3 m Abstand; daher

$$J = \frac{0,528}{158,3} = 0,0033.$$

g) Winkel zwischen Unterföhrungsachse und Grundwasser-schichtlinie.

Dieser bestimmt sich zu

$$\sin \alpha = \frac{158,3 - 63,0}{850} = \frac{95,3}{850} = 0,1122; \quad \alpha = 6^\circ 30'.$$

Bei der sehr unsicheren, von der Wahl von *R* abhängigen Einzugsbreite der Absenkungsmaßnahme kann man von der Berücksichtigung dieses Winkels absehen.

## 2. Ermittlung der Ergiebigkeit des Grundwasserstromes für den Bereich der Entwässerungsanlage.

Zunächst bestimmen wir, um einen Einblick zu bekommen, die gesamte Ergiebigkeit des Grundwasserstromes auf eine Breite, die vermutlich Wasser in die Entwässerung der Unterfahrt liefert. Dabei muß natürlich auch Vorsorge getroffen werden, daß das Grundwasser nicht im Bereich der Rampen der Unterföhrung austreten und von dort her in die Unterfahrt einfließen kann. Deshalb muß das Grundwasser auch noch im Bereich der beiderseitigen Rampen der Unterföhrung genügend abgesenkt werden. Zu diesem Zweck verlängern wir die Entwässerung 50 m über die Endpunkte *C* und *D* der Unterfahrt hinaus. Die gesamte Entwässerung soll durch 2 parallele Längsdrainagen aus bewehrten, längsgeschlitzten Kreisrohren mit einem gegenseitigen Abstand von 10 m bewirkt werden, denen das Grundwasser von den Widerlagern her durch Querdrainagen zugeführt wird. Die geringe Erhöhung des Grundwasserspiegels zwischen den 2 Hauptentwässerungsrohren kann, sofern man dies für nötig hält, ebenfalls durch Querdrainagen als Querverbindung dieser beiden Rohre abgesenkt werden (vgl. Abb. 126).

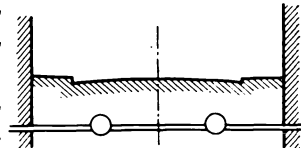


Abb. 126.

Die Länge jeder Hauptdrainage ergibt sich aus der Unterföhrungslänge von 462 m zuzüglich 2 · 50 m Verlängerung an den Rampen, also zu  $L = 462 + 100 = 562$  m.

Auf die Länge der Drainage ergibt sich die Ergiebigkeit des Grundwasserstromes (Durchflußmenge) nach Darcy zu

$$Q = F \cdot v = F \cdot k \cdot J = H \cdot L \cdot k \cdot J.$$

Mit den Zahlenwerten wird

$$Q = 14 \cdot 562 \cdot 0,035 \cdot 0,0033 = 0,910 \text{ m}^3/\text{sec} = 910 \text{ l/sec}.$$

Diese Durchflußmengenberechnung ist nun noch zu berichtigen. Denn die Drainage reicht ja nicht von einem Rand des Grundwasserstromes zum anderen, sondern erfaßt nur einen Teil des Stromes. Dadurch entstehen an den beiden Drainageenden, ähnlich wie bei einem Brunnen Absenkungstrichter und das Einzugsgebiet unserer Entwässerungsanlage reicht deshalb bis zu den Rändern dieser beiderseits entstehenden Absenkungstrichter. Wie in der Aufgabenangabe bereits vermerkt, wurde bei einem Pumpversuch für 2,0 m Absenkung  $R = 150$  m

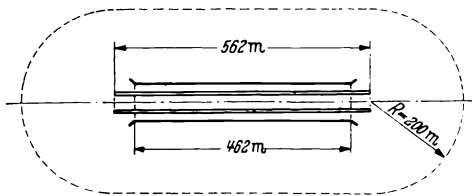


Abb. 127.

ermittelt. Bei der gewünschten Absenkung von 2,72 m kann mit einer Reichweite der fühlbaren Absenkung von etwa 200 m gerechnet werden. Damit ergibt sich die Gesamtbreite  $B$  des vermutlichen Einzugsgebietes mit

$B = 562 + 2 \cdot 200 = \text{rd. } 1000 \text{ m}$  (vgl. Abb. 127). Auf diese Breite des Grundwasserträgers fließen bei höchstem Wasserstand nach Darcy ab:

$$Q = F \cdot k \cdot J = H \cdot B \cdot k \cdot J = 14,0 \cdot 1000 \cdot 0,035 \cdot 0,0033 = 1,6 \text{ m}^3/\text{sec}.$$

Es ist nun nachfolgend zu untersuchen, welcher Anteil dieser Gesamtdurchflußmenge auf die Breite  $B$  in die Fassung der Senkungsanlage gelangt. Wegen der Unsicherheit der Rechnungsgrundlagen wird dieser Anteil auf verschiedene Weise ermittelt und das jeweilige Ergebnis kritisch gewertet.

### 3. Ermittlung des in die Fassung gelangenden Wassers.

#### a) Nach Darcy.

Unter 1, e) wurde die größte Spiegelabsenkung bei  $M-M$  zu 2,72 m ermittelt entsprechend einer Spiegelkote am Brunnenmantel von + 496,905 m. Da die Sammelgalerie aus längsgeschlitzten Rohren besteht, wodurch der Grundwasserstrom mindestens bis zur Sohlenhöhe der Kanäle gefaßt wird, ergibt sich für die Fassung die Einströmtiefe:  $2,72 + h$  (vgl. Abb. 128). Durch Versuchsrechnung (wiederholte Durch-



führung der nachfolgenden Rechnung) wurde  $h = \text{rd. } 0,48 \text{ m}$  ermittelt, sodaß sich die Einströmtiefe ergibt zu  $2,72 + 0,48 = 3,20 \text{ m}$ . Das entspricht rund  $\frac{1}{4}$  der Mächtigkeit der wasserführenden Schicht, die  $H = 14 \text{ m}$  beträgt ( $\frac{3,20}{14,0} = 0,23 = \text{rd. } 0,25$ ). Wenn das unter der Fassung durchgehende Wasser größtenteils unterhalb weiterfließt, also nicht in die Fassung eindringt, ergibt sich nach Darcy die Fassungswassermenge:

$$Q = (0,25 H) \cdot 1000 \cdot k \cdot J = 0,400 \text{ m}^3/\text{sec}.$$

Nach Darcy gehen also mindestens rd. 400 l/sec in die Fassung. Diese Menge verteilt sich auf 2 Rohre und erreicht für jedes Rohr am Ende bei  $D$  den Betrag von 200 l/sec. In der Mitte  $M-M$  jeder Leitung ist also die Fassungsmenge  $Q = \frac{200}{2} = 100 \text{ l/sec}$ .

Legen wir die Drainageleitung in das gleiche Gefälle, wie die Straßenoberfläche, wählen dafür also 1 : 1200, so erhält man aus der Kutterformel (vgl. Aufgabe 29 im Bd. 2) für dieses  $J$  und mit  $m = 0,25$  (Reinwasser!) aus der Tabelle 15 des Anhanges dieser Aufgabe ein Rohr mit lichtigem Durchmesser  $d = 0,475 \text{ m}$ . Damit ist also oben der Wert  $h = 0,48 \text{ m}$  genau genug angesetzt.

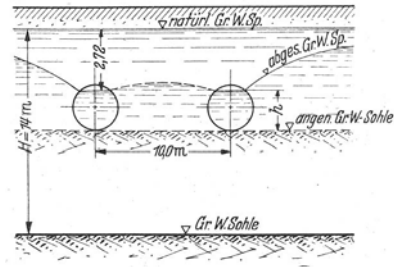


Abb. 128.

