

DER BAUINGENIEUR

21. Jahrgang

15. April 1940

Heft 14/16

ANWENDUNGEN DER ERDDRUCKTHEORIE BEI DER BERECHNUNG VON SPUNDWÄNDEN UND KAIMAUERN.

Von Baurat Dipl.-Ing. Hermann G. Schütte, Hamburg.

DK 624.131.53:624.137.4/5

Einleitung und kurzer Inhalt: Die Erddrucktheorie gründet sich auf Annahmen, die der Wirklichkeit nur bedingt entsprechen. Bei Berechnungen ist neben der richtigen Bestimmung der Bodeneigenschaften die Wahl dieser Annahmen von ausschlaggebender Bedeutung und von größerem Gewicht als die Genauigkeit der Rechnungsdurchführung. Es ist daher stets zu bedenken, unter welchen Voraussetzungen und mit welchen Fehlermöglichkeiten die Theorie Geltung beansprucht. Im Hinblick darauf ist im ersten Teil der folgenden Ausführungen das für Spundwandberechnungen Wichtigste aus der Erddrucklehre zusammengestellt und erläutert.

Es zeigt sich, daß die Anwendung der Theorie auf verwickelte Verhältnisse nicht ohne weiteres klar liegt. Es müssen Vereinfachungen vorgenommen, Schätzungen eingeführt, also weitere Annahmen gemacht werden. Die im zweiten Teil an Beispielen entwickelten Berechnungsverfahren gründen sich auf eine ganze Kette von Annahmen. Davon wurde jede einzelne theoretisch so zu begründen versucht, daß sie auch außerhalb einer bestimmten Annahmekette anwendbar ist. Das ganze Berechnungsverfahren bietet nach den allgemeinen Erfahrungen an Hamburger Kaibauten ausreichende Sicherheit. Eine genauere Abstimmung von Erfahrung und Rechnung muß späteren Untersuchungen vorbehalten bleiben.

Teil I. Übersicht über die theoretische Grundlage.

1. Natürlicher Erddruck.

In einem Stoff, zwischen dessen einzelnen Teilchen weder Reibung noch Bindung wirksam ist, herrscht in h m unter der Oberfläche ein Druck von $\gamma \cdot h$ t/m² nach allen Richtungen. Krey¹ nimmt an, daß beim ersten Aufbau der Erdarten nur geringe Schubkräfte entstanden sind und diese durch Erschütterungen, Wärmeschwankungen, eindringendes Wasser usw. so verringert wurden, daß im unberührten Erdkörper horizontaler Lagerung nach allen Seiten $\gamma \cdot h$ t/m² als „natürlicher Erddruck“ herrscht.

Sobald die natürliche Lagerung gestört wird, werden im Boden Schubkräfte wirksam. Diese zu erfassen, strebt die Erddruckstatik. Bei ihrer Anwendung sollten die genannten, die Schubkraft mindernden Einflüsse nicht vergessen werden; denn in ihnen liegt eine dauernde Neigung des Bodens begründet, angreifenden Druck auf Bauwerke mit der Zeit zu steigern, widerstehenden Druck zu mindern und beide dem natürlichen Erddruck zu nähern.

Die Auswirkung dieser Einflüsse ist meist gering und beim Entwurf nicht zu berechnen. Sie stellt immerhin eine „Unsicherheit“ dar, deren Vorhandensein innerhalb des Sicherheitsfaktors n_s zu berücksichtigen ist².

2. Gegenstand der Erddrucktheorie: Grenzwert des Erddrucks.

Der hinter einer Stützwand unmittelbar nach Herstellung des Erdabsatzes vorhandene wirkliche Erddruck läßt sich nicht berechnen. Er ist wahrscheinlich etwa gleich dem natürlichen Erddruck, vermehrt um die Pressungen, die beim Einstampfen der Hinterfüllung oder beim Einrammen der Spundwand usw. entstanden sind.

Dieser anfangs vorhandene Erddruck wird sich sofort vermindern, wenn das Bauwerk etwas nachgibt. Bei weiterem Nachgeben des Bauwerks beginnt ein Teil des Bodens abzurutschen. Dieser

„Grenzzustand des Gleichgewichts“ ist es, den man bei der Erddruckberechnung ins Auge faßt: Es wird die Kraft E berechnet, die vom Bauwerk als Widerstand mindestens aufgebracht werden muß, um dies Abrutschen zu verhindern. Diese Kraft wird als „Grenzwert des (angreifenden) Erddrucks“ mit E_a oder kurz E bezeichnet.

Vermag ein Bauwerk nur eben diesem Mindesterdruk standzuhalten und bewirken Einflüsse seine Vergrößerung und Annäherung an den natürlichen Erddruck, so kann sich ein ständig labiler Gleichgewichtszustand einstellen, in dem das Bauwerk immer wieder unter dem über E hinauswachsenden Erddruck nachgibt und dem dadurch auf E verringerten Erddruck immer wieder standhält. So mögen sich kleine über Jahrzehnte sich erstreckende Bewegungen mancher Ufermauern erklären lassen.

3. Unterscheidung von „Reibungsboden“ und „bindigem Boden“.

An dem Bestreben, sich unter dem Einfluß der Schwerkraft wie eine Flüssigkeit auszubreiten, wird der Boden durch zwei Eigenschaften oder Kräfte gehindert, nämlich durch a) Reibung, b) Bindung (Kohäsion, Gleitwiderstand). Danach unterscheidet man „Reibungsböden“ und „bindige“ Böden.

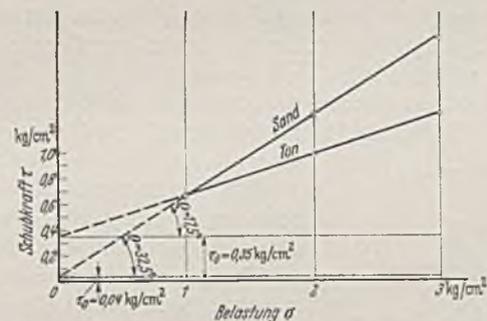


Abb. 1. Bestimmung von Reibungswinkel und Gleitwiderstand aus dem Schubwiderstand bei verschiedener Belastung.

Der Schubwiderstand des Bodens wird in Versuchsanstalten an drei Schubversuchen bei verschiedener Belastung bestimmt. Aus Abb. 1 kann die Coulombsche Gleichung des Schubwiderstandes abgelesen werden:

$$(1) \quad \tau = \tau_0 + \sigma \cdot \mu \quad \text{bzw.} \quad = \tau_0 + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varrho.$$

Darin stellt τ_0 den reinen Gleitwiderstand dar. μ heißt „Reibungsziffer“. Aus $\mu = \operatorname{tg} \varrho$ ist der Begriff des „Winkels der inneren Reibung“ ϱ abgeleitet. Der Winkel ϱ ist früher irrtümlich oft mit dem Böschungswinkel φ gleichgesetzt worden. Doch ist die sich einstellende Böschung auch von anderen Einflüssen als der Reibung abhängig.

In Wirklichkeit sind auch die in der üblichen Weise ermittelten Werte τ_0 und μ keine reinen Bodenkonstanten, sondern abhängig von den Versuchsbedingungen. Terzaghi³ gibt als Gleichung mit von Versuchsbedingungen unabhängigen Konstanten an: $\tau = \kappa \cdot p_e + (\sigma - s) \operatorname{tg} \varrho$. Darin sind κ und $\operatorname{tg} \varrho$ Festwerte des Bodens, p_e ein von der Porenziffer des Bodens im untersuchten Zustand abhängiger, mit „äquivalenter Verdichtungsdruck“ bezeichnet

³ Terzaghi, K.: Die Coulombsche Gleichung für den Scherwiderstand bindiger Böden. Bautechn. 16 (1938) S. 344.

¹ Krey: Erddruck, Erdwiderstand. 4. Aufl. S. 24. Berlin 1932.

² Vgl. auch Müller: Der Einfluß der mechanischen Verdichtung der Hinterfüllung von Stützkörpern auf ihre Standsicherheit. Bautechn. (1938) S. 115, und Erddruck, neueste Erkenntnisse und Folgerungen. Beton u. Eisen 38 (1939) S. 171.

netter Wert und s der „Standrohrdruck“, der den vom Porenwasser übertragenen Teil der Normalspannung ausdrückt.

Die Schwierigkeit der Bestimmung der Konstanten und Veränderlichen macht die Einführung dieser Gleichung in die praktische Berechnung für die Mehrzahl der Ingenieuraufgaben vorerst ungeeignet. Doch ist der durch diese Gleichung versinnbildlichte Zusammenhang zu beachten: Der tatsächliche Gleitwiderstand wird von dem Druck des Porenwassers beeinflusst. Die Anwendung der Coulombschen Gleichung setzt Gleichartigkeit der draußen gegebenen Verhältnisse und der Versuchsbedingungen, d. h. ausgeglichenen Porenwasserdruck ($s = 0$) voraus.

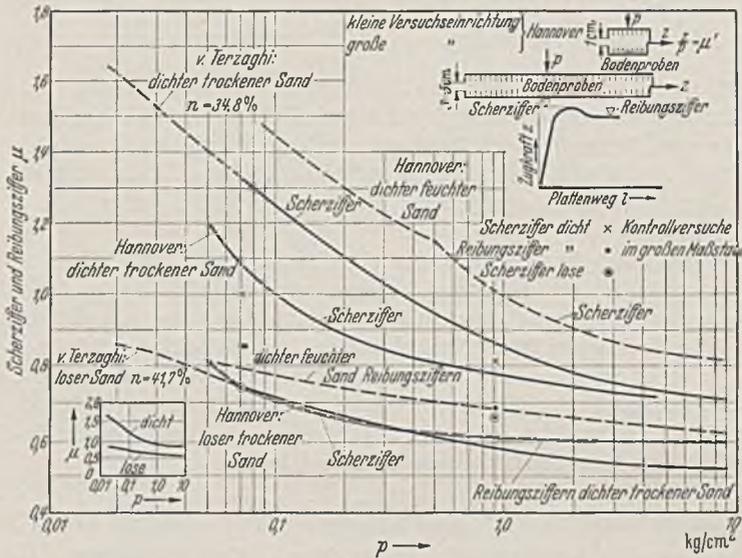


Abb. 2. Verschiedene Ergebnisse von Reibungsversuchen bei Berücksichtigung des Verschiebungsweges und der Belastungshöhe.

4. Die Bodenreibung.

Die Bodenreibung ist eine zusammengesetzte Erscheinung, die in der Angabe eines Reibungswinkels ϱ nicht vollständig ausgedrückt ist. Sie rührt nicht nur von der an den Berührungsflächen der Körner wirksamen Flächenreibung her. Die Gleitung innerhalb der Bodenmasse erfordert eine Strukturänderung, ein Drehen und Kippen der Körner und damit die Überwindung eines Strukturwiderstandes.

Der Schubversuch liefert verschiedene Werte für $\mu (= \tan \varrho) = Z/P$ (Abb. 2) ⁴ je nach der Größe der Belastung p (kg/cm^2) und dem zurückgelegten Plattenweg. Kurz nach Eintritt der Bewegung wird ein Höchstwert (Schersziffer, Scherwinkel) des Widerstandes erreicht, der bei fortgesetzter Bewegung auf einen die eigentliche Reibung kennzeichnenden Kleinstwert (Reibungsziffer, Reibungswinkel) zurückgeht. Durch Erschütterungen werden beide Werte verringert.

Einem Abrutschen (Reibungsziffer) des Bodens entlang einer Gleitlinie wird also eine Auflockerung des Gefüges in der Gleitzone vorausgehen. Wo diese Auflockerung nicht stattfinden kann, z. B. im unteren Bereich eingespannter Spundwände bei verdichtetem Boden, wird daher als Widerstandsziffer die — je nach Art des Bodens mehr oder weniger abweichende — Schersziffer maßgebend sein.

Wo wie üblich mit dem Kleinstwert gerechnet wird, also keine Unterschiede der Reibungsziffer berücksichtigt werden, schließt die Rechnung eine kleine Sicherheit ein.

5. Erddrucktheorie des Reibungsbodens (Coulomb — λ Wert).

Die „klassische“ Theorie von Coulomb beruht auf der Annahme ebener Gleitflächen. Man zerlegt das Bodengewicht G nach

⁴ Streck: Innere Reibung von Sand und Schotter. Mittlg. d. Hannoverschen Hochschulgemeinschaft Heft 15, Abb. 1. Hannover 1933.

Abb. 3 in die bekannte Richtung von Q und die einzuschätzende Richtung von E ; man vernachlässigt dabei, daß sich die drei Kräfte nur in Sonderfällen in einem Punkte schneiden. In Wirklichkeit bilden sich gekrümmte Gleitflächen aus und ergeben einen etwas größeren Erddruck. Doch findet man bei Versuchen ⁵ genügende Übereinstimmung gemessener Erddrucke mit den nach Coulomb ermittelten, um mit letzteren rechnen zu dürfen, wenn ihre Ungenauigkeit (etwa 3—5%) berücksichtigt wird.

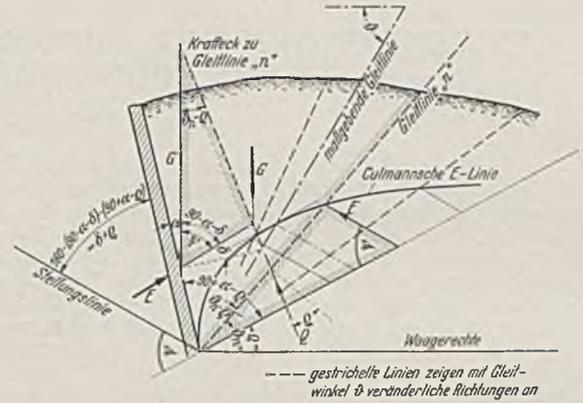


Abb. 4. Culmannsche E-Linie.

Die maßgebende Gleitfläche findet man für beliebig gestaltete Bodenoberfläche mit der Culmannschen Linie (Abb. 4) und für ebene Oberfläche mit Hilfe der Poncelet'schen Konstruktion (Abb. 5). In beiden Fällen wird die Gleitfläche bestimmt, die für die Coulombsche Annahme das größte E liefert. Es ergibt sich das Kuriosum, daß man mittels einer Maxi-

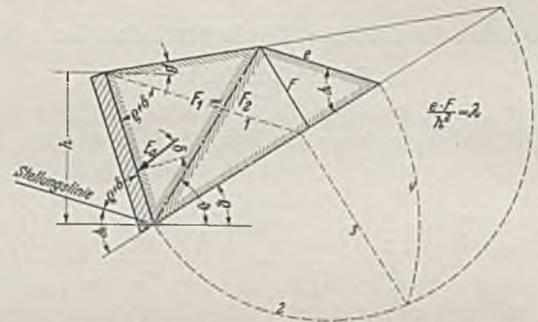


Abb. 5. Lage der maßgebenden Gleitfläche nach Rebhann und Poncelet'sche Konstruktion.

mumtaufgabe das Minimum des Erddrucks bestimmt; denn das gefundene E ist der Mindestwert gemäß Voraussetzung (Ziffer 2).

Der Wert $\lambda = \frac{2E}{\gamma \cdot h^2}$ kann für die wichtigsten Fälle in Zahlentafeln, z. B. denen von Kre y nachgeschlagen werden.

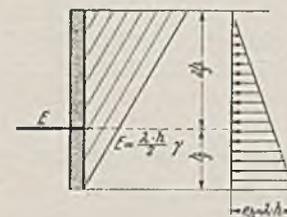


Abb. 6. Verteilung des Erddrucks nach Coulomb.

6. Die Verteilung des Erddrucks.

Nach der Coulombschen Beziehung $e_h = \lambda \cdot \gamma \cdot h$ verteilt sich der Erddruck dreieckförmig wie in Abb. 6 gezeichnet. Durch Versuche von Terzaghi ⁶ ist nachgewiesen, daß die Erddruckverteilung je nach der Art der dem Grenzzustand vorausgehenden kleinen Wandverschiebung sehr verschieden ist und etwa so verläuft wie in

Abb. 7 angedeutet. O h d e ⁷ wies auf den Zusammenhang zwischen der Form der Gleitfläche und der Erddruckverteilung hin und ge-

⁵ Müller-Breslau: Erddruck auf Stützmauern, 1906, S. 141.

⁶ Terzaghi, K: Distribution of the lateral pressure of sand on the timbering of cuts. Proceedings of the international conference on soil mechanics and foundation engineering, Vol. I S. Cambridge 1938. S. 211.

⁷ O h d e: Zur Theorie des Erddruckes unter besonderer Berücksichtigung der Erddruckverteilung. Bautechn. 16 (1938) S. 178.

langte zu einer rechnerischen Bestimmung der Erddruckfläche, wie sie für die wichtigsten Grundformen der Wandverschiebung in Abb. 8 wiedergegeben ist.

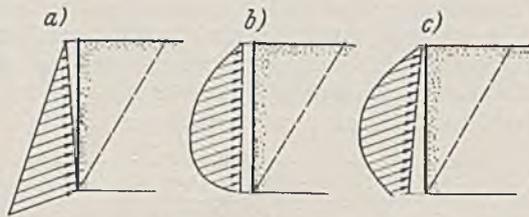


Abb. 7. Wandbewegung und Erddruckverteilung nach Terzaghi.

7. Erddruck unter Kragplatten.

Ruht auf dem Boden hinter einer Stützwand eine gleichmäßig verteilte Auflast, so findet man die Culmannsche E-Linie genau ähnlich und die Lage der maßgebenden Gleitfläche genau gleich der für unbelasteten Boden. Mit den Bezeichnungen der Abb. 9 wäre der Druck des gleichmäßig belasteten Bodens $E_2 = \lambda \cdot \gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot (h_2^2 - h_p^2)$, seine Verteilung trapezförmig.

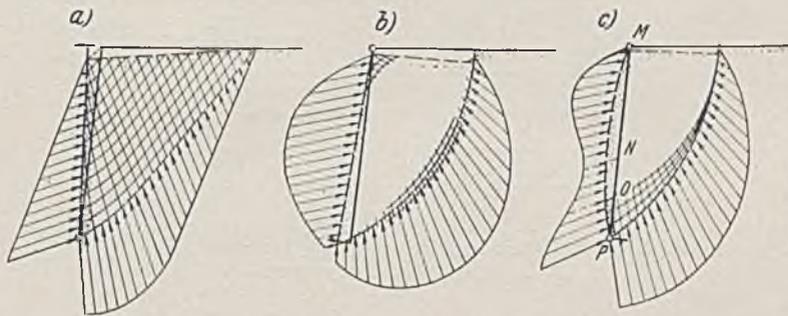


Abb. 8. Erddruckverteilung für verschiedene Wandbewegungen nach Ohde.

Ist die Auflast bis zur Flucht des Punktes A z. B. durch eine Kaimauerplatte abgefangen (Abb. 9), so pflegt man eine Annäherung für die Erddruckfläche wie folgt aufzuzeichnen:

Durch A werden Gerade unter den Winkeln ϱ und ϑ (für unbelasteten Boden) gezogen und ihre Schnittpunkte 1 und 2 mit der Rückfläche der Wand bestimmt. Oberhalb 1 wird die Erddruckfläche für unbelasteten (---), unterhalb 2 für vollbelasteten (-----) Boden aufgetragen, dazwischen geradlinig verbunden (----).

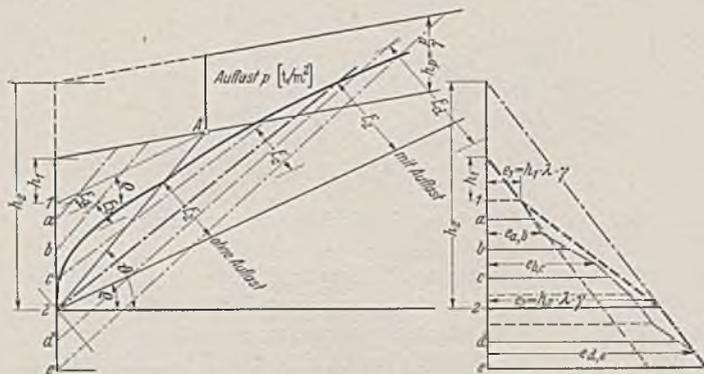


Abb. 9. Erddruck bei Auflast hinten

Zeichnet man für 1, 2 und weitere Punkte a—e die Culmann-Linien und ermittelt die Erddrucke E_a, \dots, E_d usw., so findet man vom Winkel ϑ der Näherungsannahme stark abweichende Richtungen der maßgebenden Gleitlinien (---); ferner findet man durch Auftragen des spezifischen Erddruckes $e_a, b = E_b - E_a$ usw. eine genauere Begrenzungslinie der Erddruckfläche. Es zeigt sich, daß die genauere Erddruckfläche etwas kleiner ist als die angenäherte.

8. Abschirmung des Erddrucks durch Pfahlreihen.

Stehen nahe hinter einer Stützwand Pfähle, so wird ein Teil des zum Abrutschen gegen die Wand neigenden Bodens von den Pfählen aufgehalten und richtet seinen Druck zunächst gegen diese. Die Pfähle schirmen einen Teil des Erddruckes ab. Die Schirmwirkung einer Pfahlreihe und mehr noch eines Pfahlrostes stellt einen höchst verwickelten und bisher nicht gelösten Fragenzusammenhang dar, innerhalb dessen dem Verhältnis der Steifigkeit der Wand zur Steifigkeit der Pfähle besondere Bedeutung zukommt. Für den einfachen Fall praktisch starrer Wand und einer Reihe starrer Pfähle haben Versuche⁸ im kleinen Maßstabe zu der in Abb. 10 wiedergegebenen Beziehung zwischen dem „Verbau“ und dem verbleibenden Erddruck gegen die Wand geführt.

Auch wenn der Verbau 100% beträgt, die Pfahlreihe sich also zur zweiten Wand schließt, muß der Boden zwischen den beiden Wänden einen Erddruck E_m (Silodruck) ausüben. Dieser Mindest-

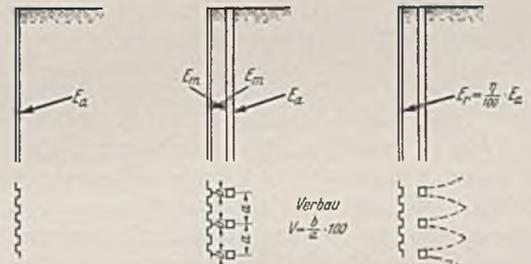
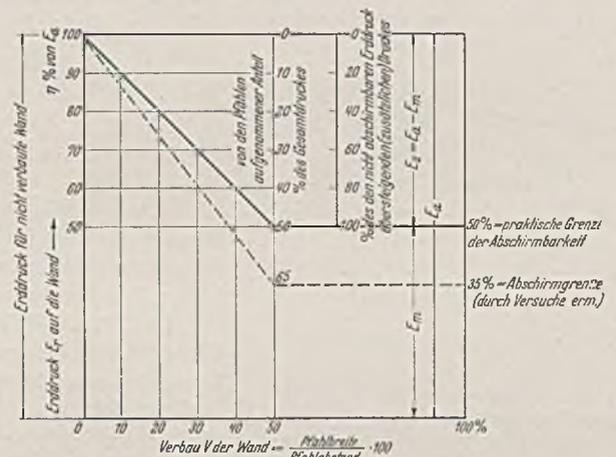


Abb. 10. Abschirmung des Erddruckes durch Pfähle nahe hinter der Wand.

erddruck wird auch, wenn die zweite Wand gitterartig geöffnet wird, solange nicht überschritten, wie die Öffnung unter 50%, der Verbau also über 50% bleibt. Die Pfähle nehmen also einen größeren Teil des aus dem Boden hinter den Pfählen herrührenden Erddrucks auf als der von ihnen verbauten Fläche entspricht.