### b) Anwendung der Absenkungsformel.

Da in unserem Beispiel eine liegende Fassung (Sammelgalerie) mit beiderseitigem Zufluß vorliegt, ist — nach Aufgabe 15, Zusatzfrage S. 203 — die Fassungswassermenge  $Q$  für die Länge der Galerie =  $L$ :

$$Q = 2 \cdot \frac{k \cdot L \cdot (H^2 - h^2)}{2R} = k \cdot L \cdot \frac{H^2 - h^2}{R}$$

Diese Beziehung ist an sich für „vollkommene“ Brunnen abgeleitet, d. h. für Sammelgalerien, welche bis zur undurchlässigen Schicht reichen. Nach Prinz<sup>1</sup> ist es aber zulässig, näherungsweise auch für den „unvollkommenen“ Brunnen, wie er in unserem Falle vorliegt, mit obiger Beziehung zu rechnen, wobei dann  $H$  die Grundwasserhöhe zwischen natürlichem Grundwasserspiegel und Brunnensohle angibt.

Bei bestimmten Werten  $k, L, H, h$  der vorstehenden Beziehung kann nur ein bestimmtes, diesen Werten entsprechendes  $R$  auftreten. Die Formel gibt ein diesem  $R$  umgekehrt proportionales  $Q$ . Wenn man für  $R$  keine durch ausreichende Messungen festgelegten genauen Anhaltspunkte

<sup>1</sup> Vgl. Prinz: Hydrologie siehe a. a. O. 2. Aufl. S. 175 u. 176.

hat, wird das Rechenergebnis für  $Q$  sehr unsicher, besonders deshalb, weil in der obigen Formel — im Gegensatz zur Formel für den lotrechten Brunnen (vgl. Aufgabe 15, S. 203) —  $R$  mit dem vollen Wert auf die Größe von  $Q$  wirkt.

Wir haben weiter oben auf Grund von Messungen das  $R = 200$  m geschätzt. Nehmen wir den Wasserstand in der Sammelgalerie vorerst schätzungsweise zu  $h = \text{rd. } 0,45$  m an, so wird  $H = 2,72 + 0,45 = = 3,17$  m. (Mit einem größer angenommenen  $h$  würde auch das nachfolgend ermittelte  $Q$  größer werden.)

Da die Absenkungsformel für horizontale Brunnen nur für einen Zufluß senkrecht zur Fassung abgeleitet ist, ist auch  $L = 562$  m (Galerielänge) zu setzen, sodaß der aus den beiden seitlichen Absenkungstrichtern stammende Zufluß unberücksichtigt bleibt. Mit  $k = 0,035$  wird dann die Fassungs Wassermenge:

$$Q = 0,035 \cdot 562 \cdot \frac{(3,17^2 - 0,45^2)}{200} = 0,78 \text{ m}^3/\text{sec} = 780 \text{ l/sec.}$$

Dieser Wert ist sehr hoch. Er zeigt

1. daß  $R$  mit 200 m sicher sehr klein angenommen ist,
2. daß aus den Schichten unterhalb der Fassung noch ziemlich viel Wasser aufsteigt und gefaßt wird — wie bei einem unvollkommenen Brunnen<sup>1</sup>.

Vergleicht man aber diese 780 l/sec mit dem Gesamtdurchflußwert von 910 l/sec, der noch am einfachsten zu bestimmen war, so erscheint ersterer doch unwahrscheinlich hoch, d. h. die Absenkungsformel für waagrechte Brunnen ist bei dem großen Wert  $H = 14$  m gegenüber der Absenkung von 2,72 m nicht mehr genau genug.

Da die Gesamtdurchflußmenge  $Q = 910$  l/sec bereits rechnerisch ermittelt ist, könnte man auf den Gedanken kommen, aus obiger Formel das  $R$  zu bestimmen, also zu setzen:

$$R = k \cdot L \cdot \frac{(H^2 - h^2)}{Q}.$$

Die dabei einzusetzende Größe für die Fassungs Wassermenge  $Q$  soll so festgelegt werden, daß nur der der Absenkung entsprechende Teil des Grundwasserstromes als „gefaßt“ betrachtet werden soll, also  $Q = \text{rd. } \frac{0,91}{4} = 0,23 \text{ m}^3/\text{sec}$ . Damit wird

$$R = 0,035 \cdot 562 \cdot \frac{(3,17^2 - 0,45^2)}{0,23} = \text{rd. } 850 \text{ m}.$$

Dieser Wert für die Reichweite  $R$  wird sehr groß; er ist bestimmt

---

<sup>1</sup> Vgl. Prinz: Hydrologie 2. Aufl. S. 155ff.

nicht mehr aus einer Spiegelsenkung für eine solche Entfernung praktisch meßbar. Außerdem ist hier noch folgendes zu beachten: Während wir bei einer „Quellfassung“ (Wasserversorgung) sichergehend den kleinstmöglichen Wert von  $Q$  errechnen, damit die Fassung gegenüber den an sie gestellten Ansprüchen nicht versagt, müssen wir bei einer „Entwässerungsfassung“ so dimensionieren, daß wir die größte etwa zu erwartende Wassermenge abführen können. Da einem großen  $Q$  ein kleines  $R$  entspricht, dürfen wir also hier nicht einen möglichst großen, sondern müssen einen möglichst kleinen Wert von  $R$  annehmen. Das ist zwar weiter oben bei Ermittlung der Fassungswassermenge mit der Senkungsformel für  $R = 200$  m geschehen, das Ergebnis ist aber aus den dort angegebenen Gründen zu unsicher, so daß wir es für die Dimensionierung unserer Drainageleitung nicht heranziehen wollen.

Dagegen soll nachfolgend noch das aus der Umgebung der Unterführung vorliegende Messungsergebnis für die Bestimmung der wahrscheinlichen Fassungswassermenge für unsere Drainage herangezogen werden (vgl. Angabe der Aufgabe, vorletzter Absatz).

### c) Benützung eines Messungsergebnisses aus der Umgebung.

Bei dieser Messung wurden bei ähnlichen Gefällsverhältnissen wie in unserem Beispiel je  $m^2$  Absenkungsquerschnitt  $0,125$  l/sec Wasser erschlossen. Diese Menge ergab sich bei etwas dichter gelagertem Untergrund, als er bei der Unterführung vorliegt. Welche Fassungsmenge ergibt sich bei einer solchen Ergiebigkeit?

Zunächst sind die Eintrittsflächen zu bestimmen. Das Einfließen des Grundwassers erfolgt an den beiden äußeren Seiten der Sammelkanäle, von denen jeder die Länge  $462 + 2 \cdot 50 = 562$  m hat. Außerdem dringt noch Wasser ein an den beiden Stirnseiten der Rohrenden auf eine Breite gleich dem Abstand der Rohrachsen, also auf insgesamt  $2 \cdot 10 = 20$  m. Damit ergibt sich eine Gesamteintrittslänge von

$$2 \cdot 562 + 20 = 1144 \text{ m.}$$

Da die Absenkung, wie bereits unter 1, e) festgestellt,  $s = 2,72$  m beträgt, ergibt sich für den Absenkungsquerschnitt

$$2,72 \cdot 1144 = 3100 \text{ m}^2.$$

Damit wird die Fassungswassermenge

$$Q = 3100 \cdot 0,125 = 0,39 \text{ m}^3/\text{sec} = 390 \text{ l/sec.}$$

Wegen der weniger dichten Lagerung des Kieses bei der Unterführung ist dieser Wert als knapp zu betrachten. Immerhin stimmt er der Größenordnung nach mit der nach Darcy unter 3 a) ermittelten Fas-

sungswassermenge (400 l/sec) gut überein, wogegen der aus der Fassungsformel unter 3 b) berechnete Wert von 780 l/sec sehr hoch, aber auch sehr unsicher erscheint.

#### 4. Dimensionierung der Drainageleitung.

Da wir es in unserem Beispiel mit einer Entwässerungsanlage zu tun haben, die imstande sein muß, auch noch bei höchstem Grundwasserstand eine genügende Spiegelabsenkung zu gewährleisten, d. h. also genügend Wasser abzuführen, müssen wir für die Fassungs­wassermenge einen sehr sicheren Wert annehmen. Dies ist um so mehr notwendig, als ja auch der sog. „höchste“ Grundwasserstand nicht mit voller Sicherheit festliegt. Solche Annahmen wirken sich auf die Rohrdurchmesser wie folgt aus:

bei  $J = 1 : 1200$  und  $m = 0,25$  gibt die Kutter-Tabelle 15 im Anhang für eine Fassungs­menge von

$$Q = 425 \text{ l/sec, also je Rohr} = \frac{425}{2} = 212 \text{ l/sec einen } \varnothing = 0,65 \text{ m}$$

$$Q = 600 \text{ l/sec, also je Rohr} = \frac{600}{2} = 300 \text{ l/sec einen } \varnothing = 0,70 \text{ m}$$

$$Q = 700 \text{ l/sec, also je Rohr} = \frac{700}{2} = 350 \text{ l/sec einen } \varnothing = 0,75 \text{ m.}$$

Wir legen nun der endgültigen Dimensionierung eine Höchstfassungs­wassermenge von 600 l/sec zugrunde.

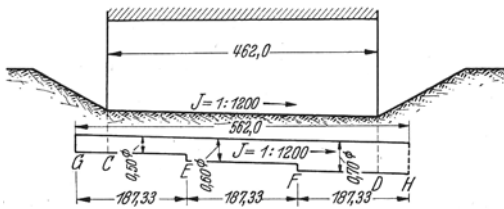


Abb. 129. Schema der Anordnung der Rohrleitung.

Jedes der 2 parallelen Rohre teilen wir der Länge nach in 3 Strecken mit von West nach Ost (in der Fließrichtung) zunehmenden Lichtweite (vgl. Schemaskizze Abb. 129). Dann hat jedes der zwei

Drainagerohre in jeder Teilstrecke im Mittel zu fördern:

$$\text{in der Anfangsstrecke bei } C: \frac{600}{2} \cdot \frac{1}{3} = 100 \text{ l/sec}$$

$$\text{in der Strecke } E - F: \frac{600}{2} \cdot \frac{2}{3} = 200 \text{ l/sec}$$

$$\text{in der Endstrecke bei } D: \frac{600}{2} \cdot \frac{3}{3} = 300 \text{ l/sec.}$$

Die Rohrgefälle nehmen wir parallel zum Straßengefälle, also  $J = 1 : 1200$ . Es werden hier bewehrte, geschlitzte Kreisrohre, keine Eiprofile gewählt, um in das Grundwasser nicht mehr einzuschneiden, als unbedingt nötig ist. Für  $m = 0,25$  nach Kutter ergibt sich unter Verwendung eines Teilfülltiefendiagramms<sup>1</sup> je Drainrohrstrang:

<sup>1</sup> Dazu siehe Anhang am Schlusse dieser Aufgabe S. 220.

Wassermenge $Q$ l/sec	Rohr- durchmesser m	Fülltiefe m	Unterschied zwischen höchstem W. Sp. in den Rohren und innerem Rohrscheitel
100	0,500	0,345	bei $E$ : $0,500 - 0,345 = 0,155$ m
200	0,600	0,513	bei $F$ : $0,600 - 0,513 = 0,087$ m
300	0,700	0,595	bei $H$ : $0,700 - 0,595 = 0,105$ m

Man wird, da ja die Wassermengen von  $E$  nach  $H$  allmählich zunehmen, die Rohre genau genug mit durchgehendem Scheitel parallel zum Straßengefälle so legen, daß die Absenkung von 1,50 m sicher erreicht wird. Bei  $F$  steht das Wasser in den Rohren mit geringstem Abstand vom Scheitel (0,087 m). Für die Tiefenlage der Rohre unter Straßenoberkante ist also von den Verhältnissen bei  $F$  auszugehen. Mit Rücksicht auf die bei  $F$  entstehende Senkkurve des Rohrwasserspiegels in der Rohrlängsrichtung infolge des Profilwechsels dürfte es genügen, an dieser Stelle mit 0,10 m Abstand des Wasserspiegels vom Scheitel zu rechnen, diesen Scheitel also 1,40 m unter Straßenoberfläche anzuordnen (Abb. 130).

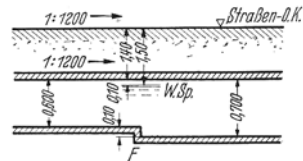


Abb. 130.

Von dieser Höhenlage der Rohre bei  $F$  ausgehend, werden die Rohrsohlenkoten für das Gefälle 1 : 1200 gerechnet, wobei von einem bekannten Punkt, z. B. von der Straßenkote bei  $C$  (+ 498,597) auszugehen ist. Man erhält (vgl. Abb. 129):

	Straßenkote	Rohrscheitel- kote (- 1,40 m)	Rohrsohlenkote
bei $G$ :	$498,597 + \frac{50}{1200} = (498,639 \text{ m})^1$	497,239 m;	(- 0,50 m) 496,739 m
bei $C$ :	498,597 m;	497,197 m;	(- 0,50 m) 496,697 m
bei $E$ :	$498,597 - \frac{137,33}{1200} = 498,483$ m;	497,083 m;	{(- 0,50 m) 496,583 m {(- 0,60 m) 496,483 m
bei $F$ :	$498,483 - \frac{187,33}{1200} = 498,326$ m;	496,926 m;	{(- 0,60 m) 496,326 m {(- 0,70 m) 496,226 m
bei $D$ :	$498,326 - \frac{137,33}{1200} = 498,212$ m;	496,812 m;	(- 0,70 m) 496,112 m
bei $H$ :	$498,212 - \frac{50}{1200} = (498,170 \text{ m})^2$ ;	496,770 m;	(- 0,70 m) 496,070 m.

### Anhang.

Zusammenhang zwischen Wassermenge  $Q$  und Fülltiefe  $h$  für das Rohr von 60 cm Durchmesser bei  $J = 0,00288$  (1 : 1200) und  $m$  (nach Kutter) = 0,25.

<sup>1</sup> Wirkliche Straßenkote wegen der Rampe 1 : 50:  $498,597 + \frac{50}{50} = 499,597$  m.

<sup>2</sup> Wirkliche Straßenkote wegen der Rampe 1 : 50:  $498,212 + \frac{50}{50} = 499,212$  m.

220 Aufgabe 17: Grundwasserabsenkung mit waagrechter Drainierung.

Dabei ist allgemein:  $t = h = r \cdot \left(1 - \cos \frac{\varphi^0}{2}\right)$ ;  $F = \frac{r^2}{2} \cdot (\varphi - \sin \varphi^0)$ ;  
 $\varphi = \frac{\pi \cdot \varphi^0}{180^\circ}$  \*;  $p = r \cdot \varphi$ ;  $R = \frac{F}{p}$  (vgl. Anhang des Bandes 2, Tafel 16);  
 $c = \frac{100 \cdot \sqrt{R}}{0,25 + \sqrt{R}}$ ;  $v = c \cdot \sqrt{R \cdot J}$ ;  $Q = v \cdot F$ .