Von dem Erddruck E_a der unverbauten Wand bleibt selbst nach engstem Verbau ein Mindesterddruck E_m übrig. E_m muß entgegengesetzt gerichtet auch auf die Pfahlebene wirken. $E_a - E_m$ soll „zusätzlicher Erddruck“ E_z genannt werden. Eine Pfahlreihe fängt einen Druck ab, der größer als $b \cdot E_z$ ist. Der verbleibende resultierende Erddruck E_r auf die Wand sei durch die aus Versuchen gewonnene Kennlinie der Abb. 10 zu $E_r = \frac{\eta}{100} \cdot E_a$ bestimmt. Die Pfahlreihe muß also $E_a - E_r$, der einzelne Pfahl a ($E_a - E_r$) aufnehmen.

9. Erddruck bei verschiedenartigen Bodenschichten.

Abb. 11 möge zwei verschiedene Bodenschichten und die maßgebenden Gleitlinien darstellen. Es ist

$$E_1 = E_{AB} = \lambda_0 \cdot \frac{[\gamma_0 \cdot \frac{1}{2} h_1^2 \cdot \text{tg } \psi_1]}{\text{tg } \psi_1} = \frac{\lambda_0}{\text{tg } \psi_1} \cdot \text{Gewicht ABE} (= \text{KFG})$$

⁸ Förster: Die Abschirmung des Erddrucks von Spundwänden durch Pfahlroste. Mittlg. d. Hannoverschen Hochschulgemeinschaft (1937) Heft 17/18. (Diagramm d. Abb. 10 später ergänzt.)

$$E_2 = E_{BC} = \lambda_0 \frac{[\gamma_0 \cdot \frac{1}{2} (h_1 + h_2)^2 \operatorname{tg} \psi_2]}{\operatorname{tg} \psi_2} - E_1$$

$$= \frac{\lambda_0}{\operatorname{tg} \psi_2} \cdot \text{Gewicht (ACG—KFG)}.$$

Nach der Coulombschen Theorie ist nun der Erddruck gegen einen Wandabschnitt unabhängig von dem Druck auf die darüber und darunter liegenden Wandabschnitte und verhältnismäßig dem Gewicht des gegen den betreffenden Wandteil abrutschenden Bodens. In Wirklichkeit kann das anders sein aus gleichartigen Ursachen wie sie die Erddruckverteilung bestimmen. Wir haben aber festgestellt, daß Abweichungen für Fall a, Abb. 8, belanglos sind. Es wird dann

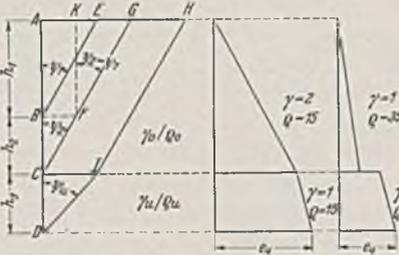


Abb. 11. Erddruck bei verschiedenen Bodenschichten.

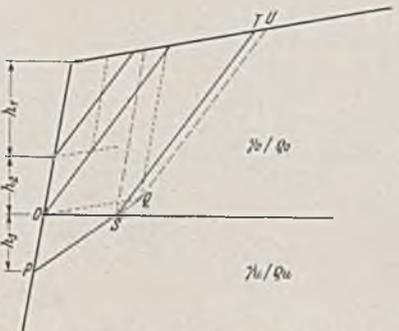


Abb. 12. Erddruck bei verschiedenen und verschieden geneigten Bodenschichten.

$$E_2 = \lambda_{11} \cdot h_3 (\gamma_0 \cdot h_1 + \gamma_0 \cdot h_2 + \gamma_{11} \cdot \frac{1}{2} h_3)$$

und für $h_{11} = 0$

$$(2) \quad e_{11} = \lambda_{11} \cdot \Sigma \gamma \cdot h.$$

In Abb. 11 sind die e -Diagramme für zwei typische Fälle aufgetragen.

Laufen die Erdoberfläche und die Trennungslinie der verschiedenen Bodenschichten nicht parallel, so stellt sich eine Ungenauigkeit ein: Nach

Gl. (2) würde z. B. für die in Abb. 12 dargestellte Lage der Erddruck gegen OP so errechnet werden, als wäre PQU die maßgebende Gleitlinie, während PST zu erwarten ist. Der Erddruck würde etwa um $\frac{\lambda_0}{\operatorname{tg} \psi_0} \cdot \text{Gewicht TSQU}$ zu groß bestimmt, außerdem würde das Prisma OSQ mit γ_{11} statt mit γ_0 eingesetzt sein.

Derartige Fehler werden sich bei mehreren verschiedenen Bodenschichten ausgleichen. Genauere Bestimmungen etwa des Gleitwinkels OPS für den ungleichmäßig belasteten Boden γ_{11}/q_{11} werden meist sehr umständlich, ohne die Genauigkeit wesentlich zu verbessern. Man wird sich daher mit der Abschätzung der Ungenauigkeit begnügen können.

10. Der Gleitwiderstand (Kohäsion).

Kohäsion⁹ wird an einem Boden nie als isolierte Erscheinung beobachtet. Doch darf sie in der Berechnung nicht mit der Reibung verquickt werden, da sie anderen Gesetzen gehorcht als diese.

Echte Kohäsion ist nur Böden aus sehr feinen Bestandteilen eigen. Bei den gleichen Böden tritt „scheinbare“ Kohäsion auf, wenn Oberflächenspannung im Porenwasser entsteht — durch Verdunsten des Wassers an der Oberfläche oder durch Entlastung und Dehnung eines elastischen Bodens.

Entgegengesetzt kann die Kohäsion — und gegebenenfalls auch der Reibungswiderstand — aufgehoben werden, wenn der bindige Boden belastet wird und sich setzen will. Es wird dann Porenwasser überschüssig, und solange es durch das enge Porensystem des Bodens nicht austreten können (was oft Jahrzehnte beansprucht), überträgt es einen Teil der Bodenlasten hydrostatisch. Die Wirkung solcher Kräfte muß bei der Gesamtplanung der Gründung berücksichtigt werden, gegebenenfalls dadurch, daß eine schwierige Bodenschicht ausgebaggert und ersetzt wird oder dadurch, daß in der Erddruckberechnung stark verringerte τ_0 und ϱ angesetzt werden.

Die Inrechnungstellung der an ungestörten Bodenproben in gewöhnlicher Weise ermittelten Kohäsion setzt also einen konsoli-

dierten Boden voraus, dessen Porenwasserdruck ausgeglichen ist. In diesen Zustand werden auch die Bodenproben gebracht, bevor die Scherversuche gemäß Abb. 1 vorgenommen werden, aus denen der Wert τ_0 gewonnen wird.

Durch den Scherversuch wird jedoch τ_0 nicht eindeutig bestimmt. Wie die von Tiedemann¹⁰ für einen bestimmten Tonboden ermittelten Kurven der Abb. 13 zeigen, ist der Gleitwiderstand abhängig von dem Weg der Verschiebung in der Gleitfläche. Nach dem Überschreiten eines „Bruchpunktes“ sinkt der

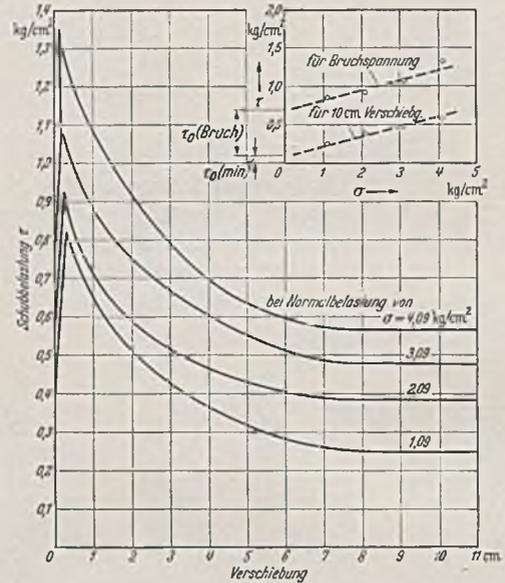


Abb. 13. Schubfestigkeit und Verschiebung für einen bestimmten Tonboden nach Tiedemann.

Gleitwiderstand rasch. Wo große Verschiebungen in einer schmalen Gleitzone zu erwarten sind, wird der Gleitwiderstand für Bemessungs-Berechnungen daher besser nicht mit angesetzt.

11. Erddrucktheorie der bindigen Böden.

Gäbe es einen reibungslosen doch bindigen Boden, so würden auf einen entsprechend der Abb. 3 angenommenen Gleitkeil folgende Kräfte wirken: Das Gewicht G als treibende Kraft, sodann als rückhaltende Kräfte der Scherwiderstand K_s des Bodens in der Gleitfläche = $k_s \cdot l$ und das Anhaften K_a des Bodens an der Stützwand = $k_a \cdot z$. Der zur Verhinderung des Abrutschens mindestens

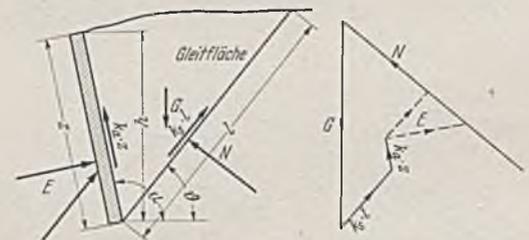


Abb. 14. Erddruck bei Gleitwiderstand ohne Reibung.

von der Wand aufzubringende Widerstand, also der dem Erddruck E entsprechende Gegendruck, ist in seiner Richtung nicht — wie beim rolligen Boden durch den Wandreibungswinkel — bestimmt. Aus dem Kräfteck der Abb. 14 ergibt sich, daß E bei mit der Gleitfläche gleichlaufender Richtung seinen geringsten Wert annimmt.

Die angreifenden und rückhaltenden Kräfte stehen nicht in geradliniger Abhängigkeit. G ändert sich, abgesehen vom angenommenen Gleitwinkel ϑ mit h^2 , bzw. z^2 bzw. l^2 ; dagegen ändern sich $k_s \cdot l$ und $k_a \cdot z$ geradlinig mit l bzw. z . So gibt es für jeden bindigen Boden eine Höhe h, bis zu der auch ohne jeden Widerstand E des Bauwerks Gleichgewicht herrscht, der Boden also von selbst steht. Entsprechend nimmt das Kräfteck für jede Höhe h

¹⁰ Tiedemann: Über die Schubfestigkeit bindiger Böden. Bautechn. 15 (1937) S. 433.

⁹ Terzaghi: Erdbaumechanik. Wien 1925, S. 94.

eine andere Form an. Die Angabe eines dem λ -Wert der rolligen Böden entsprechenden Faktors ist daher nicht möglich.

Gesetzmäßigkeiten für die Lage der maßgebenden Gleitfläche sind von Fellenius¹¹ für bestimmte Sonderfälle aufgezeigt: Für den hypothetischen reibungslosen Boden mit waagerechter Oberfläche ist $\vartheta = \frac{1}{2} \alpha$; bei Boden mit Reibung und Bindung richtet sich im Rankinschen Sonderfall ϑ nur nach ρ . In anderen Fällen wäre zur Bestimmung der genauen Lage der maßgebenden

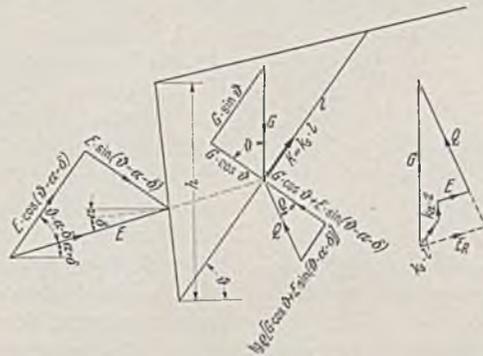


Abb. 15. Erddruck bei Reibung und Gleitwiderstand.

Gleitfläche die Lösung einer umfangreichen Minimaufgabe nötig. Unter Vernachlässigung von $k_a \cdot z$ ist nach Abb. 15 $E \cdot \cos(\vartheta - \alpha' - \delta) + E \cdot \sin(\vartheta - \alpha' - \delta) \cdot \operatorname{tg} \rho - G \cdot \sin \vartheta + G \cdot \cos \vartheta \cdot \operatorname{tg} \rho + k_s \cdot l = 0$.

$$E = E_R - K_E = G \cdot \frac{\sin \vartheta - \cos \vartheta \cdot \operatorname{tg} \rho}{\cos(\vartheta - \alpha' - \delta) + \sin(\vartheta - \alpha' - \delta) \cdot \operatorname{tg} \rho} - \frac{k_s \cdot l}{\cos(\vartheta - \alpha' - \delta) + \sin(\vartheta - \alpha' - \delta) \cdot \operatorname{tg} \rho}$$

Auf die Durchführung der Minimaufgabe wird allgemein verzichtet und die maßgebende Gleitfläche als durch den Reibungswinkel allein bestimmt angenommen.

K_E wird dann am bequemsten zeichnerisch mittels eines Kräftecks bestimmt. In der Erddruckfläche stellt K_E ein Rechteck mit der Abszisse $\frac{K_{Eh}}{h}$ dar (Abb. 16).

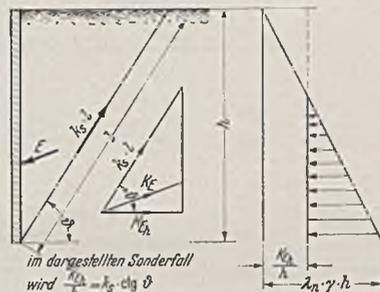


Abb. 16. Abzug des Gleitwiderstandes von der Erddruckfläche.

Wo nur die normal zur Wandachse verlaufenden Kräfte ($\lambda \cdot \cos \delta$) in die Erddruckfläche aufgenommen werden, und wo zu-

¹¹ Fellenius: Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion, Berlin 1927.

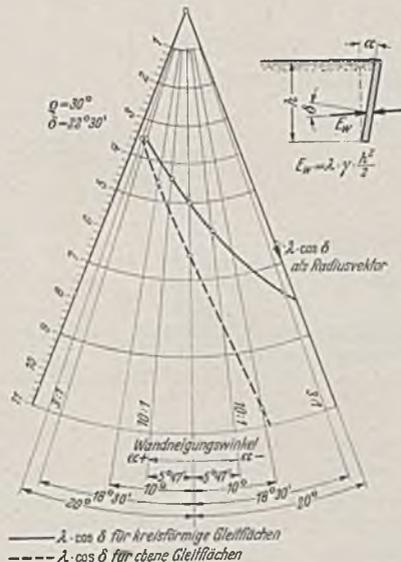


Abb. 18. λ_w -Werte bei Annahme ebener und kreisförmiger Gleitflächen für verschiedene Wandneigungen und für Böden von $\rho = 30^\circ$ und $\delta = 22 \frac{1}{2}^\circ$.

gleich der Sonderfall lotrechter Wand und waagerechter Erdoberfläche vorliegt, ergibt sich gemäß Abb. 16 die Abszisse für den Gleitwiderstand zu

$$(3) \quad \frac{K_{Eh}}{h} = k_s \cdot \operatorname{ctg} \vartheta.$$

12. Theorie des Erdwiderstandes.

Unter angreifendem Erddruck wurde die Kraft E_a verstanden, die vom Bauwerk mindestens als Widerstand aufgebracht werden muß, um das Abrutschen des Bodens zu verhindern. Entsprechend

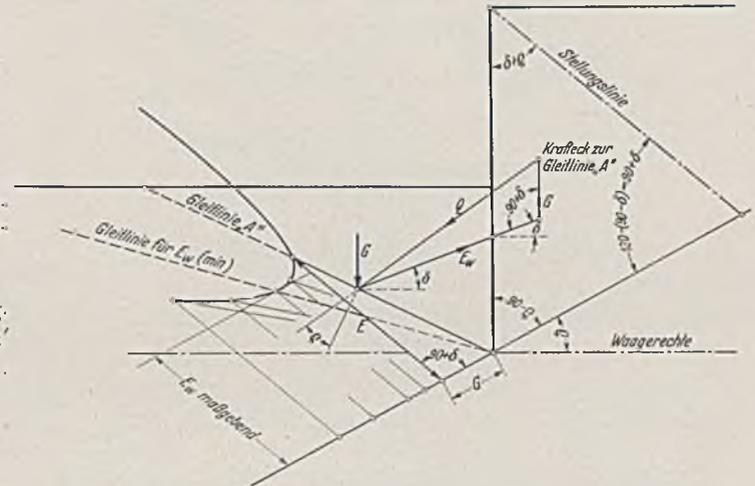


Abb. 17. Culmannsche E-Linie für Erdwiderstand.

wird als Erdwiderstand die Kraft E_w ermittelt, mit der das Bauwerk mindestens gegen den Boden drücken müßte, sollte dieser zum Hinaufrutschen gebracht werden.

Während nun die Richtung des Erddrucks der Bewegungsneigung des Bodens und den Reibungsziffern allein entspricht, hängt die Richtung des Erdwiderstandes auch von der Richtung der vom Bauwerk gegen den Boden angreifenden Kraft ab. Ist die angreifende Kraft waagrecht gerichtet und geht von einer lotrechten Wand aus, die nach oben ausweichen kann, so bleibt die Reibung zwischen Boden und Wand ohne Einfluß auf die Größe des Erdwiderstandes. Ist die angreifende Kraft unter dem Winkel δ der Reibung zwischen Boden und Wand oder steiler geneigt, so kann auch der Erdwiderstand bis zur Größe des Winkels δ gegen die Wandnormale geneigt sein.

Wie für den Erddruck in Abb. 3 und 4 läßt sich auch für den Erdwiderstand ein Grenzwert bei Annahme ebener Gleitflächen aus

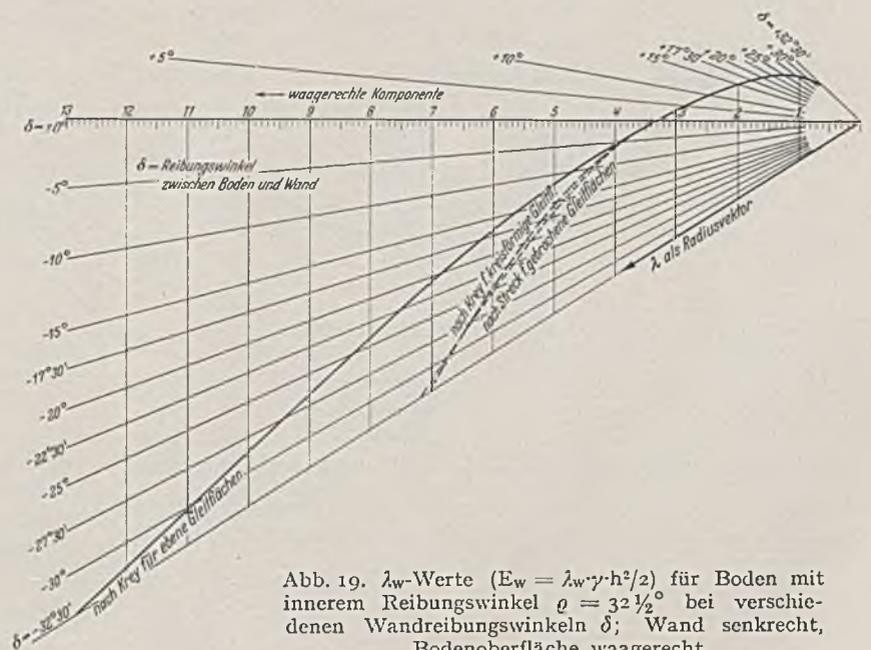


Abb. 19. λ_w -Werte ($E_w = \lambda_w \cdot \gamma \cdot h^2 / 2$) für Boden mit innerem Reibungswinkel $\rho = 32 \frac{1}{2}^\circ$ bei verschiedenen Wandreibungswinkeln δ ; Wand senkrecht, Bodenoberfläche waagrecht.

der Culmann-Linie (Abb. 17) oder rechnerisch bestimmen. Einheitswerte (λ_w) sind in den Zahlentafeln von Krey und Möller für verschiedene Winkel ϱ und δ angegeben.

Die Annahme ebener Gleitflächen ist jedoch bei der Bestimmung des Erdwiderstandes in vielen Fällen grob fehlerhaft; wie Abb. 18 und 19 zeigen, darf sie nur bei großen positiven Wandneigungswinkeln und kleinen Wandreibungswinkeln angewandt werden. Die Beobachtung¹² erweist gekrümmte Gleitflächen.

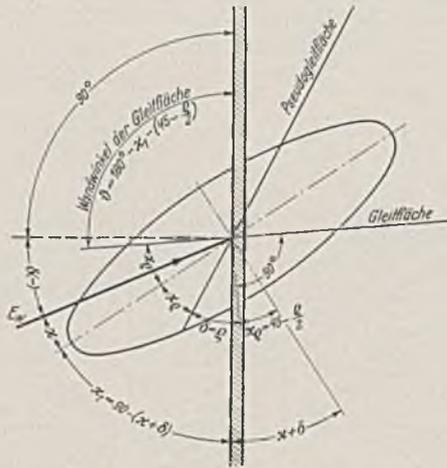


Abb. 20. Spannungsellipse für Erdwiderstand mit δ (—).

Der Winkel, unter dem die gekrümmte Gleitfläche an der Wand ansetzt, läßt sich mathematisch bestimmen mittels der Spannungsellipse¹³, deren Hauptachsenverhältnis $n = \frac{P}{Q}$ eine Funktion des Winkels ϱ ist: $n = (\text{tg } \varrho + \sqrt{\text{tg}^2 \varrho + 1})^2$. Zu jeder Schnittfläche durch ein betrachtetes Bodenteilchen gehört eine bestimmte Richtung der resultierenden Normal- und Schubspannung. Der Winkel zwischen diesen an der Wand ist als δ bekannt. Nach Krey ist dann der Winkel zwischen Wand und Hauptachse der Spannungsellipse:

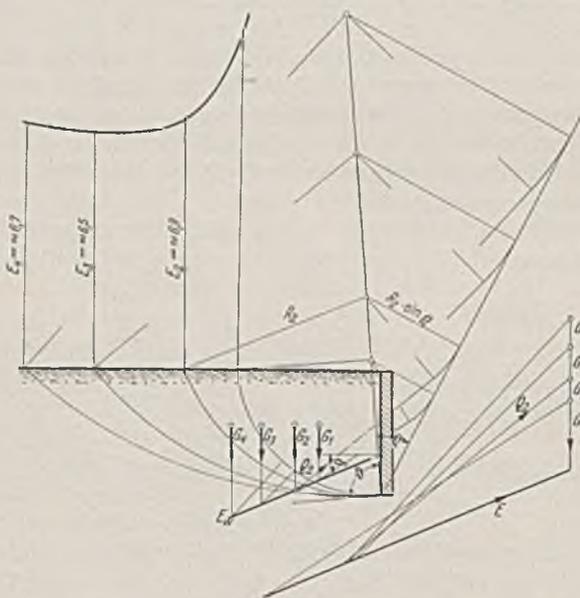


Abb. 21. Erdwiderstand für kreisförmige Gleitflächen.

$$\text{tg } \alpha_{1,2} = \frac{n-1}{2n \cdot \text{tg } \delta} + \sqrt{\left(\frac{n-1}{2n \cdot \text{tg } \delta}\right)^2 - \frac{1}{n}}$$

und der Wandwinkel $\vartheta = 180 - \alpha_1 - \left(45 - \frac{\varrho}{2}\right)$; er ist übrigens also unabhängig von der Neigung der Wand selbst und der Bodenoberfläche und findet sich bei Krey in Zahlentafeln für alle ϱ und δ .

¹² Möller: Erddrucktabellen. Liefg. 1. Leipzig 1922. Abb. 42. Streck: Beitrag zur Frage des passiven Erddrucks. Bauing. 7 (1926) S. 1

¹³ Krey: Erddruck, Erdwiderstand. Berlin 1932, S. 34.

Mit dem Wandwinkel der Gleitfläche ist nur ihre Ausgangsrichtung gegeben. Über den weiteren Verlauf müssen wieder Annahmen gemacht werden. Krey nimmt die Kreisform an. Der maßgebende Radius wird durch Vergleich der für verschiedene Gleitkreise bestimmten Kräfte E_w gefunden (Abb. 21).

Um die Kräftecke zeichnen zu können, braucht man die Richtung von Q . Da jede Teilkraft ΔQ gegen das entsprechende Bogenstückchen Δs des Gleitkreises (R) um ϱ geneigt ist und daher den konzentrischen Kreis vom Radius $R \cdot \sin \varrho$ berührt, wird mit geringer Ungenauigkeit angenommen, daß auch die Resultierende Q diesen Kreis $R \cdot \sin \varrho$ berühre.

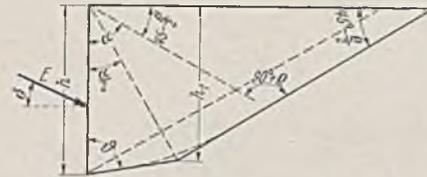


Abb. 22. Gebrochene Gleitfläche des Erdwiderstandes nach Streck.

Streck¹⁴ hat an Versuchen beobachtet, daß sich die Gleitlinie im widerstehenden Sandboden wie in Abb. 22 skizziert ausbildet: Nahe der Wand gekrümmt, doch gegen die Bodenoberfläche annähernd geradlinig auslaufend. Für die Rechnung ersetzt er die teilweise gekrümmte durch eine gebrochene Gleitfläche, in dem er an Stelle des gekrümmten Flächenteiles dessen Tangentialebene nimmt. Zur Bestimmung der waagerechten Komponente des Erdwiderstandes bei lotrechter Wand und waagerechter Hinterfüllung gibt er die Formel:

$$E_{\text{waagr.}} = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \left[\frac{a \cdot \text{ctg } (\vartheta - \varrho) + \mu \cdot n^2}{1 - \text{tg } \delta \text{ ctg } (\vartheta - \varrho)} \right] = \lambda \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$$

darin ist:

$$n = \frac{h_1}{h} \quad (\text{graphisch zu ermitteln}) \quad \mu = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\varrho}{2} \right)$$

$$a = (n + n^2) \text{tg} \frac{\left(45 + \frac{\varrho}{2} \right)}{2}$$

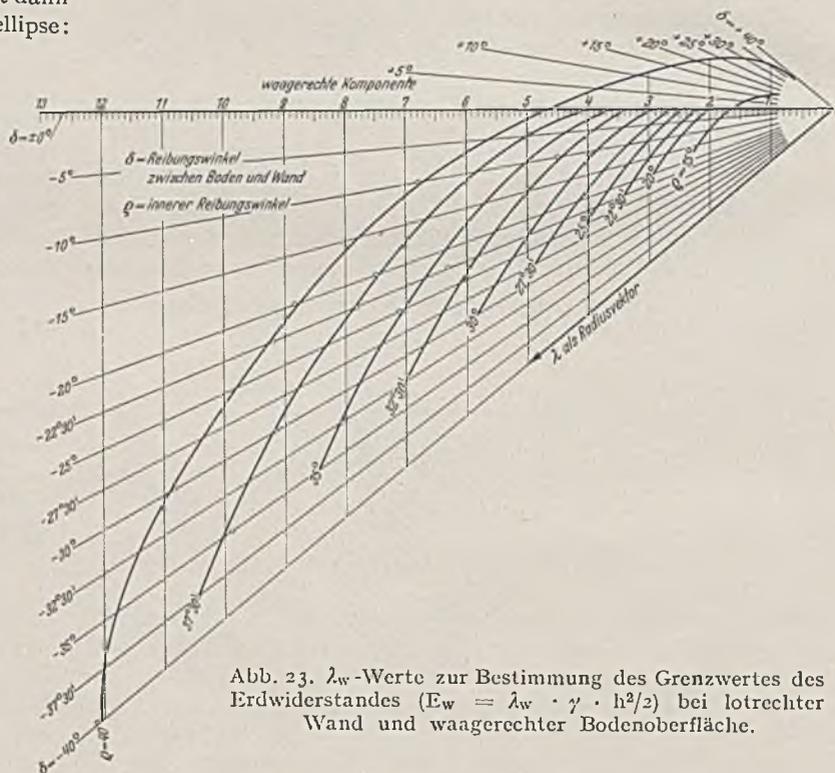


Abb. 23. λ_w -Werte zur Bestimmung des Grenzwertes des Erdwiderstandes ($E_w = \lambda_w \cdot \gamma \cdot h^2/2$) bei lotrechter Wand und waagerechter Bodenoberfläche.

Die von Krey für kreisförmige und von Streck für gebrochene Gleitflächen errechneten λ -Werte liegen nahe beieinander (Abb. 19). Dem wirklichen Erdwiderstand entsprechen die für gekrümmte oder gebrochene Gleitflächen errechneten λ -Werte am besten, was sich daraus erklärt, daß der Boden natürlich auf dem Wege ausweicht, der ihm den geringsten Widerstand bietet. Mit den für ebene Gleit-

¹⁴ Vgl. 12.

flächen bestimmten λ rechnet man also zu günstig. Daß mit den beiden ungünstigen Annahmen der Weg des geringsten Widerstandes sehr genau erfaßt ist, haben Vergleiche zwischen Rechnungs- und Versuchsergebnissen mehrfach gezeigt¹⁵.

Für den Sonderfall lotrechter Wand und waagerechter Geländeoberfläche sind von Krey in der vierten Auflage seines Buches, Zahlentafel 118, die λ -Werte für verschiedene Boden- und Wandreibungswinkel aufgetragen. Die gleichen Werte sind als Radien-

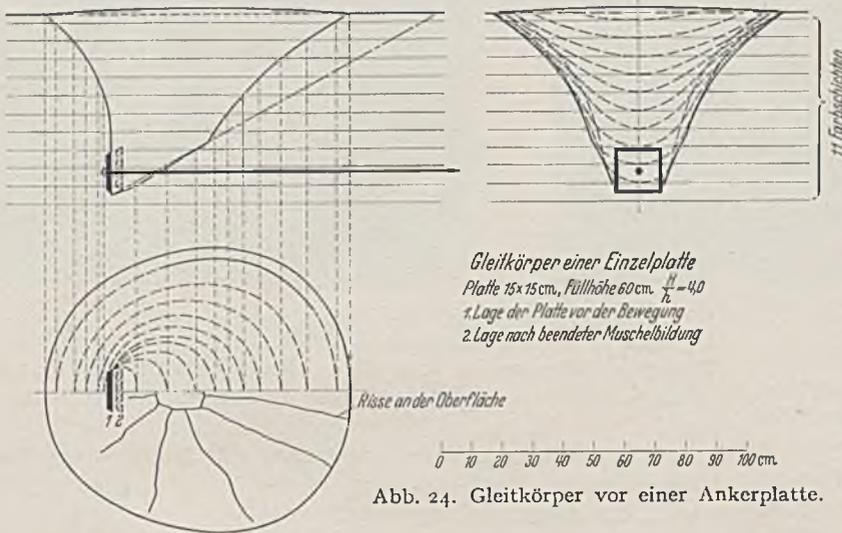


Abb. 24. Gleitkörper vor einer Ankerplatte.

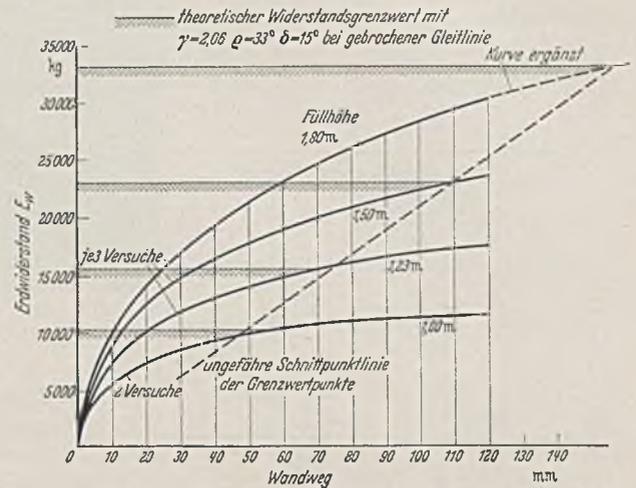


Abb. 27. Franziusche Erddruckerwartungsversuche mit parallel verschobener Wand.

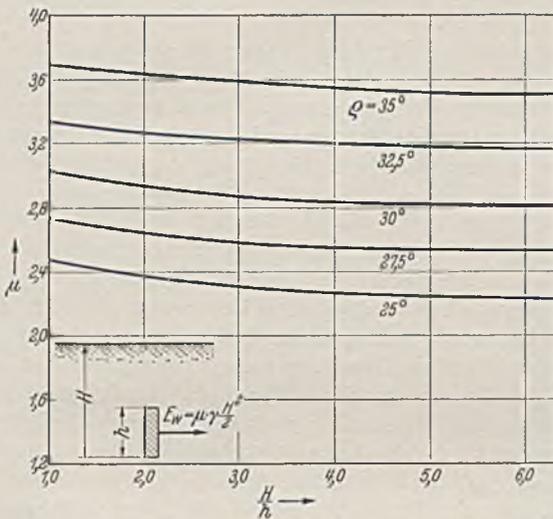


Abb. 25. μ -Werte für die Berechnung durchlaufender Ankerplatten nach Buchholz.

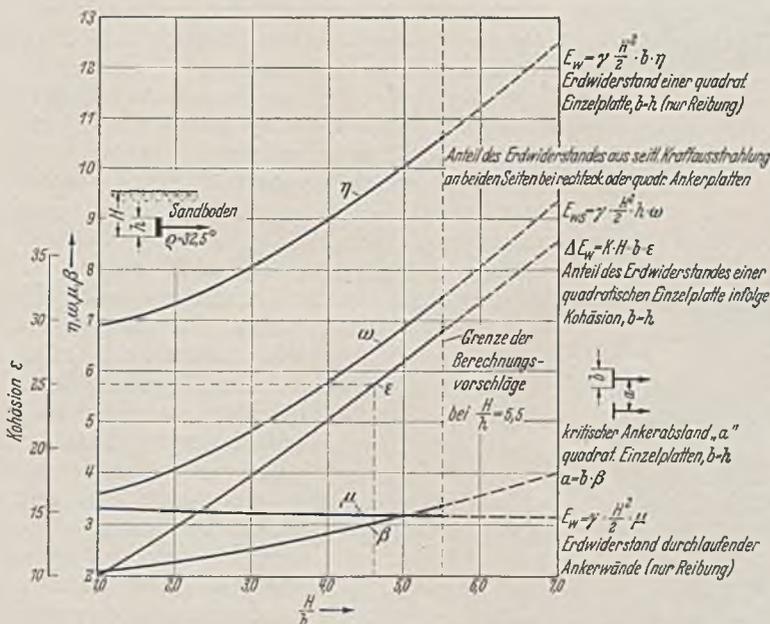


Abb. 26. Widerstandswerte für einzelne und durchlaufende Ankerplatten bei Sandboden von $\rho = 32\frac{1}{2}^\circ$ nach Buchholz.

vektoren bei den aufgetragenen Wandreibungswinkeln δ in Abb. 23 wiedergegeben; diese Darstellung ermöglicht es, die meist benötigte waagerechte Komponente ohne Rechnung abzulesen.

13. Erddruckerwartung auf Ankerplatten.²⁵

Eine durch die Ankerzugkraft gegen Sandboden gepreßte Ankerplatte löst im Grenzzustande des Gleichgewichts einen Gleitkörper, wie er in Abb. 24 dargestellt ist. Liegen die Ankerplatten genügend eng beieinander, daß der „kritische Ankerabstand“ nicht überschritten wird, so wirken die Einzelanker wie eine durchgehende Ankerwand. Die Theorie der Berechnung des Grenzwertes des Erddruckerwartunges auf durchlaufenden Platten und auf Einzelplatten beruht auf der Theorie gebrochener Gleitflächen; sie ist von Buchholz entwickelt und zu dem seinen Ausführungen entnommen und in den Abb. 25 und 26 abgedruckten Ergebnis geführt¹⁶.

14. Erddruckerwartung und Bewegung.

Beim Ansatz des Erddruckerwartunges in Berechnungen ist zu berücksichtigen, daß die λ -Werte nicht den von vornherein vorhandenen Widerstand, sondern nur dessen Grenzwert kennzeichnen, den Wert also, der im günstigsten Falle erreicht werden kann. Das Erreichen des Grenzwertes ist an die Vorbedingung gewisser Verschiebungen geknüpft.

Dies zeigen besonders die von Franzius¹⁷ durchgeführten „Versuche mit passivem Erddruck in natürlichem Maßstabe“, deren Ergebnis durch Abb. 27 gekennzeichnet ist. Die Versuche wurden mit feuchtem eingestampften Sand durchgeführt.

Für hinterfüllten Boden ist zweifellos mit den beträchtlichen Verschiebungen, die die Versuche ergeben haben, zu rechnen, wenn der Widerstand des Bodens bis zu seinem Grenzwert ausgenutzt werden soll. Bei „gewachsenem“ Boden wird das Verhältnis von Verschiebung und Widerstand günstiger.

Versuche von Buchholz und Petermann¹⁸ über Erddruckerwartung gewachsenen Bodens auf Ankerplatten brachten unter anderm die in den Abb. 28 und 29 dargestellten Ergebnisse. Sie bestätigen im allgemeinen die Theorie. Die in der Natur gefundenen Spitzenwerte weisen eine beträchtliche Streuung auf; sie liegen teilweise beachtlich über dem errechneten Wert. Die durch die Versuche gefundenen Kraft-Weg-Kurven zeigen, daß auch

¹⁶ Buchholz: Der Erddruckerwartung auf Ankerplatten. Jb. hafentechn. Ges. Bd. 12. Berlin 1930/31.

¹⁷ Bauing. 9 (1928) S. 787 u. 813.

¹⁸ Buchholz u. Petermann: Berechnungsverfahren für Ankerplatten und Wände. Bauing. 16 (1935) S. 227.

¹⁵ Mecke: Versuche über passiven Erddruck. Mittlg. d. Hannoverschen Hochschulgemeinschaft Heft 16, 1935 — vgl. ferner Anm. 12.

im gewachsenen Boden dem Erreichen des Erdwiderstandsgrenzwertes eine beachtliche Verschiebung vorgeht.

15. Die Verteilung des Erdwiderstandes.

Wie die Verteilung des angreifenden Erddrucks (Abb. 8) ist auch die Verteilung des Erdwiderstandes abhängig von der Art der Wandbewegung. Ohde⁷ gibt die grundsätzliche Form der Widerstandsverteilung für zwei Hauptfälle der Wandbewegung gemäß Abb. 30 an.

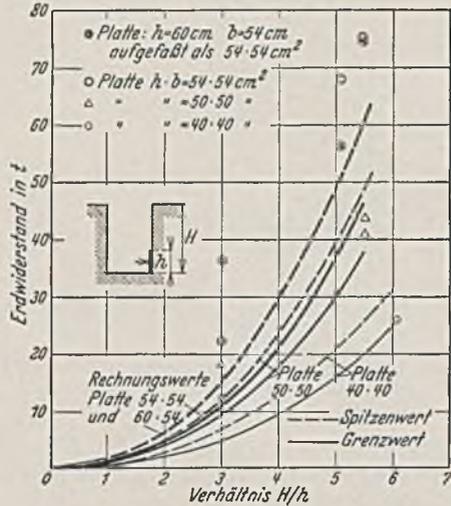


Abb. 28. Vergleich gemessenen und errechneten Widerstandes gewachsenen Bodens auf Ankerplatten.

Im übrigen spielen bei der Verteilung des Erdwiderstandes eine Reihe von Einflüssen mit, die im folgenden Abschnitt behandelt werden.

16. Auflagerung und Einspannung durch Erdwiderstand.

Die bei Auflagerung und Einspannung von Stützwänden im Boden hervorgerufenen Erdwiderstandskräfte und ihre Verteilung lassen sich im allgemeinen nicht genau berechnen. Die im folgenden an-

geschriebenen Gleichungen sind nicht zu lösen; sie dienen jedoch zur Bezeichnung gewisser Zusammenhänge und zur Erläuterung des Umfangs und des Ineinandergreifens nicht genau bestimmbarer Wirkungen, die es gilt, durch geeignete Schätzungen und Annahmen zu berücksichtigen.

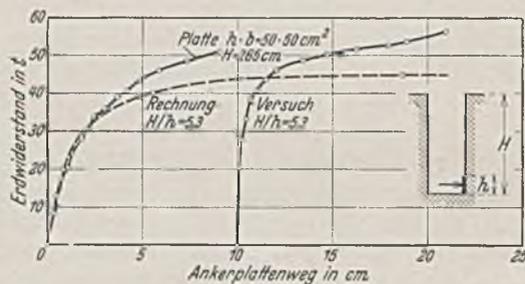
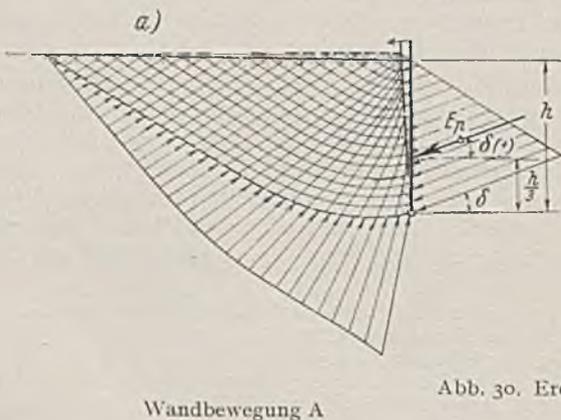


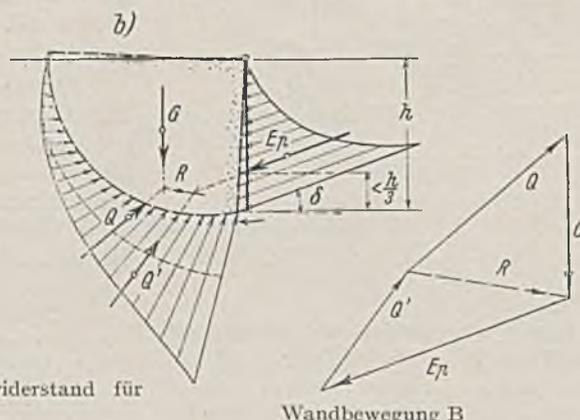
Abb. 29. Vergleich gemessener und errechneter Kraft/Weg-Kurven beim Widerstand gewachsenen Bodens auf Ankerplatten.

Angreifender und widerstehender Boden seien durch eine Spundwand geschieden. Der Widerstandsdruck wird abgegrenzt durch folgende Bedingungen:

$$1. \int_{h=0}^{h=t} \sigma_w = a \sum E_a + a_1 \sum A_E + a_2 \sum W_d$$



Wandbewegung A



Wandbewegung B

Abb. 30. Erdwiderstand für

mit der Bedeutung:

$$\int_{h=0}^{h=t} \sigma_w = \text{gesamter Widerstandsdruck}$$

$\sum E_a$ = Grenzwert des gesamten angreifenden Erddrucks
 a, a_1, a_2 = durch die Verteilung der angreifenden Kräfte auf das obere Auflager und den widerstehenden Boden bedingte Faktoren,

$\sum A_E$ = Zuschlag zum Erddruckgrenzwert wegen Pressung beim Rammen und sonstiger Einflüsse,

$\sum W_d$ = gesamter Wasserüberdruck,

$$2. \int_{h=0}^{h=t} \sigma_w \leq \sum E_w, \text{ d. h. der Widerstandsdruck kann nicht}$$

größer werden als die Summe der Grenzwerte des Erdwiderstandes. Er ist im allgemeinen geringer.

Mit diesen abgrenzenden Bedingungen über die Größe des Widerstandsdruckes ist noch nichts über seine Verteilung gesagt. Diese kann sehr verschiedene Formen annehmen. Sie ist abhängig von:

1. der Größe und Verteilung des angreifenden Erddrucks und Wasserdrucks,
2. der Biegsamkeit der Spundwand,
3. der Widerstandsziffer.

Der Einfluß von Größe und Verteilung des angreifenden Erddrucks auf die Verteilung des Erdwiderstandes erhellt zugleich bei der Betrachtung des Einflusses der Biegsamkeit. Vorweg sei auf die teilweise Gegenseitigkeit der Abhängigkeit der angreifenden und widerstehenden Kräfte hingewiesen, eine Gegenseitigkeit, die Annahmen von vornherein nötig macht.

Zur Veranschaulichung des Einflusses der Biegsamkeit auf die Widerstandsverteilung wurden die in den Abb. 31—33 wiedergegebenen Versuche gemacht.

Bei Versuch I mit unbiegsamer Wand zeigt die Ausbildung der Gleitlinie bis zum Wandfußpunkt, die Verschiebung der Bodenteilchen an der Wand und das Ausweichen auf der Widerstandsseite, daß sich der Grenzzustand des Gleichgewichtes überall einstellte, der größtmögliche Wandreibungswinkel zur Auswirkung kam und der Erdwiderstand den Grenzwert erreichte. Danach ergibt sich der in Abb. 31b skizzierte Kräfteverlauf.

Läßt man den Boden vor der Wand höher anstehen, so tritt keine Bewegung ein: $\sum E_w > a \cdot \sum E_a$, der Grenzzustand des Gleichgewichtes wird nicht erreicht. Damit fehlt aber die Voraussetzung, auf der die Coulombsche Erddrucktheorie aufbaut, und es kann ein anderer Erddruck als der des Grenzwertes auftreten. Es gibt für diesen Fall viele mögliche Gleichgewichtszustände. Ein annehmbarer Gleichgewichtszustand ist in Abb. 31c dargestellt. Mangels Bewegungsneigung zwischen Boden und Wand wird δ gering bleiben. Außerdem sei durch das Einrammen der Erddruck um A_E über den Grenzwert angewachsen. Ein Vergleich der Abb. 31b und c veranschaulicht, daß die Beanspruchung einer starren Wand durch tieferes Einrammen ungünstiger wird.