Tabelle 15.

$\varphi^0$	$\varphi$	$\sin \varphi^0$	$\frac{r^2}{2}$	$\varphi - \sin \varphi^0$	$F$	$p$	$R$	$\sqrt{R}$	$c$	$\frac{v = c \times}{\times \sqrt{R \cdot J}}$	$Q$	$h$
250°	4,360	-0,940	0,0612	5,300	0,324	1,527	0,212	0,46	64,8	0,858	0,278	0,551
261°	4,555	-0,988	0,0612	5,543	0,339	1,595	0,212	0,46	64,8	0,86	0,292	0,576
270°	4,710	-1,000	0,0612	5,71	0,350	1,65	0,212	0,46	64,8	0,86	0,301	0,597
275°	4,800	-0,996	0,0612	5,796	0,354	1,68	0,211	0,459	64,8	0,855	0,302 <sub>5</sub>	0,607
280°	4,885	-0,985	0,0612	5,870	0,359	1,71	0,210	0,458	64,8	0,855	0,306 <sub>8</sub>	0,618
300°	5,23	-0,866	0,0612	6,096	0,373	1,83	0,204	0,452	64,4	0,839	0,312 <sub>7</sub>	0,654
330°	5,75	-0,500	0,0612	6,250	0,382	2,01	0,190	0,436	63,6	0,800	0,305 <sub>5</sub>	0,688
360°	6,275	0	0,0612	6,275	0,384	2,20	0,175	0,418	62,6	0,754	0,290	0,700

\*  $\varphi$  im Bogenmaß.

# Tafelanhang.

Tafel 1.

## λ<sub>α</sub>-Werte

Wand senkrecht; ∠ α = ± 0°

Erdboden waagrecht, ∠ β = ± 0°

δ positiv und negativ

$$\text{Für } \alpha = 0; \beta = 0: \lambda_\alpha = \frac{\cos^2 \varrho}{\cos \delta \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varrho + \delta) \cdot \sin \varrho}{\cos \delta}} \right]} \quad \text{Für } \alpha = 0; \beta = 0 \text{ und } \delta = 0: \lambda_\alpha = \frac{\cos^2 \varrho}{(1 + \sin \varrho)^2}$$

ϑ =	10°	12,5°	15°	17,5°	20°	22,5°	25°	27,5°	30°	32,5°	35°	37,5°	40°	45°	= ϑ
+40°	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,211	0,171	+40°
+30°	—	—	—	—	—	—	—	—	0,287	0,273	0,248	0,223	0,199	0,160	+30°
+20°	—	—	—	—	0,428	0,398	0,358	0,328	0,300	0,271	0,246	0,220	0,197	0,157	+20°
+10°	0,636	0,583	0,534	0,489	0,448	0,409	0,372	0,340	0,309	0,281	0,253	0,227	0,202	0,160	+10°
δ = ± 0°	0,705	0,645	0,590	0,539	0,491	0,449	0,406	0,369	0,334	0,301	0,272	0,242	0,216	0,170	δ = ± 0°
-10°	0,985	0,805	0,712	0,640	0,579	0,523	0,470	0,423	0,380	0,341	0,304	0,272	0,239	0,187	-10°
-20°	—	—	—	—	0,940	0,708	0,607	0,535	0,471	0,415	0,365	0,322	0,282	0,218	-20°
-30°	—	—	—	—	—	—	—	—	0,866	0,603	0,504	0,426	0,365	0,272	-30°
-40°	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,767	0,396	-40°

Tafel 2.

## λ<sub>β</sub>-Werte

Wand senkrecht; ∠ α = ± 0°

Erdboden waagrecht, ∠ β = ± 0°

δ positiv und negativ

$$\text{Für } \alpha = 0; \beta = 0: \lambda_\beta = \frac{\cos^2 \varrho}{\cos \delta \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varrho - \delta) \cdot \sin \varrho}{\cos \delta}} \right]} \quad \text{Für } \alpha = 0; \beta = 0 \text{ und } \delta = 0: \lambda_\beta = \frac{\cos^2 \varrho}{(1 - \sin \varrho)^2}$$

ϑ =	10°	12,5°	15°	17,5°	20°	22,5°	25°	27,5°	30°	32,5°	35°	37,5°	40°	45°	= ϑ
+40°	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,766	1,28	+40°
+30°	—	—	—	—	—	—	—	—	0,866	1,16	1,35	1,51	1,67	1,98	+30°
+20°	—	—	—	—	0,94	1,19	1,37	1,50	1,66	1,80	1,97	2,17	2,36	2,80	+20°
+10°	0,985	1,16	1,31	1,42	1,56	1,70	1,88	2,06	2,26	2,46	2,70	2,97	3,26	3,96	+10°
δ = ± 0°	1,42	1,55	1,70	1,85	2,03	2,23	2,48	2,73	3,03	3,33	3,70	4,13	4,62	5,86	δ = ± 0°
-10°	1,73	1,92	2,13	2,37	2,63	2,93	3,29	3,70	4,18	4,72	5,34	6,08	6,97	9,33	-10°
-20°	—	—	—	—	3,53	4,07	4,61	5,30	6,12	7,20	8,32	9,89	11,89	17,70	-20°
-30°	—	—	—	—	—	—	—	—	10,0	12,1	15,3	19,3	25,1	45,80	-30°
-40°	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	92,3	363,8	-40°

Tafel 3.

Bodenart		Reibungsziffer $\mu$ für Reibung des Bodens auf									
		rauh be- arbeiteten Granit	Eisen- blech mit Nieten	geschnitte- nem Tan- nenholz	unbearbei- tetem Guß- eisen	Eisenblech ohne Niete	glattem Mauerwerk	rauhem Mauerwerk	glattem Sandstein	rauhem Sandstein	Beton
Schotter u. Sand	trocken	0,54	0,49	0,51	0,47	0,46	—	—	—	—	—
	naß	0,48	0,55	0,50	0,50	0,44	—	—	—	—	—
Kies	trocken	—	—	—	—	—	0,40	0,50	0,57	0,61	—
	naß	—	—	—	—	—	0,40	0,50	0,60	0,62	0,52
Sand	trocken	—	—	—	—	—	0,60	0,70	—	—	0,56
	naß	—	—	—	—	—	0,30	0,50	—	—	0,56
feiner Sand	trocken	0,70	0,84	0,73	0,61	0,63	—	—	—	—	—
	naß	0,53	0,50	0,48	0,38	0,32	—	—	—	—	—
Ton- u. Lehm Boden	naß	—	—	—	—	—	0,20	0,30	—	—	—
festerer Schlamm	—	—	—	—	—	—	0,10	0,20	—	—	—
flüssiger Schlamm (Schlick)	—	—	—	—	—	—	0,05	0,10	—	—	—

Tafel 4.

Bodenart	Reibung $R$ in $t/m^2$ für Reibung des Bodens auf				
	rauhem Beton und Mauerwerk	Holz	Eisenblech mit Nieten	unbearbei- tetem Gußeisen	Zement- putz
Sand und Kies . .	3,5	3,0	2,5	1,5	1,5
Ton und Lehm . .	2,5	2,0	1,5	1,0	1,0
Schlick u. Schlamm	1,0	0,5	0,3	0,2	0,2

Tafel 5<sup>1</sup>.