Bei der starren Wand ist durch entsprechende Bemessung der Höhe des widerstehenden Erdreichs ein Grenzzustand zwischen

Gleichgewicht und Bewegung auffindbar. Nicht so bei der biegsamen Wand. Hier tritt in jedem Fall eine Bewegung ein. Der

Gleichgewichtszustand tritt erst nach Auswirken des Erddrucks, nach folgender Formveränderung der Wand und größerer oder geringerer Bewegung des Bodens ein. Durch diese Bewegung im Boden werden zusätzliche Spannungen, wie sie z. B

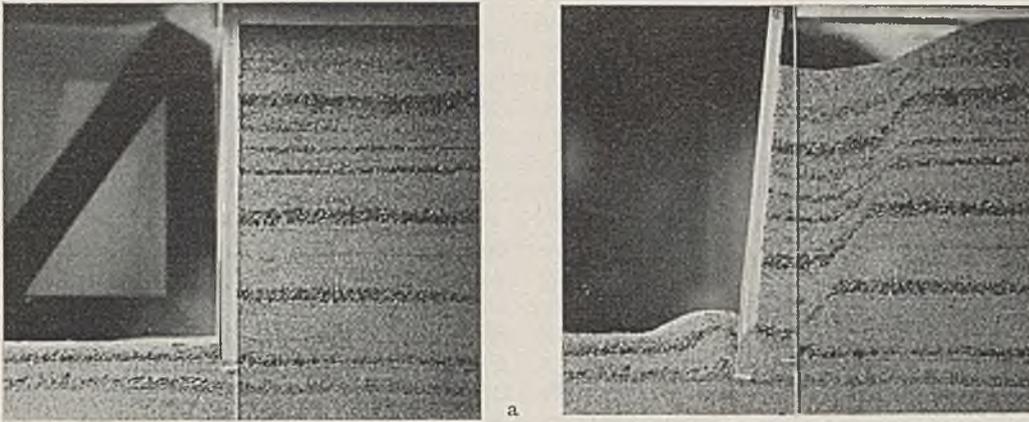


Abb. 31. Erddruckversuch I mit starrer Wand.

durch das Rammen entstanden sein mögen, beseitigt, und es bleibt nur der theoretische Erddruck bestehen.

Versuch II ist mit einer sehr weitgehend biegsamen Wand durchgeführt. Mit der Durchbiegung hat nicht nur der drückende Boden Raum gefunden zu rutschen und seine Druckhöhe zu vermindern, es ist auch eine erhebliche Veränderung der Wandneigung eingetreten, und dadurch haben Erddruck und Erdwiderstand eine ganz andere Richtung und Größe erhalten als bei der lotrechten Wand. Deutlich ist in der Abb. 32a die Grenze der Rutschung zu erkennen. Sie führt durch die fast knickartig scharfe untere Biegung der Wand. Oberhalb dieser Grenze sind Erddruck und Erdwiderstand an jeder Stelle der durchgebogenen Wand unter dem Winkel δ nach dem für Wandneigung und Reibung aus der Zahlentafel zu entnehmenden λ -Wert anzusetzen. Der Widerstand ist hier voll ausgenutzt. Nach gewisser Vereinfachung stellen sich etwa die in Abb. 32b dargestellten Kraftverhältnisse heraus. Unterhalb der Bewegungsgrenze kann der Erddruck höher sein als die Tabellenwerte ergeben, und der Erdwiderstand wird nicht bis zum Grenzwert ausgenutzt.

Bei der Darstellung der Erdkräfte für Versuch II wurden die Einspannkräfte im Boden vernachlässigt. Sie sind bei der sehr biegsamen Wand gering, bei der unendlich biegsamen Wand mit $I = 0$ könnten keine Einspannkräfte auftreten, weil die Wand in diesem Falle keinerlei Biegemoment aufnehmen könnte. Es wurde gezeigt, daß auch bei der starren Wand keine Einspannung im Boden zustande kommt, weil hier durch $I = \infty$ die Resultierende der Widerstandskräfte bis an den Fuß der Wand geschoben und der schon nahe unter der Oberfläche mögliche Widerstand nicht ausgenutzt werden kann.

Zwischen diesen Grenzfällen liegt die biegsame und zugleich widerstandsfähige Wand, für die Versuch III (Abb. 33) ein Beispiel gibt, das allerdings der Deutlichkeit halber so gewählt wurde, daß es immer noch reichlich große Durchbiegungen aufweist. Für die Verteilung des Erdwiderstandes wird oben (E_{w1}) der Grenzwert bei voller Reibung, darunter (E_{w2}) entsprechend der vertikalen Komponente des angreifenden Erddrucks ein geringerer Wert anzusetzen sein.

Eine Berücksichtigung des Drehwinkels der Wandfläche gemäß Abb. 8 und Abb. 30 würde die Unterschiede der in Abb. 31—33 dargestellten Widerstandsverteilung noch verschärfen. Hier ist sie unter Benutzung der Grenzwerte gradlinig eingezeichnet, um möglichst einfach

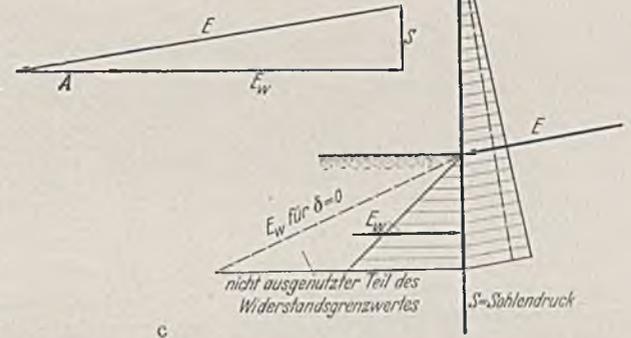
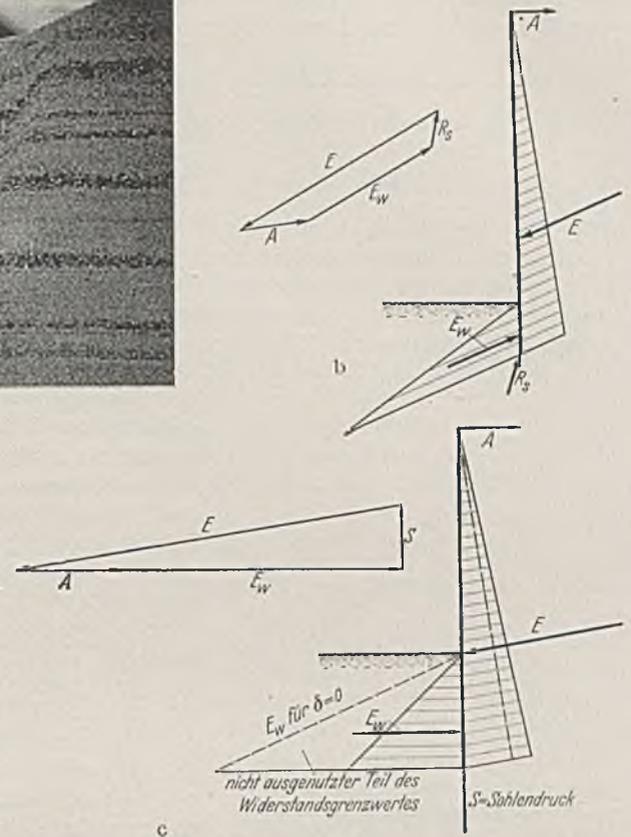


Abb. 32. Erddruckversuch II mit sehr nachgiebiger Wand.

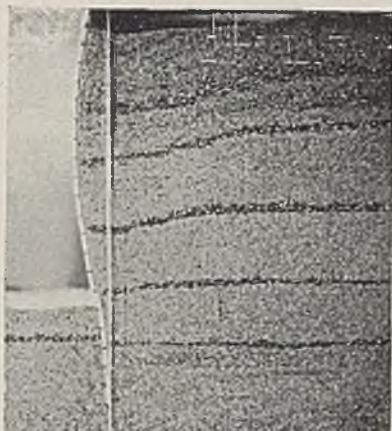
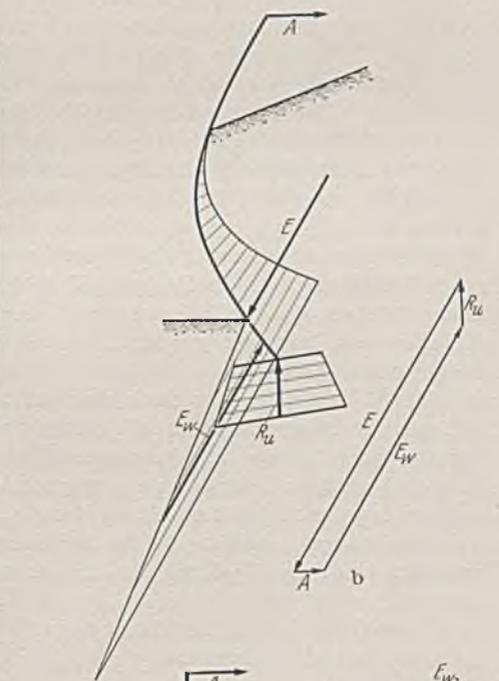
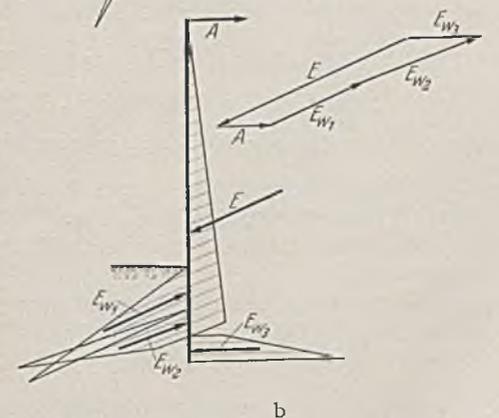


Abb. 33. Erddruckversuch III mit biegsamer Wand.



das Bestehen einer Beziehung zwischen Biegsamkeit und Inanspruchnahme der möglichen Widerstandswerte herauszustellen.

Die allgemeine Gleichung der Biegelinie $E \cdot I \cdot \frac{d^4 y}{dx^4} = p$ oder mit den hier verwandten Bezeichnungen

$$E \cdot I \cdot \frac{d^4 y}{dh^4} = \sigma_w + e_a + \Delta_e$$

sagt über diese Beziehung nichts aus, solange p als vom inneren Kräftespiel unabhängige äußere Kraft auftritt. Für diesen Fall kann zu der also gegebenen Belastungsfläche mittels der üblichen graphischen Integration (Momentenlinie zu der als Belastung aufgefaßten Biegemomentenfläche) eine Biegelinie gezeichnet werden, deren Form unabhängig von der Biegsamkeit ($E \cdot I$) ist.

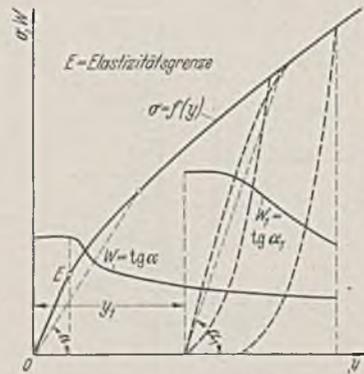


Abb. 34. Rifaatsches Spannungs-Verschiebungsdiagramm für Sand.

Diese Gleichung leitet über zu der dritten die Widerstandsverteilung beeinflussenden Größe, der Widerstandsziffer. Die Tatsache einer Abhängigkeit der Pressung von der Verschiebung ist schon der Abb. 27 zu entnehmen. Es ergibt sich aus den Franziuschen Versuchen ferner, daß die Beziehung $\sigma_w = f(y)$ nicht gradlinig ist und sich mit h verändert. Eingehende Untersuchungen über diesen Gegenstand hat Rifaat¹⁹ angestellt. Er schreibt $\sigma_w = -W \cdot y$ (negatives Vorzeichen wegen entgegengesetzter Richtung von σ_w und y) und nennt W die „Widerstandsziffer“. Nach dem Gesagten muß $W = f(h, y)$ sein. Rifaat gibt für die Funktion $W = f(y)$ in einer gleichbleibenden Tiefe h die Abb. 34 und erklärt $W = \text{tg } \alpha$ als „vektorielle Zunahme der Erdpressung über den natürlichen oder aktiven Anfangsdruck“.

Die Widerstandsziffer einer bestimmten Tiefe hat für einen geringen Druckbereich, innerhalb dessen sich der Boden elastisch verhält, einen konstanten Wert, nimmt danach mit wachsendem σ ab und muß, nachdem σ den Grenzwert e_w erreicht hat, auf C sinken; denn nach Überschreitung des Grenzwertes wird $y = \infty$, d. h. die Bewegung hält an, bis die angreifenden Kräfte weit genug gesunken sind. Die W_1 -Linie der Abb. 34 gilt für wiederholte Belastung.

Unter Berücksichtigung dieser weiteren Abhängigkeiten lautet die Gleichung der Biegelinie

$$E \cdot I \cdot \frac{d^4 y}{dh^4} + W(h, y) \cdot y - e_a(h, y) - \Delta_e(h, y) = 0,$$

worin bedeutet: E Elastizitätsmodul, I Trägheitsmoment, h Ordinate in Wandachse, y Verschiebung normal zur Achse, $W = -\frac{\sigma_w}{y}$, $-\sigma_w$ Widerstandspressung, e_a spezifischer Grenzwert des angreifenden Erddrucks, Δ_e Zuschlag zu e_a .

Über die einzelnen darin enthaltenen Funktionen ist zu sagen:

Der Anteil Δ_e aus der Rammspannung ist rechnerisch nicht zu bestimmen. Die durch das Einrammen entstehende Spannung bedingt eine Anfangsverschiebung y_1 , die die Funktion $W(y)$ be-

einflußt. Oberhalb des widerstehenden Bodens wird Δ_e bei geringem Nachgeben der Wand = 0. Der Anteil aus „natürlichem“ Erddruck ist dort am größten, wo die Verschiebungen klein oder negativ sind, weil erst durch kleine Anfangsverschiebungen der angreifende Erddruck auf seinen Grenzwert vermindert wird.

$e_a(h)$ kann als Fläche der Erddruckgrenzwerte je nach Komplikationen durch Kragplatten usw. mehr oder weniger genau bestimmt werden; die Funktion wird für jede Bodenschicht und jeden Wandabschnitt verschieden sein und ist daher unbequem in eine rechnerische Lösung der Differentialgleichung einzuführen. $e_a(y)$ kommt in den Annahmen der Wandreibungswinkel bei der Aufstellung der Beziehungen $e_a(h)$ und in einer veränderten Druckverteilung zum Ausdruck, wie sie durch Druckverschiebungen von den Stellen größter Durchbiegungen zu den unnachgiebigen Stellen hervorgerufen wird²¹.

$W(y)$ ist durch Abb. 34 gekennzeichnet. Die Funktion ist als mathematische Gleichung nicht bekannt. Für $W(h)$ bei Sandboden hat Rifaat als wahrscheinliche Form eine Kurve nachgewiesen, die von $W = 0$ bei $h = 0$ sich asymptotisch einem konstanten Wert nähert (Abb. 35).

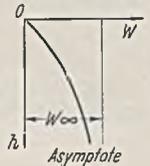


Abb. 35. Rifaatsches Spannungs-Höhen-Diagramm für Sand.

Bei der Unmöglichkeit, die einzelnen Funktionen mathematisch einwandfrei zu fassen, wird die Differentialgleichung unlösbar. Nur für sehr weitgehend vereinfachte Fälle sind Lösungen denkbar. Wie die Arbeit von Rifaat zeigt, in der sämtliche Funktionen außer $W(h)$ durch Konstante ersetzt sind, erfordert noch die weitestgehend vereinfachte Gleichung zu ihrer Lösung so erhebliche mathematische Rechenarbeit, daß dieser Weg für die Behandlung praktischer Aufgaben nicht in Frage kommt.

Die Kenntnis der aufgeführten Zusammenhänge bietet jedoch eine Handhabe für die Abschätzung und für eine gewisse Abgrenzung bei den unvermeidlichen Annahmen über δ , Δ_e und über die mögliche Verteilung des Erdwiderstandes.

Hauptsächlich gibt die Bedingung $\sigma_w = W \cdot y$ an, daß die σ_w -Linie — soweit der Erdwiderstand den Grenzwert nicht erreicht —

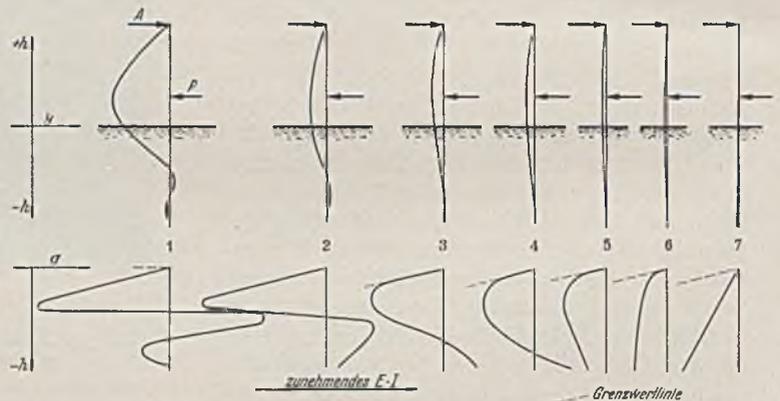


Abb. 36. Biegelinien und Erdwiderstandsverteilung für Wände verschiedener Biegsamkeit.

einen ähnlichen Verlauf haben muß wie die Biegelinie. Die σ_w -Linie kann also keine Ecken und Sprünge haben, und ihre Nullpunkte müssen mit denen der Biegelinie zusammenfallen. Nur dicht unter der Oberfläche des widerstehenden Erdreichs, wo die Verschiebungen die Ausbildung von Gleitflächen zur Folge haben, ist σ nicht proportional y , sondern nimmt den Grenzwert an. Aus dieser Erkenntnis lassen sich die an Abb. 36 skizzierten, einander entsprechenden Formen der Spannungs- und Biegelinien angeben.

Wird unter den Größen $E \cdot I$, $\pm h$, P und W jeweils eine verändert, während alle übrigen konstant bleiben, so zeigen die Skizzen in der Reihenfolge von links nach rechts die Veränderungen der Biegelinie und der σ -Linie

1. für wachsendes $E \cdot I$,

¹⁹ Rifaat: Die Spundwand als Erddruckproblem. Zürich u. Leipzig 1935.

²⁰ Vgl. hierzu Mecke: Der Erdangriff an einer im unteren Teil nachgiebigen Wand. Mitt. d. Hannov. Hochschulgemeinschaft H. 19/20, 1939.

2. für wachsenden Höhenmaßstab (von fast 1 : ∞ bei Skizze 1 bis fast 1 : 0 bei Skizze 7), also abnehmendes h, wenn im Grenzwertteil entsprechende Korrekturen angebracht werden.

Die gemeinsame Bedeutung von E·I und h wurde als „Biegsamkeit“ bezeichnet.

3. für wachsendes P, wenn der γ- und σ-Maßstab von Skizze 1 nach Skizze 7 verringert wird und entsprechende Korrekturen am Grenzwertteil der Linien angebracht werden.

4. für abnehmende W, wobei ebenfalls am Grenzwertteil Berichtigungen anzubringen sind.

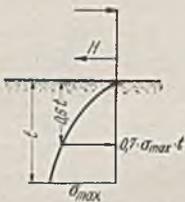
Die σ-Linien sind für veränderliches Trägheitsmoment bei konstanter Höhe, Belastung und Widerstandsziffer skizziert. Sie zeigen, wie von Skizze 1 nach Skizze 7 der Schwerpunkt des Widerstandes nach unten wandert, die Einspannung sich verringert und die ideelle Stützweite zunimmt: Mit abnehmender Biegsamkeit wächst das Biegemoment!

Diese Zusammenhänge müssen beim Abschätzen der in einem bestimmten Falle anzusetzenden Widerstandsverteilung beachtet werden. Bei Entwurfsberechnungen wird das Abschätzen Hand in Hand gehen mit der Bemessung der Rammtiefe: Geringste Rammtiefe bei Verteilung nach Skizze 7 oder zum Erreichen voller Einspannung angemessene Rammtiefe.

17. Grundformen für praktische Annahmen der Erdwiderstandsverteilung.

1. Engels²¹ nimmt eine zwischen Skizze 6 und 7 liegende Form der Spannungsverteilung an und zwar so, daß der Schwerpunkt des Widerstandes 0,6 t (t = Rammtiefe) unter der Hafensohle liegt und der Inhalt der Widerstandsfläche

$$\int_{h=t}^{h=0} \sigma_w = 0,7 \cdot t \cdot \sigma_{\max}$$



ist (Abb. 37). Nach Engels Beobachtungen ist bei losem Sand die Rammtiefe so zu bemessen, daß gerade $\sigma_{\max} = \gamma \cdot t$ wird.

Die Widerstandskraft eines festen, gewachsenen Sandbodens wird mit dieser Annahme nicht ausgenutzt. Bei solchem Boden wird mit etwa $\sigma_{\max} = 0,6 \cdot \lambda_w \cdot \gamma \cdot t$ gerechnet werden dürfen.

Abb. 37. Engels Annahme der Erdwiderstandsverteilung.

2. Blum²² setzt voraus, daß das Trägheitsmoment genügend gering und die Widerstandsziffer genügend groß ist, um bei ent-

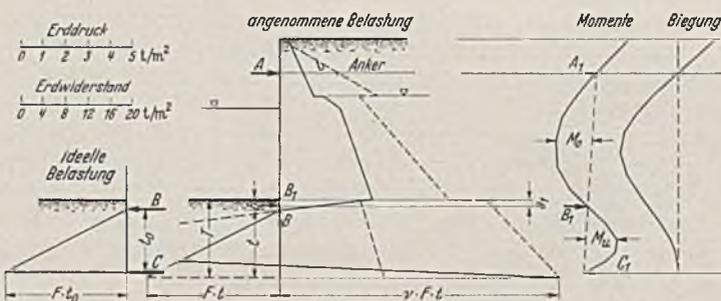


Abb. 38. Berechnungsverfahren für Spundwände nach Blum mit voller Einspannung im Boden.

sprechender Rammtiefe von vornherein eine bestimmte Spannungsverteilung zu gewährleisten, nämlich etwa die der Abb. 36, Skizze 3, jedoch mit dem wesentlichen Unterschied, daß der Grenzwertteil der Spannungs- und Biegelinie sich über die ganze Rammtiefe erstrecken soll, wie in Abb. 38 gezeigt ist.

Blum hat durch Vergleichsrechnungen nachgewiesen: Der Unterschied (b-b₁) der Höhenlage des Nullpunktes der Biegelinie (B₁) von jener der Belastungslinie (B) ist sehr gering, und man rechnet nur ungünstig, wenn man ihn vernachlässigt. Zwischen

A₁ und B₁ verhält sich die Wand wie ein Balken auf zwei Stützen mit dem stellvertretenden Auflager B₁. Da M₁₁ < M₀ wird, erübrigt sich dessen Ermittlung. Unterhalb B kann die angenommene Belastung durch die gezeichnete ideelle Belastung ersetzt werden. Mit den Bezeichnungen der Abbildungen gilt als Faustformel

$$t_0 = \sqrt{\frac{6 \cdot B}{f}} \text{ und } T = b + \frac{t}{t_0} \sqrt{\frac{6 \cdot B}{f}} \text{ die Größe } \mu = \frac{t}{t_0} \text{ wird als Funktion von } \nu \text{ durch Abb. 39 dargestellt.}$$

Die Blumschen Annahmen sind zu günstig. Das pflegt aber bei Ansatz der allgemein zulässigen Spannungen durch eine darin enthaltene Baustoffsicherheit ausgeglichen zu werden (vgl. Ziff. 19).

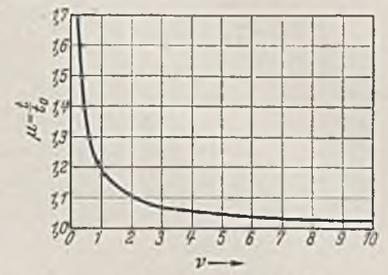


Abb. 39. Abhängigkeit $\mu = \frac{t}{t_0}$ von ν .

18. Erddruck und Erdwiderstand bei Doppelwänden.

Das Problem des Erddrucks in Fangedämmen, das sich ähnlich auch bei Ankerwänden in kurzem Abstand von der verankerten Wand²⁵ stellt, ist nach Homberg²³ wie folgt gelöst:

Es wird vorausgesetzt, daß die Wände „starr“ sind und daß der Bewegungsfall a der Abb. 8 gegeben ist. Gegen die Wand AB (Abb. 40) wird ein Erdkörper ABCD zum Abrutschen neigen.

Die Neigung der Gleitfläche AD kann beliebig angenommen werden, ohne daß sich am Grundsätzlichen der wiedergegebenen Überlegungen etwas ändert. Homberg hat gezeigt, daß die Lage der maßgebenden Gleitfläche auch hier nicht scharf ausgeprägt ist und daß sie der Lage im unbegrenzten Erdreich (θ) gleichzusetzen ist.

Der Erdkörper ABCD wird an der Vorderwand (AB) und in der Gleitfläche durch die nach Größe und Angriffspunkt zu bestimmenden Kräfte E und Q gestützt, an der Rückwand (CD) durch die Kraft E'. Die Größe von E' wird gleich dem angreifenden Erddruck gegen das Wandstück CD bei einer Kippbewegung nach rechts um D angesetzt, also im Falle der Abb. 40 $E' = \gamma \cdot \lambda_a \cdot \frac{1}{2} (CD)^2$.

Der gegen die Vorderwand abrutschende Erdkörper wird durch eine durch C unter dem Winkel θ gelegte Ebene unterteilt, die die Vorderwand in F schneidet. Gegen FB wirkt der Erddruck E₁ wie im unbegrenzten Erdkörper, und man kann für die Annahme der Erddruckverteilung nach Abb. 8a die Grundlinie e₁ des Dreiecks BFG bestimmen. Aus G₁ und E₁ wird Lage und Größe von Q₁ bestimmt.

Für den Erdkörper ADCF ist Q₁ als äußere Kraft anzusetzen. Mit G₂ zusammengefaßt ergibt sie die Resultierende R₁.

Für den Erddruck gegen AF ist eine trapezförmige Verteilung anzunehmen. Das Erddrucktrapez wird unterteilt in ein Rechteck (E_R) und ein Dreieck (E_D). E_R ist der Größe nach durch e₁ bestimmt. Der Angriffspunkt liegt auf der Mitte von AF. Nun sind alle Kräfte bis auf E_D und Q bekannt. Der Angriffspunkt von E_D liegt in ein Drittel der Höhe AF über A. Zur Bestimmung der Größe von E_D und der Größe und des Angriffspunktes von Q werden R₁ und E_R zu R₂ zusammengesetzt, ferner R₂ und E' zu H. Durch Zerlegen von H in die bekannten Richtungen wird die Größe von E_D und Q ermittelt. Q muß durch den Schnittpunkt von H und E_D gehen; dadurch ist sein Angriffspunkt (Schwerpunkt der Q-Fläche) bestimmt.

Bei von rechts angreifenden Kräften findet die Wand CDK eine Stütze in dem Widerstand des Erdkörpers ADK und der auf diesem ruhenden Belastung Q.

Homberg hat nachgewiesen, daß für jeden Punkt a, b, c usw. der Rückwand die für den Erdwiderstand maßgebende Gleitfläche durch den Drehpunkt der Vorderwand, hier A, geht.

²¹ Engels: Zur Berechnung der Bohlwerke. Zbl. Bauverw. 23 (1903) S. 275.

²² Blum: Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken. Berlin 1931.

²³ Homberg: Graphische Untersuchung von Fangedämmen und Ankerwänden. Berlin 1938.

Der Grenzwert des Erdwiderstandes gegen das Wandstück aD , ΔE_{wa} , wird durch Zerlegen von $Q + \Delta G_a$ in die bekannten Richtungen von Q_a und E_w gefunden, ebenso ΔE_{wb} usw. Zum Aufzeichnen der Verteilung des Erdwiderstandes werden die Werte $\frac{\Delta E_{wa}}{\Delta t_a}$, $\frac{\Delta E_{wb}}{\Delta t_b}$ usw. errechnet und als Mittellinien der Teiltrapeze der Erdwiderstandsfläche aufgetragen.

Oberhalb von D wirkt kein eigentlicher Erdwiderstand, da ja der ganze Erdkörper ABCD gegen die Vorderwand zum Rutschen neigt. Doch ist hier der Erddruck E' als von links nach rechts wirkend anzusetzen.

Teil II. Annahmen und Verfahren bei der Durchführung von Berechnungen.

19. Standsicherheitsgrad und Ausgleichsfaktor.

a) Standsicher pflegt man ein Bauwerk zu nennen, wenn ein gewisser Überschuß der Widerstandsfähigkeit W gegenüber den größtmöglichen angreifenden Kräften A vorhanden ist. $\frac{W}{A} = n$ drückt den Sicherheitsgrad aus. Nicht immer wird der Sicherheitsfaktor n besonders genannt; dann ist er aber in der Angabe von W oder A bereits enthalten, etwa indem die Belastung größer als möglich ($A = n \cdot P$) oder die „zulässige“ Baustoffspannung geringer als ausnutzbar ($W = \frac{W_{\text{Proportionalitätsgrenze}}}{n}$) angesetzt wurde. Meist wird die Sicherheit in der zulässigen Baustoffspannung „versteckt“, bei Gründungen auch in der zulässigen Bodenpressung. Es empfiehlt sich, den Sicherheitsfaktor bei der Berechnung von Spundwänden und Kaimauern nicht zu verstecken, da er bei diesen Bauwerken sonst schwer wieder auffindbar wird. So kann ein noch so großer Überschuß an Widerstandskraft der Baustoffe nicht ausgleichen, was an der Länge eines Ankers oder der Zahl der Zugpfähle fehlt.

b) Darum soll klar zwischen der eigentlichen Standsicherheit (n_s) und der Baustoffsicherheit (n_b) unterschieden werden. Bei den hier zu behandelnden Bauwerken ist die Standsicherheit in erster Linie durch das Verhältnis von $E_w : E_a$ bedingt. Wo diese eigentliche Standsicherheit gewährleistet ist, wird man die Baustoffsicherheit getrost geringer als etwa bei Hochbauten oder Brücken ansetzen dürfen, besonders da bei den Uferbauten meist der Baustofffehler eines Bauteils, etwa eines Pfahles, durch den Überschuß der Widerstandskraft benachbarter gleicher Bauteile ausgeglichen werden kann.

c) Früher war es dem berechnenden Ingenieur selten möglich, die Festwerte seines Baugrundes (γ , τ_0 , ρ) in einer Versuchsanstalt genau bestimmen zu lassen. Er war auf Schlüsse aus dem „natürlichen Böschungswinkel“ und ungenaue Schätzungen angewiesen. Das Rechnungsergebnis hing dann weitgehend von der größeren oder geringeren Vorsicht des einzelnen Statikers und seiner Annahmen ab. Damals ist es gebräuchlich geworden, einen Standsicherheitsfaktor nicht besonders zu benennen, da die Vorsicht bei der Wahl der Annahmen erfahrungsgemäß eine genügende Sicherheit ergebe. Eine neuzeitliche Berechnung, die von versuchsmäßig bestimmten Festwerten ausgeht, muß auch die Sicherheit wieder schärfer ins Auge fassen.

d) Es genügt, wenn $n = 1$ gewährleistet ist. Dies ist jedoch nicht ohne weiteres der Fall, wenn mit den durch Versuche bestimmten Festwerten und der Coulombschen Gleichung gerechnet wird. Wie in Teil I dargelegt wurde, bleiben auch in der mit aller möglichen Genauigkeit durchgeführten Rechnung noch ein gut Teil Unbestimmtheiten. Schon der Coulombschen Gleichung (1) haftet eine Ungenauigkeit an, von der nicht gewiß ist, ob sie sich im einzelnen Fall günstig oder ungünstig auswirkt. Die Annahme ebener Gleitflächen (5.) ergibt einen etwas zu geringen Erddruck. Der an der Wand zur Wirkung kommende Reibungswinkel bleibt unbekannt. Die Annahmen über Erddruckverteilung (6.), Druckverteilung unter Kragplatten (7.), Abschirmung durch Pfähle (8.), ungleichmäßige Auflast bei ungleichmäßigen Bodenschichten (9.) und über die Lage der Gleitfläche bei Reibung und Kohäsion (11.),

können nicht exakt sein. Das Maß der dem Erdwiderstand voraufgehenden Bewegung entzieht sich der Berechnung. Bei allem bleibt zu berücksichtigen, daß die Erddrucktheorie stets nur den Grenzstand des Gleichgewichts im Augenblicke eintretender Bewegung betrachtet und dabei den mindest notwendigen Erddruck bestimmt (2.), während die Kräfte, die auf ein Annähern an den „natürlichen“ Erddruck hinwirken, nicht erfaßt werden. All diesen Unsicherheiten der Theorie muß Rechnung getragen werden. Dies geschieht durch Vorsicht bei den Annahmen und durch Einführung eines Ausgleichsfaktors, dessen Größe und Ansatz für jedes Bauwerk abzuschätzen ist.

Wo so vorgegangen wurde, behält man eine kleine versteckte Reserve an Standsicherheit, die dafür sorgt, daß $\frac{W}{A} = n_s > 1$ wird. Diese Reserve ist dadurch gegeben, daß an Stelle des in Rechnung gestellten Reibungswinkels überall dort der Scherwinkel (Abb. 2) zur Wirkung kommt, wo bei Reibungsboden die Bewegung so gering bleibt, daß der Strukturwiderstand noch nicht überwunden wird. Man wird jedoch bei einer Entwurfsberechnung nicht vorausbestimmen können, wie weit die Zone der Wirksamkeit des Scherwinkels reicht, und man wird ihn daher nicht in die zahlenmäßige Rechnung einführen.

20. Beispiel 1. — Verankerte Spundwand.

a) An einer in Böschung liegenden Uferstrecke im Tidegebiet soll mittels einer verankerten Spundwand ein Geländesprung hergestellt werden. Die Hafensohle kann durch Ungenauigkeit der Baggerung oder durch Abspülungen (Schiffsschrauben!) in Wirklichkeit etwas unter die Soll-Ordinate ausgetieft werden. Dem wird dadurch Rechnung getragen, daß eine um 50 cm größere Ist-Tiefe angenommen wird. Abb. 41 zeigt das geplante Bauwerk und die durch einfache Sondierbohrungen festgestellte Bodenschichtung.

b) Es wurde überall nur Sand angetroffen, daher kann mit einem gewissen Ausgleich der Wasserstände vor und hinter der Spundwand auf dem Wege durch den Sand unter der Spundwandspitze gerechnet werden. Der angreifende Erddruck ist verhältnisgleich dem Gewicht des zum Rutschen neigenden Bodens; er ist also um so größer, je geringer der Auftrieb ist. Daher ist der für die Erddruckberechnung maßgebende ungünstigste Außenwasserstand das NNW (—3,50 NN). Der Innenwasserstand wird mit dem Außenwasserstand schwanken und sich diesem anzugleichen suchen. Über die Geschwindigkeit der Angleichung fehlt es an ausreichenden Beobachtungen. Es wird angenommen, daß der Wasserstandsunterschied bei durchgehendem Sandboden ohne Entwässerungsvorrichtungen etwa die Höhe eines Tidehubes (rd. 2 1/2 m) annimmt. An der Spundwandspitze muß der Überdruck Null sein. Der Verlauf des Druckgefälles ist unbekannt; er wird gradlinig von NNW (2,5 t/m²) bis zur Spundwandspitze (0) gesetzt. Wo die Lage der Spundwandspitze erst durch die statische Untersuchung bestimmt werden soll, wird sie für den Kräfteansatz zunächst vorsichtig, d. h. etwas tief geschätzt. (In Abb. 41 geschätzt —12,0, als erforderlich gefunden —11,1.)

c) Der Winkel der inneren Reibung von Sanden des Hamburger Gebietes schwankt zwischen 30° und 33°; er darf daher über 30° nur eingesetzt werden, wenn für den vorgefundenen Sand der Reibungswinkel in einer Versuchsanstalt größer festgestellt worden ist. Dies sei für den „gewachsenen“ Sand des angenommenen Beispiels durch Scherversuche an „gestörten“, aus den Sondierbohrungen entnommenen Proben geschehen und $\rho = 32 \frac{1}{2}$ bestimmt worden. Der Reibungswinkel des aufzufüllenden Sandes ist unbekannt und wird daher mit 30° eingesetzt.

d) Als möglicher größter Reibungswinkel zwischen Boden und Wand wurde für den gewachsenen Sand $\delta = 28^\circ$ in der Versuchsanstalt bestimmt, für den aufgefüllten Sand wird er auf 25° geschätzt. Damit ist nicht gesagt, welche Wandreibungswinkel zur Wirkung kommen; denn das hängt noch von der Bewegungsneigung ab. Es wird eine Verformung der Wand entsprechend Abb. 36,2 angenommen. Der Boden wird also oben eine

größere, unten eine geringere Neigung haben, sich gegen die Wand nach unten zu bewegen; im Bereich des Erdwiderstandes von rechts schließlich wird die umgekehrte Bewegungsneigung herrschen. Vorsichtshalber wird schon im oberen Teil ein etwas geringerer als der mögliche größte Wandreibungswinkel angesetzt. Der Abnahme der Bewegungsneigung nach unten wird dadurch Rechnung getragen, daß für den angreifenden Erddruck im unteren Teile nur $\delta = 10^\circ$ angesetzt wird.

e) Während die Einschätzung des Wandreibungswinkels für den angreifenden Erddruck übrigens das Rechnungsergebnis nur wenig beeinflusst, ist das um so mehr beim Ansatz für den Erdwiderstand (Abb. 23) der Fall.

Da nicht zu bestimmen ist, wie weit der Grenzwertteil (vgl. Abb. 36) der wirklichen Erdwiderstandsfläche reicht, wird ein geringerer als der größtmögliche Wandreibungswinkel angesetzt. Dadurch sinkt der angesetzte Erdwiderstand im Grenzwertteil unter den wahrscheinlich wirksamen Wert, andererseits wird mit dem Grenzwert noch über den Grenzwertteil hinaus gerechnet.

Als Voraussetzung dafür, daß überhaupt dieser wenig verringerte Grenzwert des Erdwiderstandes ohne Sicherheit in die Rechnung eingeführt werden darf, ist zu beachten, daß der Baugrund „gewachsener“ Boden sein muß und durch das Einrammen der Spundwand eine Anfangsverschiebung und Verdichtung des Bodens eingeleitet sein muß.

f) Der Erddruck wird wie für eine Drehung um den Wandfußpunkt (Abb. 8 a und 30 a) angesetzt. Tatsächlich ist eine derartige Bewegung der Wand, gleichzeitig allerdings eine Durchbiegung gemäß Abb. 8 c zu erwarten. Die Abszissen e der Erddruckfläche wurden nun nach Gl. (2) ausgerechnet. Für das Beispiel wurde die Rechnung in der Tabelle der Abb. 41 durchge-

Erddrucks ansteigen kann und daß eine Verteilung gemäß Abb. 8 c besonders auf eine Vergrößerung der Ankerbeanspruchung hinwirkt; wegen der zu erwartenden Verschiebung des Schwerpunktes der Erddruckfläche nach oben erscheint ein Ausgleichsfaktor für den unteren Teil der Erddruckfläche unnötig.

h) Die behandelte Spundwand soll in den Boden eingespannt werden²⁶. Der Erdwiderstand ist in Abb. 41 von der Erddruckfläche in Abzug gebracht und die Fläche des den Erddruck über-

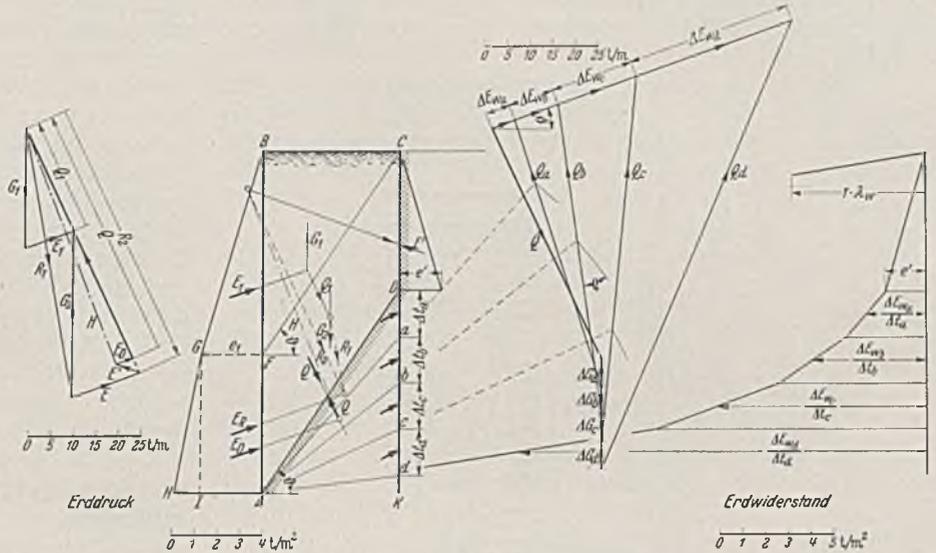


Abb. 40. Erddruck und Erdwiderstand bei Doppelwänden.

steigenden Erdwiderstandes in fünffach verringertem Maßstabe dargestellt. Die Grundlinie der Fläche des Erdwiderstandes von rechts wurde mit $1,5 : f \cdot t$ gesetzt, um der nach unten abnehmenden Widerstandszunahme Rechnung zu tragen. Die erforderliche Rammtiefe und die Schlußlinie $s-s$ werden ermittelt, indem man beide erst einmal probiert, so, daß $\Sigma(E, E_w, A) = 0$ wird, und

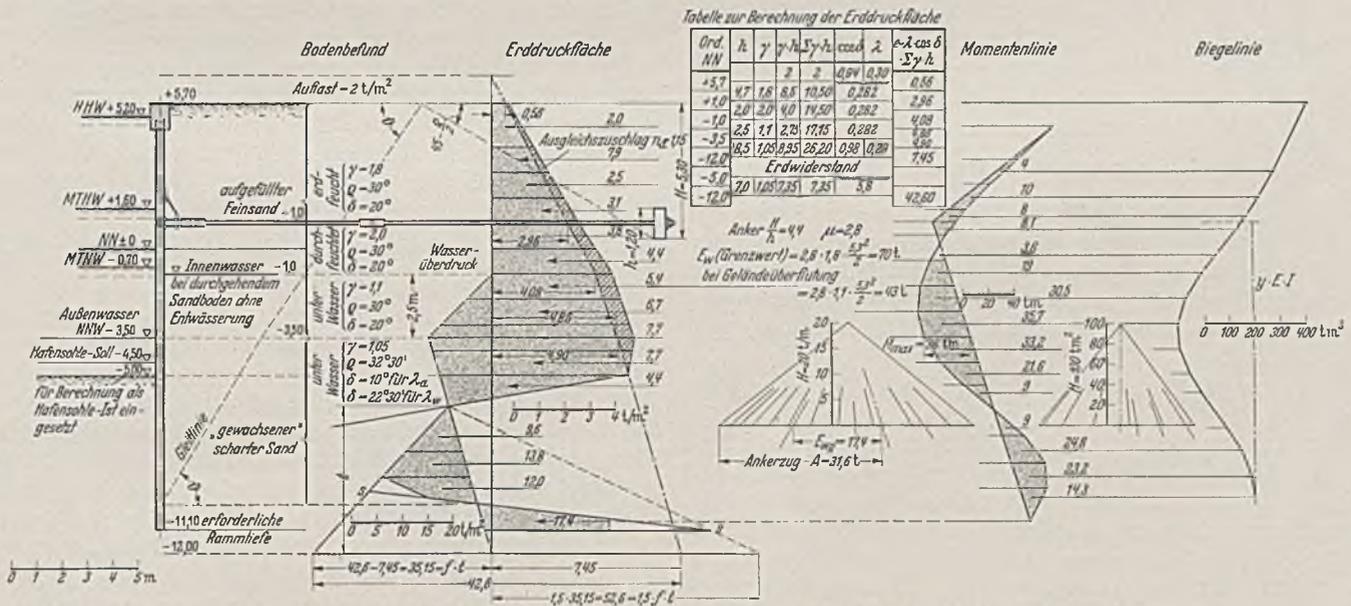


Abb. 41. Erddruckberechnung für eine verankerte Stahlspundwand.

führt. Die Werte für λ_a wurden den Krey-Tabellen, der λ_w -Wert der Abb. 23 entnommen.

g) Der Ausgleichsfaktor (vgl. Abschn. 19 d) ist für das behandelte Bauwerk auf $n_a = 1,15$ geschätzt worden; er wird von der Hinterfüllungsoberfläche bis NNW voll, von NNW bis zur Hafensohle auf 0 abnehmend eingesetzt. Dabei lag die Überlegung zugrunde, daß durch mechanische Einflüsse beim Einbringen der Hinterfüllung und durch Verkehrslasten der Erddruck besonders im oberen Teil über den Grenzwert des angreifenden

den weiteren Rechnungsgang bis zur Biegelinie durchführt. Es wird also die Momentenlinie gezeichnet, die Momentenfläche als Belastung aufgefaßt und zu dieser wieder eine Momentenfläche, das ist die Biegelinie, gezeichnet. Die Biegelinie muß bei voller Einspannung der Spundwand im Boden die Bedingung erfüllen, daß die Tangente an ihrem Fußpunkt durch den oberen Auflagerpunkt läuft. (Mit Rücksicht auf die für die Auslösung der Erdwiderstände notwendige Bewegung und Winkeländerung kann diese Forderung in Wirklichkeit nicht genau erfüllt

sein!) Schon kleine Veränderungen an der Schlußlinie $s-s$ und der Rammtiefe bewirken große Ausschläge der Biegelinientangenten. Es ist daher unwesentlich, wenn das Kriterium — wie in Abb. 41 — nicht genau erfüllt ist. Es erleichtert die Abstimmung der Annahme über die Erdwiderstandsverteilung mit der geforderten Form der Biegelinie, wenn man — wie im dargestellten Beispiel geschehen — die Widerstandsfläche nicht restlos in Ansatz bringt, sondern kleine Abzüge macht. Dabei möge man sich dessen bewußt bleiben, daß die gezeichnete Erddruck- und Widerstandsverteilung nicht eine Notwendigkeit ist, sondern eine vereinfachende Annahme bleibt.

i) Wenn die Berechnung mit der hier angewandten Vorsicht durchgeführt ist, wird das gefundene größte Biegemoment der Spundwand in Wirklichkeit nicht überschritten werden. Die

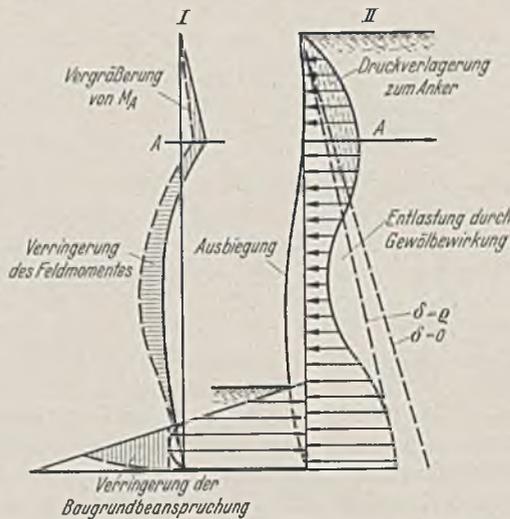


Abb. 42. Erddruckverlagerung beim Ausbiegen einer Spundwand nach Streck.