Böschungswinkel $\varrho$	Beiwert			
	des Kleinstwertes des angreifenden Erddruckes: $e_a: \gamma \cdot t$ $= \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varrho}{2} \right)$ $= \lambda_a$	des Erddruckes auf umschüttete Pfeiler und Pfähle und eingespülte Pfähle: $e_s: \gamma \cdot t = \cos^2 \varrho$	des Erddruckes auf Rammpfähle und gegen den Boden gestampfte Ortpfähle: $e_r: \gamma \cdot t = 1 + \operatorname{tg}^2 \varrho$	des vollen wider- stehenden Erd- druckes: $e_p: \gamma \cdot t$ $= \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varrho}{2} \right)$ $= \lambda_p$
15	0,590	0,933	1,072	1,70
20	0,490	0,883	1,132	2,12
25	0,406	0,822	1,217	2,47
27	0,375	0,794	1,260	2,66
29	0,347	0,765	1,308	2,88
30	0,334	0,750	1,334	3,00
35	0,271	0,671	1,490	3,68
40	0,217	0,586	1,705	4,60
45	0,172	0,500	2,000	5,82

<sup>1</sup> Brennecke-Lohmeyer: Der Grundbau Bd. I S. 193.



Tafel 6.

Abgekürzte Erddruck-Tabelle nach Franzius<sup>1</sup>.

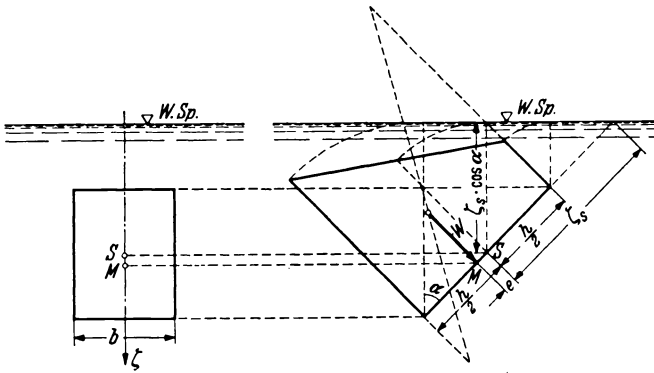
Grenzwerte der waagerechten Erddrücke für die lotrechte gerade glatte Wand nach der Formel

$$E = \frac{1}{2} \gamma_0 h^2 \operatorname{tg}^2 \left( 45 \mp \frac{\rho}{2} \right) = \gamma_0 \operatorname{tg}^2 \left( 45 \mp \frac{\rho}{2} \right) \cdot W.$$

Erdart	$\gamma_0$ in t/m <sup>3</sup>	Naturlicher Böschungswinkel $\rho^0$	$\operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\rho}{2} \right)$	$\operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\rho}{2} \right)$	$E_a = \gamma_0 \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\rho}{2} \right) W = \mu_a \cdot W$	$E_p = \gamma_0 \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\rho}{2} \right) W = \mu_p \cdot W$	Abgerundete Werte $\mu$ für		Bemerkungen
							$E_a$	$E_p$	
Trockene Dammerde . . . . .	1,4	40	0,22	4,60	0,31	6,4	$\frac{1}{3}$	6	Von den bekanntesten Erfahrungswerten für $\rho$ sind die kleinsten, die $E_a$ max und $E_p$ min ergeben, gewählt worden.
	1,65	30	0,33	3,00	0,53	5,0	$\frac{1}{2}$	5	
Trockene Tonerde Nasse Tonerde .	1,6	40	0,22	4,60	0,35	7,3	$\frac{1}{3}$	7	Die hier angegebenen Werte haben besonders für Überschlagsrechnungen Wert.
	2,0	20	0,49	2,04	0,98	4,08	1	4	
Trockener Sand. Feuchter Sand. Nasser Sand . . .	1,6	31	0,32	3,12	0,51	5,0	$\frac{1}{2}$	5	Die hier angegebenen Werte haben besonders für Überschlagsrechnungen Wert.
	1,8	40	0,22	4,60	0,40	8,3	$\frac{1}{2}$	8	
	2,1	29	0,35	2,88	0,74	6,0	$\frac{1}{3}$	6	
Nasser Kies . . .	1,86	25	0,41	2,46	0,76	4,6	$\frac{1}{2}$	4,5	
Sand unter Wasser, unter Abzug des Auftriebes und des waagerechten Wasserdruckes	2,1—1 = 1,1	25	0,41	2,46	0,45	2,7	1	2,5	

<sup>1</sup> Franzius, O.: Der Verkehrswasserbau, S. 405. Berlin: Springer 1927.

Tafel 7. Sonderfälle für Wasserdruck auf ebene Flächen.



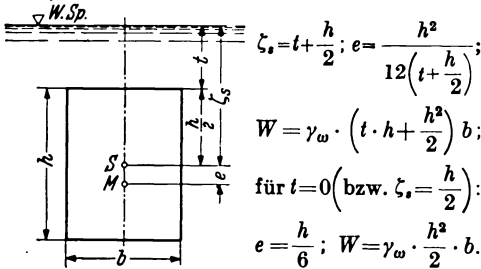
Besitzt die gedrückte Fläche in der  $\zeta$ -Achse eine Symmetrieachse, so muß der Angriffspunkt  $M$  des Wasserdruckes  $W$  auf der  $\zeta$ -Achse liegen. Sein Abstand  $e$  von  $S$  beträgt dann:

$e = \frac{J_s}{F \cdot \zeta_s}$ ; dabei ist  $e$  immer nach unten aufzutragen. ( $J_s$  = Trägheitsmoment der gedrückten Fläche in bezug auf die horizontale Schwerpunktschse;  $F$  = gedrückte Fläche;  $\zeta_s$  = Abstand des Schwerpunktes  $S$  von der Schnittlinie der gedrückten Fläche mit dem Wasserspiegel.)

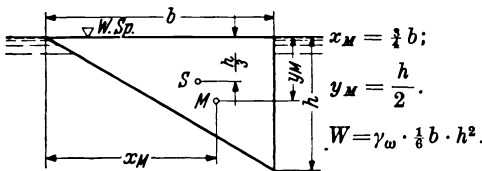
a) Für das Rechteck:  $e = \frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h \cdot \zeta_s} = \frac{h^2}{12 \cdot \zeta_s}$ ;  $W = \gamma_w \cdot \zeta_s \cdot \cos \alpha \cdot h \cdot b$ .

b) Für lotrecht stehende ebene Flächen ( $\alpha = 0$ ):

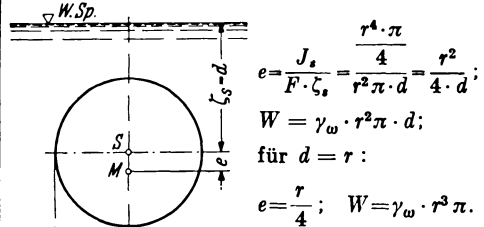
1. Rechteck:



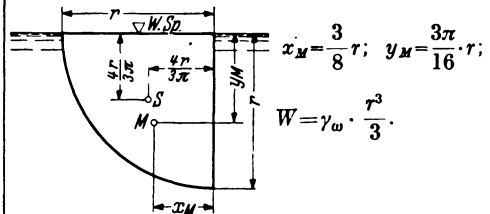
2. Dreieck:



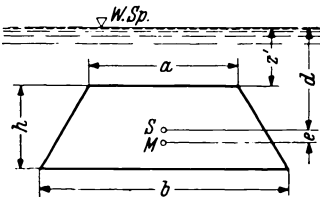
3. Ebene Kreisfläche:



4. Ebene Viertelkreisfläche:



5. Trapez:



$d + e = z' + \frac{1}{2} h \cdot \frac{2z'(a+2b) + h(a+3b)}{3z'(a+b) + h(a+2b)}$ ;  $d = z' + \frac{h}{3} \frac{(a+2b)}{(a+b)}$ ;  
 $W = \gamma_w \cdot \frac{a+b}{2} \cdot h \cdot d$ ;  
 für  $z' = 0$ :  
 $d + e = \frac{1}{2} h \frac{(a+3b)}{(a+2b)}$ ;  $e = \frac{1}{2} h \cdot \frac{(a+3b)}{(a+2b)} - \frac{h}{3} \frac{(a+2b)}{(a+b)}$ ;  
 $W = \gamma_w \cdot \frac{(a+b)}{2} \cdot h \cdot \frac{h}{3} \frac{(a+2b)}{(a+b)}$ .