Rücksicht auf eine mögliche Erddruckverteilung gemäß Abb. 8c läßt eher ein geringeres Moment erwarten. Daher braucht bei der Wahl des Spundwandquerschnitts keine weitere Baustoffsicherheit eingerechnet zu werden, als die Einschätzung der Lebensdauer, Korrosion und etwaiger Baustofffehler wünschenswert macht. Für eine Spundwand aus St 37, Prof. IV, würde nach 3 mm Abrostung noch ein Widerstandsmoment von etwa 1800 cm^3 vorhanden sein und die rechnerische Spannung von $\sigma = \frac{3\,600\,000}{1800}$ $= 2000 \text{ kg/cm}^2$ innerhalb der Proportionalitätsgrenze bleiben.

k) Die Platte des Ankers soll so angeordnet sein, daß der Gleitkeil des Erdwiderstandes den Gleitkeil des Erddruckes nicht überschneidet. Der Fußpunkt des Gleitkeils des Erddruckes ist dabei der Punkt des Richtungswechsels des Erdwiderstandes und der Verschiebung.

Der Widerstand der Ankerplatte wird nach Abb. 25 und 26 berechnet ²⁵.

l) Der Anker verspricht nicht wie die Spundwand einen Überschub an Widerstandsfähigkeit. Eine Erddruckverteilung entsprechend Abb. 8c würde hier eine größere als die errechnete Ankerkraft ergeben, wie für ein anderes Beispiel in Abb. 42 skizziert ist ²¹. Beim Ansatz des Grenzwertes des Ankerplattenwiderstandes ist die seinem Auftreten vorangehende Verschiebung zu berücksichtigen. Je nachdem welche Verschiebung in Kauf genommen werden kann (vgl. Abb. 27 u. 29), muß das Verhältnis Grenzwert des Plattenwiderstandes

Ankerzug laut Berechnung
Sicherheitsfaktor ausweisen.

Zur Berechnung dieses Sicherheitsfaktors der Verankerung genügt die Untersuchung des in Abb. 41 dargestellten Belastungsfalles nicht; denn das Verhältnis von $\frac{W}{A}$ kann

²⁴ Streck: Spundwandberechnung. Mitt. d. Hannov. Hochschulgemeinschaft, H. 17/18, 1937.

ungünstiger werden, wenn nach einer Sturmflut das Gelände überflutet ist und bei der Berechnung des Ankerwiderstandes der Auftrieb abzusetzen ist. Für das dargestellte Beispiel ergab dieser Belastungsfall einen Ankerzug von rd. 36 t und eine Widerstandskraft von 43 t, so daß noch eine Sicherheit von etwa $n_3 = 1,2$ bleibt, die als Mindestmaß für „gewachsenen“ Boden angesehen wird (vergl. die nachträgliche Ergänzung durch Anm. ²⁶).

m) Wird dem Spundwand und Ankerplatte verbindenden Rundeisen oder Drahtseil eine starke Vorspannung gegeben, etwa um späterem Nachgeben des Ankers oder der Platte vorzubeugen, oder wird der Hinterfüllungsboden im Laufe der Jahre durch Verkehrslasten stark verdichtet, so kann im Bereich des Ankers ein Erddruck gegen die Spundwand entstehen, der die für den Grenzfall des Gleichgewichts errechnete Größe des angreifenden Erddrucks einschließlich des Ausgleichszuschlags weit übersteigt und dem nur durch die Haltekraft der Ankerplatte (hier bis $> 70 \text{ t}$), die aber ihrerseits durch Auflasten vergrößert werden kann, eine Grenze gesetzt ist. Der Möglichkeit einer solchen Mehrbelastung muß durch einen reichlichen Sicherheitsfaktor n_b bei der Wahl der Abmessungen aller Verbindungsstücke Rechnung getragen werden. Bei Rundstahlankern sind außerdem die Möglichkeiten von Verbiegungen und der daraus folgenden schwer abschätzbaren Beanspruchungen zu berücksichtigen.

n) Eine verbreitete Erfahrung über verankerte Spundwände lehrt, daß irgendwelche Schwächen ihrer Durchbildung sich nicht im Ausweichen des Spundwandfußes oder im Zerstören der Bohlen durch Biegung bemerkbar zu machen pflegen, sondern durch Nachgeben der Anker. In einem angenommenen Falle sei etwa die Einspannung im Boden mit ungenügender Vorsicht errechnet und nicht tatsächlich vorhanden gewesen. Statt gemäß Abb. 36, 2 bildete sich eine Erddruckverteilung gemäß Abb. 36, 4 oder 5 aus, und es trat eine Druckverlagerung von der Baugrundbeanspruchung zum Anker ein. Diese wurde vermehrt durch weitere Druckverlagerung gemäß Abb. 42. Während die Vergrößerung des Biegemomentes infolge ungenügender Rammtiefe durch eine Verringerung infolge der anderen Verteilung des Erddrucks ausgeglichen wurde, vermehrten beide Ursachen die Beanspruchung des Ankers, so daß dieser nachgab.

Will man mit der Spundwandlänge geizen, so muß man Widerstandsmoment und Anker stärker wählen, und dann ist es besser, von vornherein ohne Einspannung im Boden (Abb. 36, 6) zu rechnen, wobei sich in manchen Fällen die wirtschaftlichere Ausführung ergeben wird.

21. Beispiel 2. — Kaimauer auf Eisenbetonpfählen mit Stahlspundwand.

a) In einem bei Baubeginn auf $+ 2,00 \text{ NN}$ liegenden Gelände des Tidegebietes soll ein neues Hafenbecken angelegt und zuvor die umfassenden Kaibauten hergestellt werden. Beim Entwurf des in Abb. 43a dargestellten Querschnitts einer Ufermauer wurde die Höhenlage der Grenze zwischen Pfahlgrundwerk und Mauerkörper durch den Wunsch bestimmt, die Spannweite der Spundwand möglichst gering zu halten, jedoch den Mauerkörper in „Tidearbeit“ noch dort betonieren zu können, wo die Mauerflucht in die Geländeböschung vorspringt und auch die Baugrube dem Tidewechsel ausgesetzt ist.

b) Die Hafensohle soll auf 8 m unter MTNW ausgebaggert werden. Den Ungenauigkeiten der Baggerung und etwaigen Abspülungen wird durch Annahme einer $0,5 \text{ m}$ großen Ist-Tiefe der Sohle Rechnung getragen.

c) Die Bohrungen weisen zwischen -8 und -14 NN eine Tonschicht auf, die als wasserundurchlässig anzusprechen ist. Auf dem Wege unter der Spundwand hindurch können sich daher die Wasserstände vor und hinter der Mauer nicht ausgleichen. Welcher Wasserstandsunterschied möglicherweise auftreten würde, wenn nicht künstlich ein Ausgleich herbeigeführt wird, ist nicht zureichend abzuschätzen. Daher muß in diesem Falle eine besondere Vorrichtung für den Wasserstands-

a u s g l e i c h getroffen werden. Hier soll das durch Einbrennen schlitzförmiger Löcher in die Wand zwischen -2 und -4 NN und Ersatz des Bodens hinter den durchlöcherten Wandteilen durch Dränfilterkies geschehen. Da der Wasserdurchtritt durch den Filter ein Gefälle erfordert, wird ein Überdruck von rd. 1 m angenommen. In der Sandschicht zwischen Spundwandspitze und Ton wird kein Überdruck auftreten können, auch nicht in der Tonschicht selbst.

d) Die Bodeneigenschaften seien für die Sandschichten an gestörten, für die Tonschicht an ungestörten Proben in einer Versuchsanstalt ermittelt, und zwar:

für den Sand $\varrho = 32 \frac{1}{2}^\circ$ max $\delta = 27^\circ$ $\gamma = 1,1$ (unter Wasser)
 „ „ Ton $\varrho = 15^\circ$ max $\delta = 15^\circ$ $\gamma = 0,4$ „ „
 und $\tau^\circ = 0,14$ kg/cm²

Für die statische Ermittlung wird dieser Befund wie in Abb. 43a eingeschrieben ergänzt und etwas abgeändert. Änderungen des Wandneigungswinkels beeinflussen den angreifenden Erddruck nicht sehr. Weil aber die weitere Ermittlung nur bei konstantem Wandneigungswinkel übersichtlich bleibt, wird überall $\delta_a = 15^\circ$ angenommen. Für den Erdwiderstand wird wie bei Beispiel 1 (20.e) $\delta_w < \max \delta$ und zwar zu $\delta_w = 22 \frac{1}{2}^\circ$ angesetzt, um einen Ausgleich gegenüber der Annahme über den Grenzwertteil der Widerstandsfläche (vgl. Text zu Abb. 36) zu schaffen.

e) In der Tabelle der Abb. 43a ist der Erddruck für die Annahme einer Drehung der ganzen Mauer um den Wandfußpunkt (Abb. 8a) nach Gl. (2) errechnet. Die e_1 -Linie (für den Druck des Bodens unter der Mauerplatte) wird mit der e_2 -Linie (für den Druck hinter der Mauer) vom Einschnittpunkt der ϱ -Linie zu dem der ϑ -Linie gemäß Abb. 9 gradlinig vermittelt. Dabei ist hier nicht die errechnete, sondern eine nach den unter g) angestellten Überlegungen „verbesserte“ e_1 -Linie verwandt worden.

f) Von dem Gesamterddruck gegen das Bauwerk wird zweifellos ein Teil nicht bis zur Spundwand vordringen können, sondern durch die Pfähle abgefangen werden. Die Schirmwirkung wird an Hand der Abb. 10 eingeschätzt. Dabei sollen die vorderen Pfähle zunächst außer Betracht bleiben oder als in der Spundwandebene stehend angesehen werden. Setzen wir weiter den Fall, daß die Bockdruckpfähle eine geschlossene Wand ausmachen, oder daß der Boden sich so verhalte wie an einer geschlossenen Wand, so haben wir es mit einem Erdkörper zwischen den Doppelwänden Spundwand und Bockdruckpfahlwand zu tun. Der Druck dieses Erdkörpers mindestens muß auf die Spundwand (+ vordere Pfähle) kommen.

g) Dieser Erddruck ist nach dem Homberg'schen Verfahren (Abb. 40, Abschn. 18) zu bestimmen (Abb. 43b), das im weiteren Verfolg auch den Grenzwert des Erdwiderstandes gegen die Bockdruckpfahlwand liefert. Dabei ist die Annahme des unteren Drehpunktes („A“ in Abb. 40, „F“ in Abb. 43b) von besonderem Einfluß auf das Rechnungsergebnis. Bis zur Spitze L der linken Erdwiderstandsfläche (Abb. 43e) wird der volle Grenzwert des Widerstandes eingesetzt und muß mit entsprechender Bewegung gerechnet werden. Wollten wir den Festpunkt oberhalb L annehmen, so würden wir den Erdwiderstand oberhalb L doppelt ansetzen. Unterhalb L ist der Grenzwert des möglichen Widerstandes nicht ausgenutzt, und es kann hier keine große Bewegung mehr eintreten. Wirklich fest ist theoretisch erst der o-Punkt der Widerstandsfläche. Dieser soll daher auch als Festpunkt angenommen und für die erste Rechnung eingeschätzt werden.

h) Die Durchführung der weiteren Ermittlung wird durch die Verschiedenheit der Bodenschichten erschwert. Man ist zu vereinfachenden Annahmen genötigt. Der Wandreibungswinkel ist für Spundwand und Bockdruck-Pfahlwand einheitlich gleich 15° gesetzt. Der abrutschende Boden ist nach Maßgabe der Brechpunkte der Gleitlinienzüge aufgeteilt, und es werden die zu den Gleitflächenteilen gehörenden Q-Kräfte durch Zerlegung der Teilgewichte I, II, III in die durch ϑ und ϱ gegebenen Richtungen der Q-Kräfte und der 15° -Neigung von E gewonnen.

Die E'-Kräfte werden mit einer Tabellenrechnung bestimmt.

Die Zerlegung von E_1 und G_1 in die Richtungen von E und Q und die Cremonaplanartige Fortsetzung des Kraftecks ist aus der Abb. 43b zu ersehen. Als Ergebnis wird die E-Fläche mit den Ordinaten AE/Ab bestimmt, außerdem die Kräfte Q_p und Q_m , die in das Krafteck des Erdwiderstandes von den Bockdruckpfählen übernommen werden. Letzteres Krafteck wird wie in Abb. 40 fortgesetzt.

i) Die in Abb. 43b gewonnene E-Fläche wird als verbesserte E_1 -Fläche in Abb. 43a übernommen (vgl. unter e). Der zur verbesserten E_1 -Fläche aus der Wirkung des Druckes hinter der Mauer hinzukommende Erddruck wird der „zusätzliche“ genannt. Bei 0,75 m Pfahlabstand und 0,34 m Pfahlbreite bewirken die Bockdruckpfähle einen „Verbau“ von $0,34/0,75 = 45\%$ und eine Abschirmung des zusätzlichen Erddruckes (gemäß Abb. 10) von 90%, das ist die in Abb. 43a breit schraffierte Fläche, deren Inhalt mit $E_s(t)$ bezeichnet werden soll.

k) In die Coulomb-Homberg'sche Theorie, die eine Schar von Gleitflächen voraussetzt (Abb. 8a), läßt sich ein Ansatz des Gleitwiderstandes schlecht einfügen. Es wird angenommen, daß der Gleitwiderstand wie in einer Gleitfläche zur Wirkung kommt und daß der Grenzwert von τ_0 (hier 0,14 kg/cm²) nicht voll ausgenutzt werden darf (hier bis 0,1 kg/cm² — vgl. Ausführungen zu Abb. 13). Nach Gl. (3) wird mit $\text{ctg } \vartheta = 1,44$ errechnet: $k_s \cdot \text{ctg } \vartheta = 1 \cdot 1,44$ t/m². Davon wird 0,44 t/m² auf den abgeschirmten Teil der zusätzlichen Erddruckfläche und 1 t/m² auf die restliche Erddruckfläche, also nach Maßgabe des Verhältnisses dieser beiden Flächen verteilt.

l) In einer Tabelle der Abb. 43b ist noch der Erddruck von hinten gegen die Bockdruckpfahlebene so berechnet, als ob keine Bockzugpfähle vorhanden wären. Die Differenz zwischen der E_{p2} -Fläche und der ($E' + E_w$)-Fläche schlägt im oberen Teil einmal nach dieser, einmal nach jener Seite aus, ist im ganzen verschwindend gering und gibt ein unwahrscheinliches, in der Abb. 43 nicht mit dargestelltes Bild von den Erddruckkräften, die die Pfahlreihe aufzunehmen hat. Offenbar häufen sich die Ungenauigkeiten der Theorie durch die Differenzbildung. Sie werden weiter vergrößert, wenn wir die unter f) gemachte Annahme einer geschlossenen Wand der Bockdruckpfähle wieder fallen lassen und einen einzelnen Pfahl ins Auge fassen. Es bleibt dann eine offene Frage, wie die Einzugsgebiete (vgl. Abb. 10 unten) der Erd-drucke von links und rechts einzuschätzen sind. Jedenfalls muß der zusätzliche Erddruck an einer Stelle des Bauwerks angenommen werden, und zwar muß er, wie unter f) gesagt, auf die Pfähle kommen. Die Fläche des Erddrucks von hinten gegen die Bockdruckpfähle wird daher mit einem Faktor multipliziert, der so zu wählen ist, daß die Differenz von E_2 und E' gleich dem abgeschirmten Teil des zusätzlichen Erddrucks ist.

Nun kann beim Ansetzen des auf die Bockdruckpfähle entfallenden zusätzlichen Erddrucks noch der Anteil des gesamten zusätzlichen Erddrucks berücksichtigt werden, der vorher von den Bockzugpfählen abgefangen wird.

Der Darstellung dieses Anteils dient Abb. 43c. Hier ist zunächst der Erdkörper zwischen der Bockdruckpfahlebene und der Bockzugpfahlebene als Boden zwischen Doppelwänden untersucht; denn der daraus entstehende Erddruck muß mindestens auf die Bockdruckpfähle kommen. Die E'-Kräfte sind hier nicht zu ermitteln; es wird geschätzt, daß sie die E_{p1} -Kräfte um 25% vergrößern. Als Gleitflächenneigungen werden die des Erdkörpers zwischen Spundwand und Bockdruckpfählen angesetzt, da bei gleichem Boden eine von unten bis oben gleich geneigte Gleitfläche angenommen werden soll (Abb. 9) und zudem eine genauere Bestimmung das Rechnungsergebnis nicht wesentlich beeinflussen kann. Die Q-Kräfte auf die verschiedenen Teile der gebrochenen Gleitflächen unter Teilkörper III und IV sind ungefähr gleichgerichtet; im Krafteck wurde die Winkelhalbierende als resultierende Richtung angesetzt. (Bei den Q-Richtungen für die Widerstandsberechnung unter den Teilkörpern V und VI wurde anders verfahren! — Vgl. n.)

Bei dem dargestellten Beispiel ist der Erddruck gegen die Bockdruckpfähle oberhalb -11 NN ermittelt zu $E_{p2} = 50 \text{ t}$ für volle Hinterfüllungshöhe (Abb. 43b) und zu $E_{p1} = 13 \text{ t}$ für den Boden zwischen den Pfählen (1,25 mal schraffierte Fläche in Abb. 43c); zusätzlich ist also $\frac{50 - 13}{50} = \frac{37}{50}$ des Gesamtdruckes von 50 t ; davon wird bei Annahme eines Verbaues von $\frac{b}{a} \cdot 100 = \frac{0,34}{3,0} \cdot 100 = 11,5\%$ ein Anteil von 23% (Abb. 10) abgeschirmt. Von den 90%

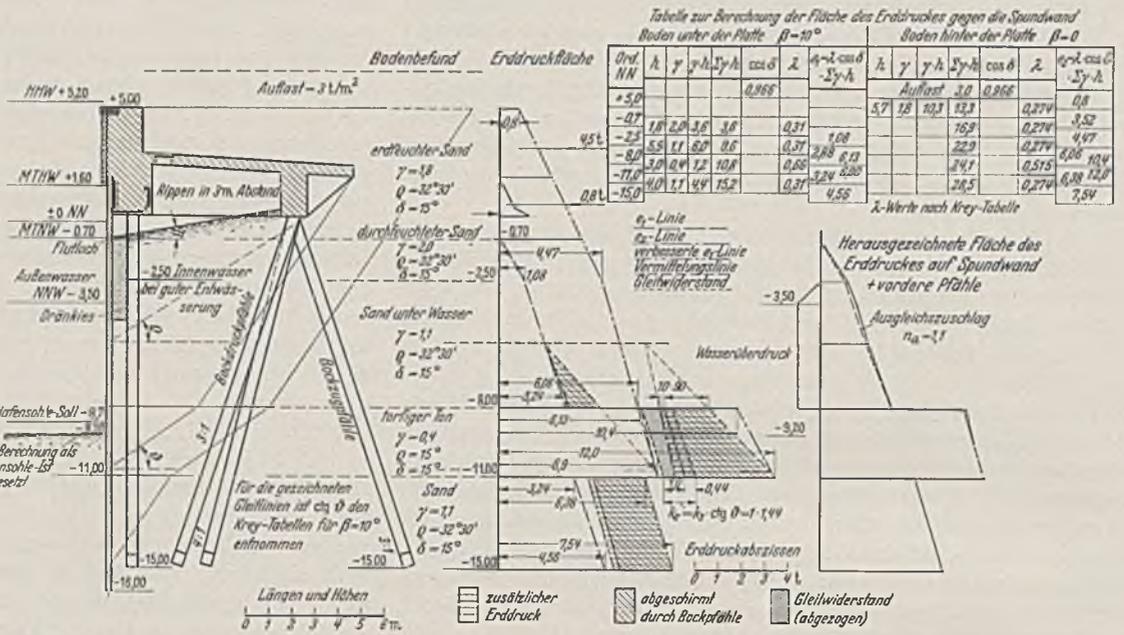


Abb. 43a.

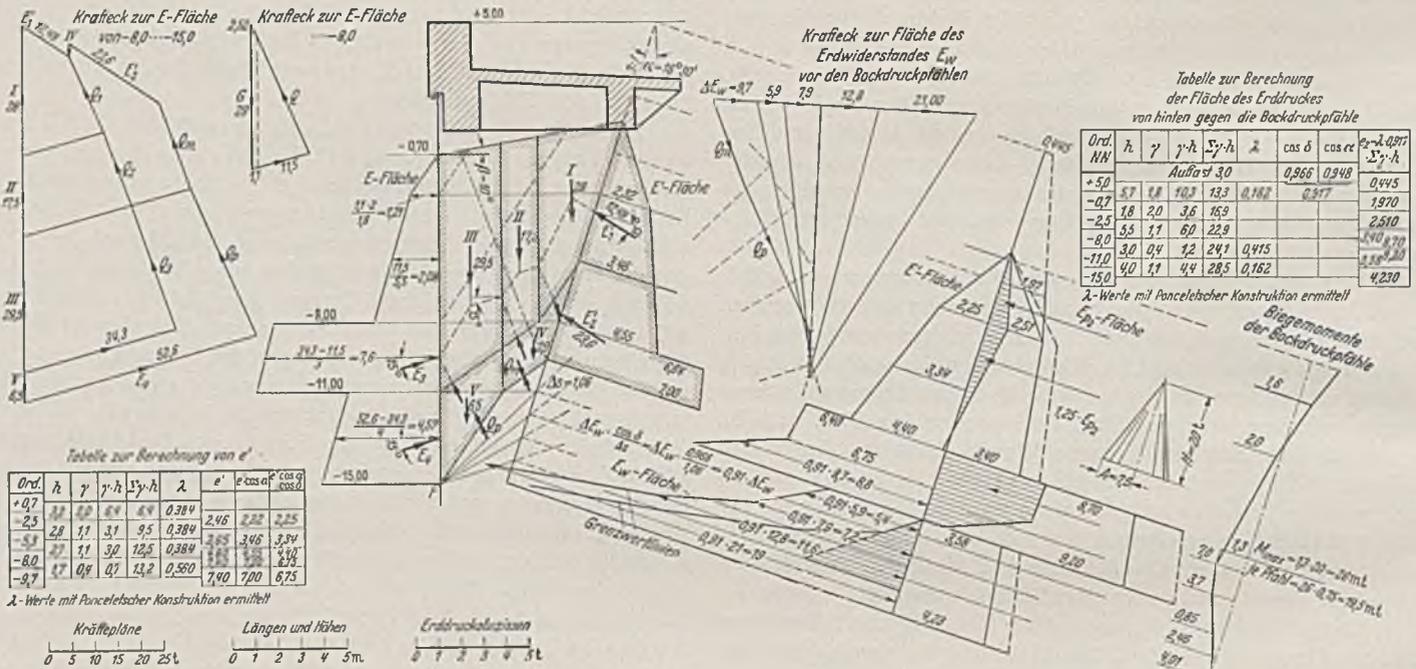


Abb. 43b.

zusätzlichen Erddrucks gegen die Spundwand wird also durch die Bockdruckpfähle ein Anteil von

$$\frac{1}{4} + \frac{3}{4} \left(\frac{100 - 23}{100} \right) = 83\%$$

abgeschirmt. Die oben gestellte Forderung ist hier erfüllt, wenn die Abszissen der E_{p2} -Fläche mit 1,25 multipliziert werden (gestrichelte Linie in Abb. 43b). Die Differenz 1,25 · E_{p2} -Fläche weniger E_1 -Fläche ist gleich 83% des zusätzlichen Erddruckes gegen die Spundwand und stellt damit die angenommene Erddruckbelastung je lfdm der Bockpfehlwand dar.

m) Die Auflagerung der Bockdruckpfähle soll oben voll eingespannt hergestellt werden.

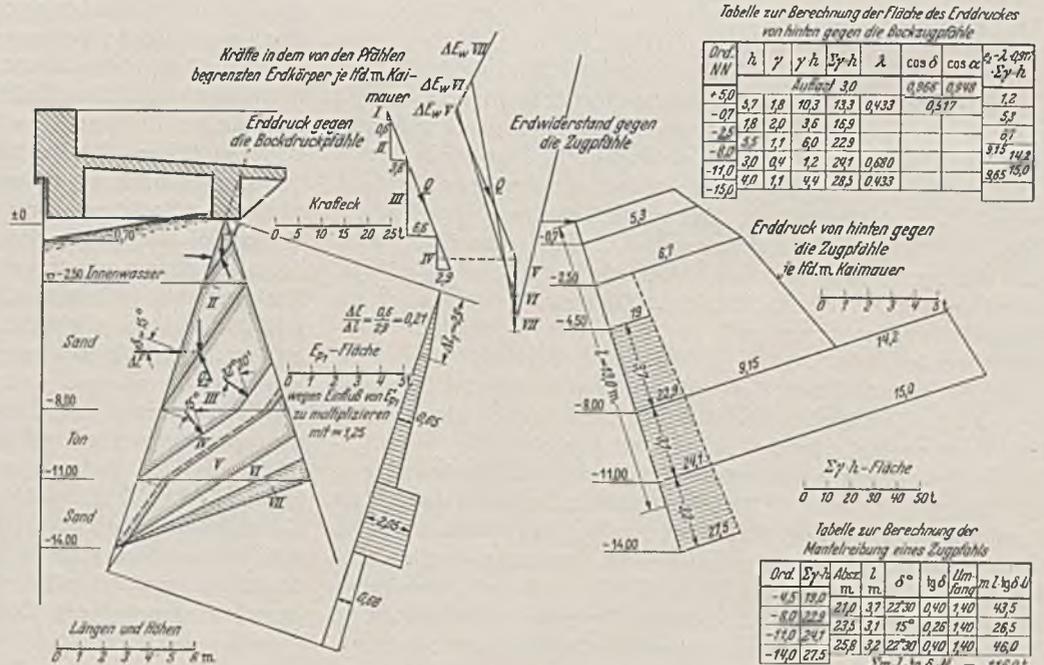


Abb. 43c.

rechts ergeben. Doch wird eine allzugroße Verbiegung des Pfahles nicht eintreten, solange der Erdkörper zwischen Spundwand und Bockpfählen Erdwiderstand hergeben kann, dessen Reaktion den Erddruck auf die Spundwand vermehrt und die bei dem für die Spundwand günstigen Wasserstand noch aufgenommen werden kann. Verfolgt man diesen Gedanken weiter, so findet man, daß eine Kaimauer auch dann standfest sein kann, wenn die Pfähle sehr biegsam und garnicht in der Lage sind, Erddruckkräfte abzuschirmen, wenn nur zugleich die Spundwand genügend steif und so widerstandsfähig ist, daß sie alle seitlichen Kräfte allein aufnimmt. Doch hätte man dann eine Art labilen Gleichgewichts, das nicht zum Ausgangspunkt einer Entwurfsberechnung genommen werden sollte.

r) Die Pfahlmomente sind bei dem behandelten Beispiel besonders groß; doch lassen sich Pfähle herstellen, die solche Momente aufzunehmen vermögen. Es scheint auch vertretbar, daß der Bemessung der Pfähle nicht die gemeinhin „zulässigen“ Spannungen zugrunde gelegt werden, sondern — entsprechend dem unter 20 i zu den Stahlspundbohlen Gesagten — der Proportionalitätsgrenze nähere Spannungen. Dies ist bei Kaimauerpfählen deshalb um so eher zu vertreten, als ein zufälliger Fehler eines Pfahles sich schwerlich bemerkbar machen kann, da der Pfahlrost als Ganzes zur Wirkung kommt und ein Mangel einzelner Pfähle sich auf einen weiten Bereich des Rostes verteilen muß, da die Natur der Erddruckkräfte es mit sich bringt, daß nicht ein Pfahl mit der hinter ihm befindlichen Erdkörperlamelle für sich ausweichen kann. Immerhin würden solche Pfähle im Falle des Beispiels sehr schwer und so unhandlich werden, daß es sich empfehlen würde, eine andere Bauart für die Mauer zu wählen. Das behandelte Beispiel wurde gerade deswegen gewählt, um zu zeigen, wie ungünstig tiefliegende nachgiebige Schichten für eine Kaimauer und unter deren Bauteilen besonders für die Pfähle sind, und daß gegebenenfalls Schäden weniger an der Spundwand als eben an den Pfählen zu erwarten sind.

s) Die Pfähle werden außer durch die Biegemomente durch achsrechte Kräfte beansprucht, die teils aus dem Gewicht des Mauerkörpers und der Auflast, teils aus der Bockwirkung herrühren. Die waagerechten Kräfte auf den Bock setzen sich hier wie folgt zusammen:

Auflagerzug A der Spundwand	11,80 t/m
„ A der vorderen Pfähle	4,75 „
„ A der Bockdruckpfähle	7,50 „
„ A der Bockzugpfähle	1,50 „
Erddruck auf die Längsrippe	0,80 „
Erddruck über + 2,50	4,50 „
Pollerzug und Kranseitenstoß	2,00 „
	<hr/>
	32,85 t/m

Durch Zusammensetzen dieser waagerechten mit den lotrechten Lasten wurden die angreifenden achsrechten Kräfte bestimmt, und zwar für die Bockdruckpfähle zu 90 t Druck und für die Zugpfähle zu 30 t Zug je lfdm Kaimauer. Die Bockdruckpfähle haben also auf den Baugrund eine achsrechte Kraft von 90 t zu übertragen, das sind zerlegt 87 t lotrecht und 25 t waagrecht; dazu kommt als waagerechte Kraft der aus dem Erddruck auf die Pfähle herrührende untere Auflagerdruck in Höhe von rd. 7,5 t.

Die widerstehenden Kräfte sind bisher nicht erforscht; es gibt auch kein gebräuchliches Verfahren zu ihrer Bestimmung. Man hilft sich im allgemeinen mit der Annahme einer zulässigen Belastung je Pfahl, die zwischen 40 und 70 t eingeschätzt wurde, und mit der Forderung, daß die Rammung nach einer der Rammformeln genügende Sicherheit biete (z. B. 2 1/2-fach nach Redtenbacher). Dieser Behelf ist jedoch unzureichend und wird zudem irreführend, sobald die Pfähle so eng stehen, daß sich ihre Einflußgebiete überschneiden. Bekanntlich überträgt ein Rammpfahl seine Last nicht nur durch den „Spitzenwiderstand“, sondern auch durch die „Mantelreibung“ auf den Baugrund. In welchem Verhältnis die über die Spitze und den Mantel übertragenen Kräfte stehen, richtet sich nach den besonderen Umständen des Einzelfalles. Die Pfahllast wird jedenfalls nicht notwendig allein auf den

Boden unmittelbar unter der Pfahlspitze übertragen, sondern sie kann infolge der Mantelreibung auch auf den Boden neben der Pfahlspitze und weiter oben auf den Boden neben dem Pfahlmantel übertragen werden (Abb. 44). Die Mantelreibung bewirkt, so kann man es auffassen, eine gewisse Verbindung zwischen Pfahl und Baugrund, die in der Wirkung einer Verbreiterung des Pfahlfußes gleichkommt. — Voraussetzung dabei ist eine genügende seitliche Pressung zwischen Pfahl und Boden. Stehen die Pfähle eines Pfahlrostes eng beieinander, so wird meist durch die Rammung der ersten Pfähle der Baugrund bereits so stark verdichtet, daß die zwischen den ersten einzubringenden weiteren Pfähle einen so großen Rammwiderstand bieten, daß Spülung zur Hilfe genommen werden muß. Eine derartige Verdichtung des Baugrundes muß beim Einbringen der Pfähle erreicht werden, um die genannte Voraussetzung zu erfüllen.

In dem engen Pfahlrost werden sich die Querschnitte der durch die Wirkung der Mantelreibung gleichsam verbreiterten Pfahlfüße überschneiden; die Ausnutzung des Baugrundwiderstandes kann dann durch eine Vermehrung der Pfähle nicht verbessert werden. Dieser Fall soll für die Längsrichtung der Kaimauer bei dem im folgenden erläuterten Verfahren zur Abschätzung der widerstehenden Kräfte des Baugrundes vorausgesetzt werden. Die Pfahlabstände seien also genügend gering, um eine Pfahlreihe (Bockdruckpfähle) wie eine Pfahlwand, d. h. nicht mehr als räumliches, sondern als ebenes Problem behandeln zu dürfen.

t) Nach einiger Vereinfachung kann man die Frage nach dem Widerstand des Baugrundes wie folgt (Abb. 45) fassen: In einer Tiefe t unter der Hafensohle drückt ein Grundwerkskörper von der Breite b mit dem Gewicht Q auf den Baugrund, der links und rechts von dem Grundwerkskörper mit Boden verschiedener Höhe und daher verschiedener Sohldrucke ($p_1 > p$) belastet ist. Wann weicht der Baugrund aus?

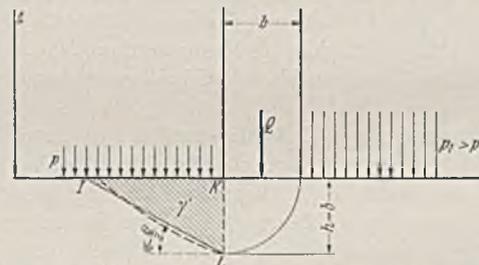


Abb. 45. Skizze über den Widerstand des Baugrundes.

Der Baugrund kann nur seitlich und zwar nur einseitig nach der Seite der geringeren Bodenauflast (p) ausweichen. Dabei wird sich eine gekrümmte Gleitfläche ausbilden. Betrachten wir nun die Kräfte, die auf eine den Gleitkörper lotrecht unter der Grundwerkskante unterteilende Fläche K—L wirken! Nach der Abb. 45 rechts von K—L greift ein durch die Grundwerkslast Q hervorgerufener Erddruck an, dessen Größe zu rund $E_Q = \lambda_a \cdot Q$ angesetzt werden kann. Dem soll der Erdwiderstand E_w links von K—L standhalten. E_w ist hauptsächlich abhängig von der Größe der Auflast p und dem λ -Wert, der dem Reibungswinkel des Bodens entspricht. Als Annäherung kann man p in das Raumgewicht des Gleitkörpers IKL einrechnen, wobei sich $\gamma' = \gamma + \frac{2p}{h}$ oder bei Vernachlässigung von γ $\gamma' = \frac{2p}{h}$ ergibt. Dann ist rund

$$E_w = \lambda_w \cdot \gamma' \cdot \frac{h^2}{2} = \lambda_w \cdot \frac{2p}{h} \cdot \frac{h^2}{2} = \lambda_w \cdot p \cdot h \text{ und bei Annahme von } h = b \quad E_w = \lambda_w \cdot p \cdot b$$

Bei dem hier behandelten Beispiel stehen die Bockdruckpfähle auf einer Grundfläche von rd. 2 m Breite. $p = \Sigma \gamma \cdot h$ ist mit



Abb. 44. Skizze über den Übergang einer Pfahllast auf den Baugrund.

15,2 t/m, λ_w mit 5,8 anzusetzen. Dann ist $E_w = 5,8 \cdot 15,2 \cdot 2 = 177$ t/m. Demgegenüber ist E_a nach den obengenannten Zahlen $E_a = (25 + 7,5) + \lambda_a \cdot 87 = 32,5 + 0,28 \cdot 87 = 57$ t/m und $n = \frac{177}{57} = 3$. Natürlich beansprucht eine derartige Rechnung keine Genauigkeit. Die Pfahllasten werden zweifellos größer werden als angesetzt, da sich oberhalb der Hauptgleitfläche Boden durch die Reibung an die Pfähle hängen wird. Ebenso wird aber unterhalb der Hauptgleitfläche ein Kraftanteil aus den Pfählen an den Boden abgegeben und vergrößert auch p und damit E_w . Bei praktischen Berechnungen werden gleichartige Überlegungen auch für die Vorderpfähle und gegebenenfalls weitere kritische Punkte durchzuführen sein.

u) Die Widerstandskraft der Zugpfähle beruht hauptsächlich auf der Mantelreibung, daneben auf Eigengewicht und gegebenenfalls auch Saugwirkung; sie ist noch weniger als die der Druckpfähle erforscht. Der einzelne Zugpfahl mag ähnlich wie ein Anker einen Bodenkeil erfassen, was jedoch bei Ausziehversuchen nicht bemerkt werden kann, wenn der Pfahlzieher auf der Oberfläche des Bodenkeils abgestützt ist.

Es gilt hier entsprechend das unter s) über die Überschneidung der Pfahlkräfte Gesagte. Von einem gewissen Pfahlabstand an kann die Haltekraft einer Pfahlreihe durch Engerstellen der Pfähle nicht vermehrt werden.

Da zuverlässige Verfahren für die Berechnung der Haltekraft fehlen, schätzt man sie üblicherweise nach Maßgabe der Umfangsreibung ein. Es wird angenommen, daß der Auszieh Widerstand einfach verhältnismäßig Länge \times Umfang \times Reibungszahl \times Erdpressung sei. Die Größe der Pressung zwischen Pfahlmantel und Boden wird je nach Boden- und Einbringungsart sehr verschieden sein. Sie wird eine dem Erdwiderstand entsprechende Größe annehmen. Mit genügender Vorsicht wird man bei eingerammten Pfählen den Wert des natürlichen Erd-drucks ($\Sigma \gamma \cdot h$) ansetzen dürfen. Als tragende Länge darf natürlich nur die des Pfahlteiles außerhalb der Hauptgleitfläche in Rechnung gestellt werden. Für den Fall des behandelten Beispiels ist die Berechnung in einer Zahlentafel der Abb. 43c durchgeführt und die Mantelreibung eines Pfahles zu 116 t ermittelt. Die sich danach ergebende Sicherheit von $\frac{116}{3 \cdot 30} = 1,3$ erscheint bei der Unsicherheit der An-

nahmen reichlich gering, selbst wenn man berücksichtigt, daß die Ermittlung der Horizontalkraft und damit der Zugkraft einen Ausgleichsfaktor enthält. Solange das Problem des Auszieh Widerstandes der Zugpfähle nicht näher erforscht ist, empfiehlt es sich $n > 2$ zu wählen.

Das absichtlich an die Grenze der Standsicherheit gerückte Beispiel erweist die Biegefestigkeit der Pfähle und die Haltekraft der Zugpfähle im Boden als besonders kritische Punkte.

22. Beispiel 3. — Pfahlwandbock aus Eisenbeton.

a) Das in Abb. 46 dargestellte Bauwerk soll nur als Böschungsstütze dienen. Schiffe machen nicht daran fest. Abspülungen des Hafensbodens sind nicht zu erwarten. Bei der Baggerung bleibt

²⁵ Das Problem der Haltekraft von Ankern und insbesondere „kurzen Ankern“ ist in dem während der Drucklegung dieses Aufsatzes erschienenen Buch von E. K r a n z: Über die Verankerung von Spundwänden, Berlin 1940, ausführlich behandelt. Es wird gezeigt, daß wie bei der von H o m b e r g untersuchten Doppelwand der Erdwiderstand vor dem Anker von dem Erddruck gegen die gehaltene Wand beeinflusst wird. Die maßgebende Gleitlinie ist die Verbindung zwischen Ankerfußpunkt und Spundwandfußpunkt, wenn a) der Anker „kurz“ ist, oder b) die Raumbewichte und (oder) Reibungswinkel des Bodens unter dem Anker geringer sind als über dem Anker. Dies macht auch für die meisten „langen“ Anker eine Vergleichsberechnung nach K r a n z erforderlich.

über der planmäßigen Hafensohle im allgemeinen noch eine kleine Böschung vor der Pfahlwand stehen. Die planmäßige Hafensohle wird daher auch in der Berechnung angesetzt.

b) Die Eisenbetonpfahlwand ist nicht wasserdicht. Durch eine Kiesschüttung hinter ihr muß der feine Hinterfüllungssand gehindert werden, durch die Fugen zu rutschen. Mit Wasserüberdruck braucht daher nicht gerechnet zu werden.

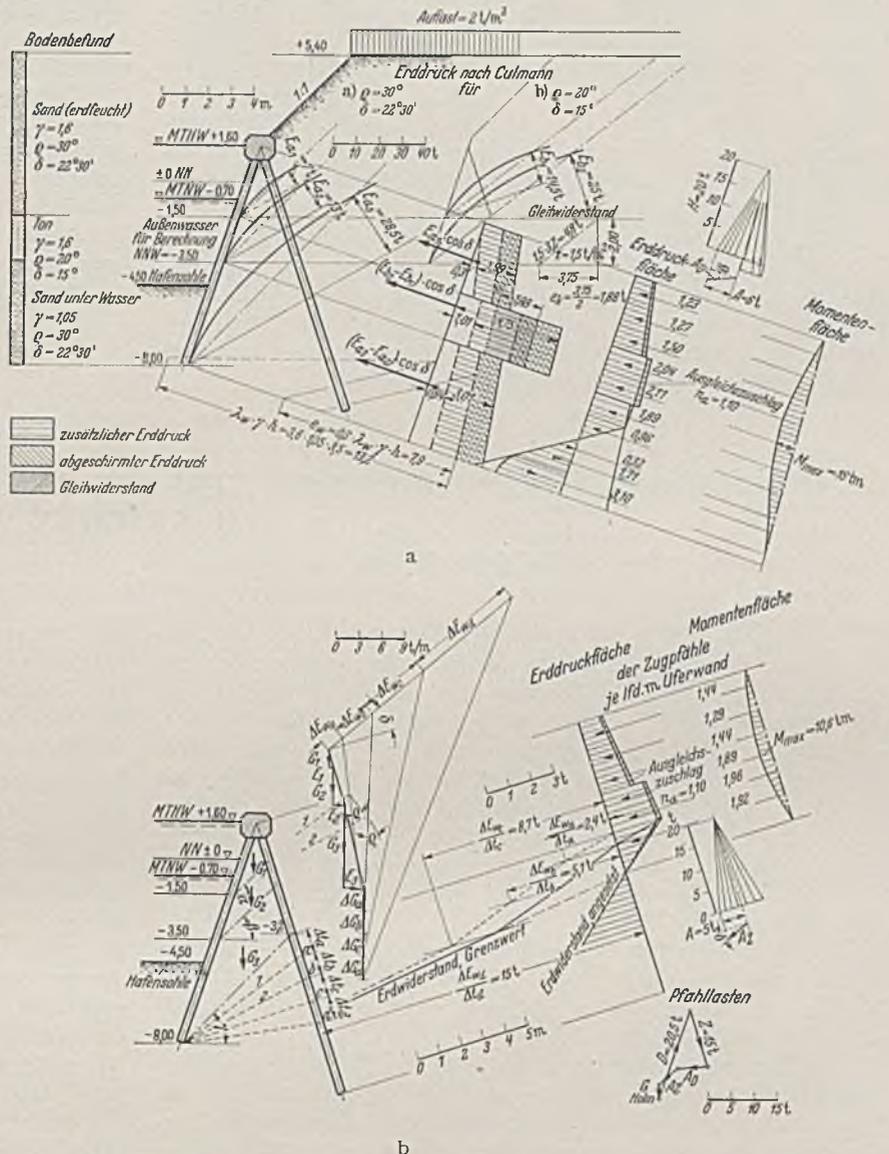


Abb. 46. Erddruckberechnung für einen Pfahlwandbock.

c) Der Bodenbefund ist in Abb. 46a eingezeichnet. Bei der Gleitwiderstandsberechnung wurde wegen der Mehrlast durch plan-

26) Die in der Einleitung erwähnten Untersuchungen zur weiteren Abstimmung von Erfahrung und Rechnung haben noch während der Drucklegung dieses Aufsatzes zu folgenden ersten Ergebnissen geführt:

1. Der Einfluß der Bodennachgiebigkeit auf die Größe der ausgelösten Erdwiderstände im unteren Spundwandteil ist sehr viel größer als in den Schätzungen dieses Aufsatzes angenommen wurde.
2. Statt voller Einspannung im Boden wird praktisch bestenfalls halbe Einspannung eintreten, und ein Wert von $\nu = 0,25$ wird nur unter unwahrscheinlichen Verhältnissen überschritten werden.
3. Bei mit $\nu = 1,5$ berechneten verankerten Spundwänden kann die mangelnde Einspannung im Baugrund durch Druckverlagerung und Erdwiderstand gegen den Teil der Spundwand oberhalb des Ankers im allgemeinen hinsichtlich des Biegemomentes ausgeglichen werden; man darf dann auch die hohen Spannungen des Beispiels 1 zulassen. Doch muß mit einer Erhöhung der Ankerkraft um etwa das 1,5 fache gerechnet werden.
4. Bei K a i s p u n d w ä n d e n wird anders als in Beispiel 2 besser ohne Einspannung im Boden gerechnet, da die Ausgleichsmöglichkeiten hier gering sind. Bei Rechnung mit Einspannung sind die zulässigen Spannungen etwa 20 % niedriger, die Ankerkraft etwa 20 % über der des Rechnungsergebnisses anzusetzen.

mäßige Geländeaufhöhung ein auf 50% verringerter τ -Wert eingesetzt (vgl. Ziff. 10)

d) Beim anfänglichen Nachgeben der Wand ist eine leichte Kippbewegung um den Wandfußpunkt zu erwarten. Der Erd- druck ist daher für Fall a, Abb. 8 anzusetzen. Es soll ohne Ein- spannung im Boden gerechnet werden. Die Gestalt der Hinter- füllung ermöglicht nicht die Rechnung mit nachschlagbaren λ - Werten. Der Erddruck muß für verschiedene Wandabschnitte mit Culmannlinien bestimmt werden. Der Schwierigkeit der Gleit- linienführung in den verschiedenen Bodenschichten wird dabei begegnet, indem eine Schar Culmannlinien so gezeichnet wird, als ob der Boden überall $\varrho = 30^\circ$ hätte (E_{a1} , E_{a2} , E_{a3}), eine andere Schar so, als ob er überall $\varrho = 20^\circ$ hätte (E_{b1} , E_{b2}). Die Raum- gewichte werden dagegen richtig eingesetzt. Die Erddrucke auf die Wandabschnitte werden durch Differenzbildung gefunden wie in Abb. 46a eingetragen.

e) Zur Berücksichtigung der Schirmwirkung der Zugpfähle und zur Einschätzung ihrer Biegmomente wird wie bei dem vori- gen Beispiel verfahren (Abb. 46b). Der Druck des Erdkörpers zwischen den Pfählen ist in Abb. 46a als gestrichelte Linie dar- gestellt, der zusätzliche, der abgeschirmte und der als Gleitwider- stand abzichbare Erddruck sind gekennzeichnet.

f) Ein Ausgleichsfaktor ist hier weniger mit Rücksicht auf bodenverdichtende Wirkungen als zum Ausgleich der Ungenauig- keit der Annahme ebener Gleitflächen anzusetzen, der bei nach hinten geneigter Wand besonders groß ist. Insgesamt wurde $n_a = 1,1$ gesetzt

g) Der Grenzwert des Erdwiderstandes wird vermehrt durch die Reibungskomponente der Bockdruckkraft. Bei vollkommen starrer Wand würde der Widerstand sich am Pfahlfuß häufen. Es empfiehlt sich daher, um eine möglichst ideale Stützweite zu er- halten, eine steife Wand nicht tiefer zu rammen als es für ihre achsiale Tragfähigkeit erforderlich ist (vgl. Abschn. 21 t). Die Eisenbetonpfahlwand aber ist als so steif einzuschätzen, daß ihre Durchbiegung nur einen sehr kleinen Grenzwertteil der Erdwider- standsfläche erwarten läßt (Abb. 36,6). Um auch die Reibungskom- ponente am Wandfuß zu berücksichtigen, wurde die Widerstands- verteilung gemäß Abb. 36,7, also ohne Grenzwertteil angesetzt. Eine geringe Abrundung der Widerstandsfläche diene nur der Anpassung an die zur Aufnahme der angreifenden Kräfte not- wendige Auflagerkraft.

h) Die Zugpfähle sind wie in Abschn. 22 u zu berechnen.