## Sachverzeichnis.

- Abgesteifte Spundwand 21.  
 Abgestumpfte Pyramide (Inhalt) 140.  
 Abteufung (Absenkung) eines Druckluftsenkkastens 139.  
 Absenkungsformel für Mehrbrunnen 209  
 Absenkungskurve 198, 204.  
 Absenkungsspiegel 198.  
 Absenkungstrichter 131.  
 Achsenkraft eines Pfahles 94.  
 aktiver Erddruck (= Erddruck) 7.  
 angreifende Kräfte bei Talsperren 155.  
 Angriffspunkt des Wasserdrucks bei Dreiecken und Trapezen 4, 177, 187, 190 u. Anh. Taf. 7.  
 Anker 34.  
 Ankerbeanspruchung 35.  
 Ankerdurchmesser 34.  
 Ankerwand 36.  
 Arbeitsbühne (Betonierbühne) 139, 140.  
 Arbeitsfugen 156.  
 Arbeitskammer (Arbeitsraum) 138, 140, 150.  
 atmosphärischer Druck 150.  
 Aufbau von Kaimauern 40.  
 aufgelöste Kaimauer 43.  
 — Talsperre 155.  
 — Mauer (Beispiel) 82.  
 Aufhängestangen 139.  
 Auftrieb 49, 111, 152, 153.  
 — des Bodens 9.  
 Auftriebsangriffspunkt 112.  
 Aufzugskraft 184.  
 Ausgestaltung von Grundwerken 85.  
  
 Ballast 113, 127.  
 Bankettbeanspruchung 89.  
 Bauausführung in trockener Baugrube 42, 209.  
 — von Kaimauern im Trockenem, Vorteile 42.  
 Baustoff für Senkkästen 109, 138.  
 Belastung von Kaimauern 41.  
 Belastungsfälle für eine Kaimauer (Beispiel) 43.  
  
 Belastungsgrenze des Untergrundes 51.  
 Berechnung der Tragfähigkeit von Pfählen nach Dörr 78, 93.  
 bindiger Boden 13, 51, 75.  
 Bockpfähle 104.  
 Bodenbeanspruchung, zulässige 51.  
 Bodengegendruck 158.  
 Bodenkonstanten 7, 40, 85, 125, 137.  
 Bodenpressung, Fundamentpressung 50.  
 Bodenraumgewicht 9.  
 Bodenverspannung 136.  
 Bogenstaumauer 155.  
 Böschungswinkel 7.  
 Bohlwände 12.  
 Bohrgruppen 194, 197.  
 Brunnenabsenken 127.  
 Brunnenanzahl 201, 209.  
 Brunnenergiebigkeit (senkr. Brunnen) 194, 200.  
 — (waagr. Brunnen, Sammelgalerie) 203.  
 Brunnengründung 125.  
 Brunnenleistung 201.  
 Brunnenkranz (Brunnenschling) 125, 127.  
  
 Caisson 136.  
 Culmannverfahren für Pfahlrostuntersuchungen 100.  
  
 Darcysches Filtergesetz 196.  
 Dichtungsmaßnahmen 156.  
 Dimensionierung einer Drainageleitung (Beispiel) 218.  
 Dock für Senkkasten 110.  
 Dörr, Berechnung der Tragfähigkeit von Pfählen 78, 93.  
 Doppelbohlen 19.  
 Drainrohre bei Talsperren 156.  
 Drehgelenk (Stauklappe) 176, 183.  
 Drehklappe 176, 183.  
 Druckluftbetrieb 139, 150.  
 Druckluftsenkkasten 136.  
 Druckluftsenkkastengründung 136, 150.

- Druckpfahl 77, 100.  
 Durchlässigkeitsbeiwert (Durchflußbeiwert) 196.
- Einheitsgewicht des Bodens 9.  
 Eintauchtiefe beim Schwimmen 111.  
 — von Brunnen 205.  
 Einzugsgebiet 214.  
 Eisenbetonkaimauer 82.  
 Eisschub 155, 175.  
 Entlastungsplatte bei Kaimauern 82.  
 Entwässerungsanlage (durch Grundwasserabsenkung) 204, 209.  
 Entwässerungsfassung 217.  
 Entweichen, plötzliches, der Preßluft aus einem Senkkasten 154.  
 Entwicklung einer Kaimauerform 46.  
 — eines Talsperrenquerschnittes 154, 160.  
 Erddruck 7.  
 Erddrucktabellen 8 und Anhang Tab. 1 und 2.  
 Erddruckziffer 8.  
 Erdwiderstand 7.  
 Ergiebigkeit des Grundwassers 155.  
 Ersatzbalkenverfahren nach Blum-Lohmeyer 15.
- Fangedamm 27.  
 Fassungsvermögen eines Brunnens (nach Sichardt) 207.  
 Festpfahl 90.  
 Filterdurchmesser 205, 207.  
 Filterfläche 207.  
 Filtergeschwindigkeit 196.  
 Filtergesetz nach Darcy 196.  
 Filterkörper 195.  
 Filterringquerschnitt 198.  
 Filterschicht 196.  
 Filtration 195.  
 Findling 126, 138.  
 Flachgründung 86.  
 Flinzmergel 211.  
 Flinzschicht 211.  
 Flutwelle 155.  
 Freier Wasserspiegel 158.  
 Freispülen der Brunnenschneide 136.  
 Frosttiefe 86.  
 Fugenwasserdruck 156.  
 Führungsgerüst 139.  
 Fundament, Grundwerk, Unterbau 40, 84.  
 Fundamentausbildung 69, 72, 76.
- Fundamentfugenausbildung 53.  
 Fundamentgrundfläche, Größe 87.  
 Fundamentpressung 50.  
 Fundamentsohle, Tiefenlage der 86.
- Gefällsverbrauch 196.  
 Geländebruchsicherheit 57.  
 Geländesprung 40, 57.  
 gespannter Wasserspiegel 199.  
 Gewichtsstaumauer 154.  
 Gewölbereihensperre 155.  
 Gleichgewichtsstörung bei Senkkasten 154.  
 Gleitfläche (Gleitfuge) 36, 53.  
 Gleitkeil 33.  
 Gleitkreis 59.  
 Gleitscheibe 61.  
 Gleitsicherheit 52.  
 Gleitsicherung durch vorgesetzte Spundwand 72.  
 — durch Grundpfähle 76.  
 Grenzbelastung 51.  
 Grenzgleitfläche 65.  
 Gründung mit Druckluftsenkkasten 136, 150.  
 Gründungsfuge 156.  
 Grunddreieck 154, 160.  
 Grundpfahl 91.  
 Grundpfähle, Gleitsicherung durch 76.  
 Grundwasser 195.  
 Grundwasserabsenkung 205, 209.  
 Grundwasserabsenkungsanlage mit senkrechtem Brunnen 204.  
 — mit waagerechter Drainierung 209.  
 Grundwasserbewegung 195.  
 Grundwassergefälle, größtmögliches, am Brunnenmantel 207.  
 Grundwasserträger (Grundwasserkörper) 195.  
 Grundwassersohle 195, 205.  
 Grundwasserspiegelgefälle 196, 197, 212.  
 Grundwasserstrom 194, 204, 209.  
 —, Ergiebigkeit 213.  
 Grundwerk, Ausgestaltung 85.  
 —, Fundament, Unterbau 40, 84.  
 Gurtung 35.
- Heizung des Mauerkopfes 156.  
 Herdmauer 137, 156.  
 Hinterfüllung bei Talsperren 157.  
 Hoher Pfahlrost 91.  
 Horizontalkräfte bei einer Kaimauer (Beispiel) 44.

- Horizontalprojektion der gedrückten  
Flächen bei Wasserdruck 152.
- Hydrologie 195.
- hydrologische Untersuchungen 194.
- hydrostatischer Druck 2, 150.
- — auf ebene Flächen 2, 21, 44, 49,  
121, 168, 183, Anhang Tafel 7.
- — auf gekrümmte Flächen 129,  
186, 190.
- Isolierschicht 156.
- Kabbelsee 119.
- Kaimauer 39.
- , Belastung 41, 43.
- aus Eisenbeton 82.
- , Horizontalkräfte auf eine (Beispiel)  
44.
- , Standsicherheit 41.
- Kaimaueraufbau 40.
- Kaimauerform, Entwicklung (Beispiel)  
46.
- Kaimauerunterbau 40.
- Kastenfangedamm 27.
- , Stabilität 30.
- Kegelstumpf 193.
- Kentern 111.
- Kernrad 50.
- Kippsicherheit 48.
- Klappendrehpunkt 176.
- Klappenfläche 117, 184.
- Knickkraft eines Pfahles 94.
- Kolkung (Unterkolkung) 137.
- Kolksicherung 86.
- Kranzschneide 128.
- Kräfte, angreifende, bei Talsperren 155.
- Labiles Gleichgewicht 112.
- Langpfahl 91.
- Lastfläche 51.
- Lehmdichtung 25, 156.
- Luftschleuse 106.
- Massivmauer 43.
- mit waagerechter Entlastungsplatte  
(Kragplatte) 43.
- Mauerdrainierung 156.
- Mauergrundform (Kaimauer) 48.
- (Talsperre) 160.
- Mauerschürze (Herdmauer) 156.
- Meerwasser (spez. Gewicht) 108.
- Mergel 126.
- metazentrische Höhe 113.
- Metazentrum 112.
- Momentenverfahren (bei Pfahlrost) 103.
- Natürlicher Grundwasserspiegel 197.
- natürliche Vorflut 209.
- Niveaubene 150.
- Offene Wasserhaltung 205.
- Orthogonalkegel 193.
- Passiver Erddruck (= Erdwiderstand) 7.
- Peilrohr (Standrohr) 197.
- Pfahlabstand 80, 95.
- Pfahlanordnung 95.
- Pfahlbock 104.
- Pfahlgründung 76, 90.
- , schwebende 91.
- Pfahljoch 96.
- Pfahljochversetzung (Hauptjoch, Ne-  
benjoch) 96.
- Pfahlrost, hoher 91.
- , tiefer 91.
- Pfahlrostanordnung, Forderungen an  
die 97.
- Pfahlrostuntersuchung nach Culman  
100.
- nach dem Spannungstrapezverfah-  
ren 104.
- Pfahlsystem 77.
- Pfeilersperre 155.
- Plötzliches Entweichen der Preßluft aus  
einem Senkkasten 154.
- Porenvolumen 7.
- Porenwasserdruck 156.
- Preßluftdruck 138, 143, 151.
- Preßluftüberdruck 144, 151.
- Probebelastung 51.
- Probetrieb 203.
- Probepfähle 92.
- Proberammung 51.
- Pyramide, abgestumpft (Inhalt) 140.
- Quellfassung 217.
- Quetschgrenze 94.
- Rammtiefe, Ermittlung der, bei Spund-  
wänden 17, 25.
- bei Spundwänden, Faustregel 17.
- Randspannung 50.
- Raumgewicht des Bodens 9.
- Reibungswiderstand 53.
- Reibungswinkel 53.
- Reichweite 195, 202, 214.

- Riegeleinteilung (Riegelanordnung) bei Wasserdruck 179.  
 Rohrbrunnen 194, 197.  
 Sainflou (Formeln für Wellenschwingung) 119.  
 Sammelbrunnen 125.  
 Sammelgalerie 194, 203.  
 Schiffskaimauern 41.  
 Schling 125, 127, 137.  
 Schneidenfuß 144.  
 Schneidengegendruck 128.  
 Schubkraft im Erdkörper 59.  
 Schutzschicht 163.  
 Schwebende Pfahlgründung 91.  
 Schwebepfahl 91.  
 Schwebstoffe 195.  
 Schwergewichtsbauwerk 43.  
 Schwimmen 111.  
 Schwimmfähigkeit 111.  
 Schwimmkasten (Senkkasten) 108.  
 — —, Baustoffe für 109, 138.  
 Schwimmkörpergewicht 112.  
 Schwimmstabilität 112.  
 Schwingungsebene von Wellen 121.  
 Segang 118.  
 Seemole 108.  
 Segmentverschluß 183.  
 Seilzug 186, 190.  
 Seitenwasserdruck 3, 150.  
 Senkbrunnen 125.  
 Senkkasten 108.  
 — Baustoffe für 109, 138.  
 —, Druckluft- 136  
 — (Schwimmkasten) 108.  
 Senkkastenfuß 150  
 Senkkastengründung 108.  
 Senkkastenrahmen (Senkkastenkonsole) 143.  
 Senkkastentransport 111.  
 Sohlendruckverteilung 52.  
 Sohlenreibung 44, 156.  
 Sohlenwasserdruck 49, 91.  
 Spannungstrapezverfahren für Pfahlrostuntersuchungen 77, 104.  
 Spannungsverteilung in der Bodenfuge 50.  
 Sperrmauer 155.  
 Spiegelabsenkung (Grundwasser) 198, 204, 209.  
 Spiegelgefälle des Grundwassers 196, 197, 212.  
 Spindel 139.  
 Spindelbeanspruchung 140.  
 Spindelbelastung 140.  
 Spindelgerüst 139.  
 Spindeltragfähigkeit 141.  
 Spüllanze 136.  
 Spundwand 6.  
 —, abgesteift 21.  
 — mit und ohne Einspannung 21.  
 Spundwandbeanspruchung 9.  
 Spundwanddimensionierung 18, 33.  
 Stabiles Gleichgewicht 112.  
 Stabilitätsuntersuchung eines Senkkastens (Beispiel) 108.  
 Standfestigkeitsbedingungen bei Talsperren 158.  
 Standrohr (Peilrohr) 197.  
 Standsicherheit von Kaimauern 41.  
 Standsicherheit von Seemolen gegen Wellenangriff 124.  
 Statischer Wasserdruck 2.  
 Staudamm 155.  
 Stauklappe 176.  
 Staumauer 154.  
 Staumauerzerstörungen 156, 160.  
 Stauwasserdruck 155, 161.  
 Strömungsrichtung des Grundwassers 194, 196.  
 Stützbauwerk 40.  
 Stützlinie 173.  
 Summenlinie für Wasserdruck 181.  
 Talsperre 154.  
 —, angreifende Kräfte an einer 155.  
 Talsperren, Standfestigkeitsbedingungen bei 158.  
 Talsperrenquerschnitt (Entwicklung eines) 154.  
 Tauchtiefe 111.  
 Temperaturriß 155.  
 Temperaturspannung 155, 158.  
 Tiefbrunnenpumpen 206.  
 tiefer Pfahlrost 91.  
 Tiefenlage der Fundamentsohle 86.  
 Tiefgründung 86.  
 Tragbauwerk 40.  
 Tragfähigkeit des Untergrundes 50.  
 — von Pfählen 78.  
 — — —, Berechnung nach Dörr 78, 92.  
 Trapezscherpunkt (rechnerisch) 177, 188.  
 — (graphisch) 182, Anhang Taf. 7.  
 Trinkwasserverbrauch 201.  
 Trockendock (Senkkasten) 110.

- Überwasserstand (bei Senkbrunnen) 131.  
 undurchlässige Schicht 195, 205, 211.  
 ungesenkter Grundwasserspiegel 197.  
 ungespannter Wasserspiegel 198.  
 Unterbau, Fundament, Grundwerk 40,  
 84.  
 Unterdruck 151.  
 Unterdruckminderung 153.  
 Unterdruckverteilung 169.  
 Unterführung 209.  
 Untergrund, Belastungsgrenze 51.  
 —, Tragfähigkeit des 50.  
 Unterkolkung 137.  
 Untersickerung 137.  
 „unvollkommener“ Brunnen 215.
- Verblendungsschicht 163.  
 Verdrängungsschwerpunkt 112.  
 Versuchsbrunnen 197.  
 Vertikalprojektion der gedrückten Flä-  
 chen bei Wasserdruck 152.  
 Verzahnung der Fundamentfuge 53.  
 „vollkommener“ Brunnen 215.
- Waagerechte Drainierung 209.  
 Wasserandrang 204, 208.  
 Wasserbedarf 194.  
 Wasserdruck, statischer (ruhender) 2,  
 177.  
 — auf schräge ebene Fläche 44, Anh.  
 Tafel 7.
- Wasserdruck auf ebene Flächen 2, 21,  
 44, 49, 121, 168, 183, Anh. Tafel 7.  
 — auf gekrümmte Flächen 129, 186,  
 190.  
 —, Angriffspunkt 4, 177, 187, 190, Anh.  
 Tafel 7.  
 —, Größe 2, 177, 187, 191, Anh. Taf. 7.  
 —, Richtung 2, 177, 187, 191.  
 Wasserdruckdreieck 5, 177.  
 Wasserdrucktrapez 20, 177.  
 Wasserfassung 194.  
 Wasserhaltung 138.  
 —, offene 205.  
 wassertragende Sohle 195.  
 Wehrboden 137.  
 Wehrpfeiler 136.  
 Wellenangriff 108.  
 Wellenhöhe 119.  
 Wellen (Kraftwirkung) 118.  
 Wellenlänge 119.  
 Wellenschlag 157.  
 Wellenspiegel 121.  
 Wellenschwingung (Formeln nach Sain-  
 flou) 119.  
 Wellenstoßmesser 119.
- Zementinjektionen 156.  
 Zerstörung von Talsperren 156, 160.  
 Zugpfahl 77, 100.  
 Zugseil 190.  
 Zugstange 185.  
 zulässige Bodenbeanspruchung 51.

**Der Kampf des Ingenieurs gegen Erde und Wasser im Grundbau.**

Von Hafendirektor a. D. Professor Dr.-Ing. **A. Agatz**, Berlin, unter Mitarbeit von Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. **E. Schultze**, Berlin. Mit 155 Textabbildungen. VIII, 276 Seiten. 1936.

Ganzleinen RM 26.40

---

**Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten.**

Von Dr.-Ing. **Wilhelm Kyrieleis**. In zweiter Auflage neubearbeitet von Dr.-Ing. **Willy Sichert**. Mit 152 Abbildungen im Text und 3 Tafeln. VIII, 286 Seiten. 1930.

RM 18.90

---

**Der Grundbau.**

Von Professor **Otto Franzius**, Hannover, unter Benutzung einer ersten Bearbeitung von Regierungsbaumeister a. D. **O. Richter**, Frankfurt a. M. (Handbibliothek für Bauingenieure, III. Teil, 1. Band.) Mit 389 Textabbildungen, XIII, 360 Seiten. 1927. Halbleinen RM 25.50

---

**Die Grundbautechnik und ihre maschinellen Hilfsmittel.**

Von Baurat Dipl.-Ing. **G. Hetzell**, Hamburg, und Oberbaurat Dipl.-Ing. **O. Wundram**, Hamburg. Mit 436 Textabbildungen. VI, 399 Seiten. 1929.

Halbleinen RM 31.20

---

**Die Auskleidung von Druckstollen und Druckschächten.**

Von Obergeringieur Privatdozent Dr.-Ing. **O. Walch**, Berlin. Mit 93 Textabbildungen und einer Zusammenstellung ausgeführter Druckstollen auf 5 Tafeln. VI, 188 Seiten. 1926.

RM 17.55; Ganzleinen RM 18.90

---

**Landwirtschaftlicher Wasserbau.**

Von Ministerialrat Dr.-Ing. **Gerhard Schroeder**. (Handbibliothek für Bauingenieure, III. Teil, 7. Band.) Mit 261 Textabbildungen. IX, 397 Seiten. 1937. Ganzleinen RM 36.—

---

**Der Verkehrswasserbau.**

Ein Wasserbau-Handbuch für Studium und Praxis. Von Professor **Otto Franzius**, Hannover. Mit 1022 Abbildungen im Text und auf einer Tafel. XII, 839 Seiten. 1927.

Ganzleinen RM 70.20

---



**Der Baugrund.** Praktische Geologie für Architekten, Bauunternehmer und Ingenieure. Von Ingenieur **Max Singer**. Mit 123 Textabbildungen. XVI, 393 Seiten. 1932. RM 27.31

---

**Der Grundbau.** Ein Handbuch für Studium und Praxis. Von Professor Dr.-Ing. e. h. **Armin Schoklitsch**, Brünn. Mit 748 Abbildungen und 34 Tabellen. XII, 490 Seiten. 1932. Ganzleinen RM 62.—

---

**Kostenberechnungen im Wasserbau und Grundbau.** Von Professor Dr.-Ing. e. h. **Armin Schoklitsch**, Brünn. Mit 210 Abbildungen im Text. VIII, 619 Seiten. 1937. Ganzleinen RM 66.—

---

**Der Wasserbau.** Ein Handbuch für Studium und Praxis. Von Professor Dr.-Ing. e. h. **Armin Schoklitsch**, Brünn.

Erster Band: Mit 708 Abbildungen und 74 Tabellen. XI, 484 Seiten. 1930. Halbleinen RM 51.75

Zweiter Band: Mit 1349 Abbildungen und 45 Tabellen. VI, 715 Seiten. 1930. Halbleinen RM 77.70

---

**Hydrographie.** Von Professor Ing. Dr. techn. **Friedrich Schaffernak**, Wien. Mit 410 Textabbildungen und 46 Tabellen. IX, 438 Seiten. 1935. Ganzleinen RM 46.50

---

**Grundwasserströmung.** Von Privatdozent Dr.-Ing. **Robert Dachler**, Wien. Mit 74 Abbildungen im Text. VI, 141 Seiten. 1936. Ganzleinen RM 11.40

---

**Die Wasserbewegung im Dammkörper.** Erforschung der inneren Vorgänge im Wege von Versuchen. Von Ingenieur **Ignaz Schmied**, Hofrat i. R. Mit 150 Abbildungen im Text. VIII, 200 Seiten. 1928. RM 22.—

---

---

Zu beziehen durch jede Buchhandlung