EINIGE GEDANKEN ÜBER DEN EINSATZ DES DEUTSCHEN BAUGEWERBES IM KRIEGE¹.

Von Dr.-Ing. W. Nakonz, Reg.- und Baurat a. D., Vorstandsmitglied der Beton- und Monierbau-AG.,
Vorsitzender des deutschen Betonvereins.

DK 624.002.1 (43)

Das Hauptstreben des Baugewerbes gilt heute dem Ziel, die Bauten, die Wehrmacht und Rüstungsindustrie für die erfolgreiche Durchführung des Krieges benötigen, so schnell wie möglich und mit weitestgehender Ersparnis an Baustoffen und Menschen her- zustellen; technische Feinheiten kommen erst an zweiter Stelle. Die Einsparung von Arbeitskräften ist besonders wichtig. Sie gehört zu dem Begriff Leistungssteigerung, den der General- inspektor für das Deutsche Straßenwesen Dr.-Ing. Todt seit mehr denn Jahresfrist in klarer Zielsetzung aufgeworfen und über den er insbesondere in Bayreuth am 4. Juni 1939 eingehende Aus- führungen gemacht hat.

Die Kurve der Beschäftigung des deutschen Baugewerbes war in den Jahren 1938 und 1939 steil nach oben gegangen. Als der Krieg am 1. September 1939 ausbrach, war die Bauwirtschaft auf höchste Touren eingestellt.

Zu Beginn des Weltkrieges, im Jahre 1914, kam die Bautätig- keit fast vollkommen zum Erliegen. Erst die Durchführung des Hindenburgprogramms im Jahre 1916 brachte einen starken Ein- satz des Baugewerbes. Dieser Fehler, daß notwendige Maßnahmen zu spät ergriffen werden, ist dieses Mal nicht wiederholt worden. Das Baugewerbe ist gleich zu Beginn des Krieges fast mit seiner vollen Leistungsfähigkeit für die verschiedensten Rüstungsauf- gaben eingesetzt worden. Oberbaurat Steffens beim General- inspektor für das Deutsche Straßenwesen schätzte² das Bauvolumen für den derzeitigen Kriegszustand auf etwa 70—80% des friedens- mäßigen Bestandes. Unter Berücksichtigung dessen, daß durch zahlreiche Einberufungen nicht unerhebliche Lücken in den Bau- berufen aufgetreten sind, muß der oben genannte Beschäftigungs- grad als ein recht hoher bezeichnet werden.

Welche Bedeutung einem ordnungsgemäßen Weiterarbeiten der Bauindustrie beigelegt wird, geht schon daraus hervor, daß durch einen Erlaß des Generalfeldmarschalls Göring die Befugnisse des Generalbevollmächtigten für die Regelung der Bauwirtschaft ganz wesentlich erweitert worden sind. Kraft der ihm übertragenen Vollmachten besitzt er jetzt einen umfassenden Überblick über die gesamte Bautätigkeit, und er kann überall die geeigneten Maß- nahmen ergreifen, die notwendig sind, um die Bauten, die für die

Landesverteidigung dringlich und wichtig sind, bevorzugt zu be- handeln und auftretende Schwierigkeiten aus dem Wege zu räumen. Die verhältnismäßig starke Beschäftigung des Baugewerbes wäh- rend des Krieges beweist, daß es einen wichtigen Faktor unserer Waffenschmiede darstellt und daß die Erhaltung und wenn mög- lich Erhöhung seiner Leistungsfähigkeit für die siegreiche Beendi- gung des uns aufgezwungenen Kampfes bedeutungsvoll sind.

Wenn früher ein Unternehmer bestrebt war, auf seinen Bau- stellen mit den Baustoffen sparsam umzugehen und die Zahl seiner Belegschaft so niedrig wie möglich zu halten, so war dies vorwiegend für ihn ein materielles Problem, und es war eine Angelegenheit, die im großen und ganzen nur ihn allein anging. Heute ist es aber weniger ein materielles als ein wehrtechnisches Problem, und es geht auch nicht nur den Unternehmer, sondern in noch höherem Grade die Allgemeinheit an, denn jeder Mann, der heute auf unseren Baustellen gespart wird, wird für andere, vielleicht wichtigere Auf- gaben frei.

Die Schwierigkeiten bei der Durchführung der Bauauf- gaben haben sich gegenüber früher beträchtlich vergrößert. Ehe- dem war das Haus nur zu bauen. Heute ist es von einem großen Vorfeld umgeben, in dem erst Hindernisse der verschiedensten Art, wie Kennziffern, Bezugsscheine, Leutebeschaffung u. a. m. zu be- seitigen sind, bevor die eigentliche Aufgabe, der Angriff auf das Haus, beginnen kann. Die Schwierigkeiten, die auf den Baustellen mit der Beschaffung und dem Antransport der Baustoffe, mit der Gestellung einer genügenden Zahl von Arbeitern, insbesondere aber an ausreichend vorgeschulten Arbeitern und Facharbeitern be- stehen, sind hinlänglich bekannt; sie brauchen hier nicht besonders hervorgehoben zu werden.

Hinzu kommt, daß ein verhältnismäßig großer Teil der Ar- beiter in Lagern unterzubringen ist, die häufig den Baufirmen ge- hören und von diesen betreut werden, und daß außerdem die Lagerinsassen auch noch zu verpflegen sind. Viele Baufirmen gehören derart, was man sich einmal klarmachen muß, zu den größten gastronomischen Betrieben in Deutschland, die allerdings auf gemeinnütziger Grundlage eingerichtet sind.

Es ist kein Wunder, daß unter dem Einfluß dieser zusätzlichen Aufgaben die Verwaltungsarbeiten bei den Bauunternehmungen sehr stark angestiegen sind. Unverhältnismäßig gewachsen ist be- sonders der mit der Löhnung der Gefolgschaft verbundene Arbeits-

¹ Nach einem Vortrag auf der diesjährigen Hauptversammlung des deutschen Beton-Vereins.

² Der deutsche Baumeister 1939.

aufwand. Der Generalbevollmächtigte für die Regelung der Bauwirtschaft hat sich in dankenswerter Weise gerade dieser Frage angenommen, um bei den beteiligten Ressorts eine Vereinfachung unseres gesamten Lohnwesens zu erreichen. Wenn früher bei einer vernünftig aufgelegenen Bauunternehmung die Zahl der technischen Angestellten die der kaufmännischen Angestellten erheblich überwog, dann ist das heute umgekehrt. Zahlenmäßig übertreffen jetzt die kaufmännischen Angestellten, zu denen auch die Lohnbuchhalter zu rechnen sind, die technischen Angestellten. Die Bedeutung des Kaufmannes und seiner Tätigkeit ist gegenüber früher gestiegen, womit ich allerdings nicht befürworten will, daß die Techniker die Führung der Betriebe den Verwaltungsbeamten zu übergeben hätten. Die Durchführung von Bauaufgaben wird immer eine vorwiegend technische Angelegenheit bleiben; und es ist zu hoffen, daß dieses in Zukunft auch wieder in der zahlenmäßigen Überlegenheit der Techniker gegenüber den Kaufleuten und Verwaltungsbeamten zum Ausdruck kommen wird.

In den Büros fehlen heute viele Angestellte, die von der Wehrmacht eingezogen worden sind. Naturgemäß macht sich dies gerade in den techn. Büros bemerkbar, und so werden wir ganz von allein darauf gedrängt, solche Konstruktionen zu bevorzugen, bei denen die anfallende Rechen- und Zeichenarbeit gering ist. Auch die Konstruktionselemente sollen möglichst einfach gestaltet werden, um die anfallende Büroarbeit überhaupt bewältigen zu können.

Ich bin der Meinung, daß eine weitere Einsparung an technischen Arbeitskräften erzielt werden könnte, wenn man sich einmal der allerdings sehr großen Mühe unterziehen würde, die in Beton oder Eisenbeton zu erstellenden Bauwerke in irgendeiner Form zu normen oder zu vereinheitlichen.

In einem Vortrage, den Prof. Neufert vor kurzem hier in Berlin im Auftrage des Generalbauinspektors Prof. Speer hielt, befaßte er sich mit einer Normung von Industriebauten. Bei einem städtischen Grundstück, bei dem die Länge und Tiefe des Gebäudes durch die Abmessungen des Grundstückes zwangsläufig vorgeschrieben sind, und bei dem auch noch womöglich die Geschoßhöhe durch die Rücksicht auf benachbarte Gebäude festgelegt ist, kann eine derartige Normung nur schwer Anwendung finden. Wenn aber im freien Gelände große Industriewerke errichtet werden, dann muß es möglich sein, feste Werte für die Achsabstände, die Gebäudetiefe und auch die Geschoßhöhe zu schaffen. Hiernach sind auch die Abmessungen der Fenster und Türen zu normen. Sobald man dieses tut, stehen für die Höhe der Säulen und für die Spannweiten der Balken immer nur bestimmte Maße zur Verfügung. Die Variationen für die konstruktive Ausgestaltung von Säulen und Balken können noch weiter dadurch eingeschränkt werden, daß auch für die Nutzlasten Standardwerte eingeführt werden, also etwa 250, 500, 1000 und 2000 kg/m². Es erscheint dann weiter überflüssig, daß die Stärken der Eisenbetonsäulen sowie die Breiten der Balken ganz in das Belieben des betreffenden Konstrukteurs gestellt sind, sondern ich könnte mir denken, daß man die Eisenbetonsäulen von 5 zu 5 cm abstuft, also etwa 25 cm, 30, 35 usw. und daß man auch für die Balken und Unterzüge die gleichen Breiten in 5 cm Abstand vorsieht. Es würde dann die Möglichkeit bestehen, die Tabellenwerke, aus denen die Tragkraft von Säulen und Balken entnommen werden kann, sehr viel einfacher und übersichtlicher zu gestalten. Es könnten Musterzeichnungen und Musterbewehrungspläne für die Konstruktionselemente vorrätig gehalten werden, und es würde in jedem Einzelfall ganz wesentlich an Rechen- und Zeichenarbeit gespart werden. Daß man bei festliegenden Geschoßhöhen auch z. B. Eisenbetontreppen ohne weiteres vereinheitlichen kann, sei nur nebenbei bemerkt. Die Schwierigkeiten einer derartigen Normung liegen auf der Hand. Es ist leichter, einzelne Fenster und Türen zu normen als ganze Gebäude und ihre Einzelteile. Die für Fenster und Türen schon vor Jahren entwickelten Normen haben sich nicht in dem erwarteten Maße durchgesetzt. Trotzdem bin ich der Meinung, daß gerade bei den heutigen Verhältnissen die Bemühungen von Neufert, der auch die Mitarbeit des Deutschen Beton-Vereins in Anspruch nimmt, volle Unterstützung verdienen.

In den nächsten Jahren wird wahrscheinlich in den Ostgebieten

und auch in anderen Teilen Deutschlands eine große Zahl von Brücken in Eisenbeton zu erstellen sein. Auch hier müßte es möglich sein, von vorneherein bestimmte Regelspannweiten festzusetzen, indem bei kleineren Lichtweiten die Spannweiten etwa von 2 zu 2 m und bei größeren Lichtweiten von 4 zu 4 m gestaffelt werden. Wenn dann weiter bedacht wird, daß die Nutzlasten für Straßen- und Eisenbahnbrücken bereits weitgehend vereinheitlicht sind, sollte es wohl angängig sein, eine Reihe von Typenentwürfen aufzustellen, die aus dem Schubfach gezogen und dann ohne viel zusätzliche Büroarbeit für die Durchführung bestimmt werden können. Für die Konstruktionshöhe würden im allgemeinen zwei Varianten genügen und zwar einmal beschränkte, das andere Mal reichliche Konstruktionshöhe. Auch bei den Brücken bin ich mir selbstverständlich bewußt, daß es in vielen Fällen, z. B. bei eingegengtem Baufeld in Städten oder bei landschaftlich besonders hervorragenden Punkten, nicht möglich sein wird, für die Entwurfsgestaltung die Zwangsjacke einer Normung zu verwenden. Auch neigen wir Deutschen erfahrungsgemäß dazu, die persönliche Initiative und den persönlichen Geschmack weitgehend zur Geltung bringen zu wollen, aber trotzdem möchte ich doch annehmen, daß Versuchen nach dieser Richtung hin ein Erfolg beschieden sein würde.

Es muß heute mehr als früher Wert darauf gelegt werden, die richtige Bauweise zu wählen und Rücksicht darauf zu nehmen, welche Baustoffe zur Verfügung stehen. Die Notwendigkeit, das Eisen vorwiegend für die eigentlichen Wehrmattszwecke freizuhalten, zwingt dazu, bei den Bauten an Eisen zu sparen. Hier ist gerade die Eisenbetonbauweise gut dran, die im Brückenbau und im Industriebau oft mit etwa 25—40% des Eisens auskommt, das der Stahlbau benötigt. Darüber hinaus lassen sich in manchen Fällen noch Ersparnisse an Eisen machen, wenn die reine Massivbauweise in Beton oder Mauerwerk gewählt wird. Das hat aber auch seine Grenzen; denn die Massivbauweise erfordert immer sehr viel größere Massen, und bei abgelegenen Baustellen mit schwierigen Transportverhältnissen wird daher zu überlegen sein, ob der Mehreinsatz von Transportmitteln für die größeren Baustoffmengen die gewünschte Eisenersparnis aufwiegt.

Unerläßlich für eine vernünftige Entwurfsbearbeitung sind rechtzeitige Bodenuntersuchungen. Angefangen von einfachen Bohrungen bis zu den dynamischen und seismischen Untersuchungen stehen heute genügend Verfahren zur Verfügung, die eine zuverlässige Beurteilung des Baugrundes, seiner Tragfähigkeit und seines zu erwartenden Setzungsmaßes gestatten. Die Kosten für Bodenuntersuchungen machen sich immer bezahlt, und es ist wichtig, diese Untersuchungen so rechtzeitig durchzuführen, daß sie für die Entwurfsbearbeitung früh genug zur Verfügung stehen und daß nicht später, nachdem bereits mit der Ausführung begonnen worden ist, die gesamte Gründung umgeworfen werden muß.

Jede Änderung, die abweichend von dem ursprünglich für die Ausführung bestimmten Entwurf auf der Baustelle vorgenommen wird, bedeutet eine Leistungsminderung. Anzustreben ist, daß vor Beginn der Bauarbeiten der Entwurf mit seinen wesentlichsten Ausführungszeichnungen fertig vorliegt, und daß dann nach diesem Entwurf ohne jede Änderung und ohne irgendeinen Aufenthalt auf der Baustelle gearbeitet werden kann. Ich weiß, daß dieses Ideal heute in vielen Fällen nicht durchführbar ist. Bei der großen Schnelligkeit, mit der die Bauvorhaben erstellt werden müssen, ist häufig keine ausreichende Zeit vorhanden, den Entwurf in allen Einzelheiten vor Baubeginn aufzustellen.

Es darf auch nicht verkannt werden, daß bei neuen Fabrikationsverfahren, die aus dem Laboratorium in die Wirklichkeit übersetzt werden, sich gelegentlich noch während des Baues der Fabriken ganz große Änderungen in den Fabrikationsverfahren selbst ergeben können, so daß die gesamte Anlage umgearbeitet werden muß. Derartig berechnete Änderungen müssen selbstverständlich in Kauf genommen werden.

Es darf aber nicht übersehen werden, daß häufig während der Bauausführung sehr einschneidende Änderungen erfolgen, für die eine richtige Begründung fehlt und die nur so zu erklären sind, daß

die Durcharbeitung von vorneherein nicht mit der nötigen Umsicht vorgenommen worden ist.

Änderungen belasten zunächst einmal das Konstruktionsbüro, indem sehr viele Berechnungen und Zeichnungen, die mit vieler Mühe aufgestellt worden sind, vernichtet und durch neue ersetzt werden müssen. Sie lähmen aber auch die Arbeitsfreudigkeit der Belegschaft auf der Baustelle. Jeder Bauleiter weiß aus Erfahrung, daß der Bauarbeiter, der heute eine Decke geschüttet hat und einige Tage später wieder große Löcher in diese stemmen muß, oder daß der Zimmerer, der heute eine Schalung aufstellen und morgen diese wieder fortreißen und durch eine andere ersetzen muß, das Vertrauen zu den Angaben, daß dieser Bau besonders eilig sei, verliert, und daß seine Lust an der Arbeit überhaupt nachläßt; denn keiner zerstört gern die Arbeit, die er kurz vorher gemacht hat: Änderungen wirken stark bremsend auf den Arbeitswillen der Belegschaft.

Jede Baustelle muß auch von vorneherein in der richtigen Weise vorbereitet werden. Bevor mit den eigentlichen Bauarbeiten begonnen wird, sollen die Transportmöglichkeiten sichergestellt, sollen elektrischer Anschluß und Wasserbeschaffung geregelt sein. Diese Forderung ist nicht neu, aber es wird häufig noch verkannt, welch wohlthuenden Einfluß auf die gesamte Baudisposition es ausübt, wenn von vorneherein ein Eisenbahnanschluß vorhanden ist und die nötigen Zufahrtswege nach der Baustelle geschaffen sind.

Mancher Bauherr glaubt Zeit zu gewinnen, wenn er sofort, nachdem das Gelände für seine Anlage bestimmt ist, die Bauarbeiten anfangen läßt und den Unternehmer verpflichtet, Material nach der Baustelle zu schaffen, mit der Einrichtung zu beginnen und möglichst bald den ersten Beton herzustellen. Wenn für die Ausführung eines Bauvorhabens z. B. neun Monate zur Verfügung stehen, ist es fast immer besser, zunächst einmal drei Monate auf eine richtige Einrichtung der Baustelle zu verwenden und dann sechs Monate einen intensiven Baubetrieb durchzuführen, als gleich bei Beginn der neun Monate mit dem Bauen zu beginnen. Der Bau wird dann vielleicht auch in neun Monaten fertig, aber es gibt zunächst einen großen Wirrwarr auf der Baustelle, und es entstehen beträchtliche Mehrkosten, die durch einen großen Stundenverbrauch, also Arbeitsverschwendung, bedingt sind.

Notwendig ist es, möglichst frühzeitig für einen ausreichenden Vorrat an Baustoffen zu sorgen. In normalen Zeiten war es schon wünschenswert, für mehrere Tage Vorrat an Zement und Zuschlägen auf der Baustelle zu haben. Heute ist die Gefahr irgendwelcher Störungen bei dem Antransport sehr viel größer. Je mehr Vorräte angestapelt sind, desto eher ist die Sicherheit dafür gegeben, daß später ohne Störungen betonierte werden kann.

Bei den Maßnahmen, die im Hinblick auf eine größtmögliche Leistungssteigerung bei unseren Bauvorhaben zu beachten sind, kommt der Baustelle selbst besondere Beachtung zu. Es ist leider festzustellen, daß im Laufe der letzten 1½—2 Jahre auf vielen Baustellen eine Leistungsminderung eingetreten ist. Die Durchschnittsleistung der gesamten Belegschaft ist heruntergegangen. Der Grad dieser Leistungsminderung ist auf den einzelnen Baustellen verschieden. Es gibt heute noch Baustellen, bei denen die gleichen guten Leistungen wie früher vollbracht werden. Es gibt aber andererseits manche Baustelle, bei der die Leistungsminderung ein erhebliches Ausmaß angenommen hat.

Einige Gründe hierfür habe ich schon gestreift. Die Arbeitsleistung läßt sofort nach, wenn die Baustoffe schleppend eingehen; es ist nicht immer möglich, die auf bestimmte Arbeiten eingestellten Arbeitskolonnen ohne jeden Verlust auf andere Arbeiten umzustellen, und weiterhin entstehen Leistungsminderungen durch jede Änderung des ursprünglichen Entwurfes und des ursprünglichen Bauprogrammes.

Ein besonders wichtiger Grund liegt aber bei den Belegschaften selbst. Früher wurden für ein Bauvorhaben die Arbeiter fast sämtlich an Ort und Stelle angeworben. Es wurden auch nur Leute eingestellt, die auf Baustellen schon gearbeitet hatten. Heute werden auf die Baustellen Leute aus allen möglichen Berufskreisen überwiesen. Ein großer Teil von ihnen bringt daher auch nicht die körperliche Eignung oder das Geschick für diese Arbeiten mit.

Hinzu kommt, daß viele Arbeiter ortsfremd sind; sie stammen aus anderen Gegenden des deutschen Reiches. Ferner haben auf manchen Baustellen ausländische Arbeiter eingesetzt werden müssen.

Es ist einleuchtend, daß mit diesen Belegschaften nicht die Arbeitsleistungen zu erreichen sind wie früher mit den gewerblichen Bauarbeitern, und das Bedauerliche ist, daß auf den Baustellen häufig nicht der gute Arbeiter das Tempo angibt, sondern daß dieser sich manchmal an das langsame Tempo des weniger guten und des schlechten Arbeiters gewöhnt.

Besonders nachteilig für eine Hebung der durchschnittlichen Leistung wirkt sich der Mangel an Facharbeitern aus. Auf allen großen Baustellen in den letzten Jahren standen fast immer zu wenig Zimmerer, zu wenig Flechter, zu wenig Zementeure und zu wenig Baumaschinisten zur Verfügung. Außer an Facharbeitern fehlt es aber auch an gutem und zuverlässigem Aufsichtspersonal, denn es ist nicht möglich, dieses in wenigen Jahren in der notwendigen Weise zu vermehren und heranzubilden. Ebenso wie eine Armee ohne tüchtige Unteroffiziere nichts leisten kann, so wird auch eine Baustelle versagen ohne eine genügende Zahl tüchtiger Poliere und Schachtmeister, die nicht nur über das notwendige technische Wissen und Können verfügen, sondern auch die Eignung besitzen, die ihnen unterstellten Arbeiter zu ihrer Arbeit zu begeistern und zu entsprechenden Leistungen zu erziehen.

Eine Abhilfe dieser Mängel ist bei den Facharbeitern in zielbewußter Weise seit mehreren Jahren vorgesehen. Die Lehrlingshaltung in der Bauindustrie ist stark erhöht worden. Geeignete ungelernete Arbeiter werden durch eine entsprechende Ausbildung zu Facharbeitern umgeschult. Diese Maßnahmen haben sich bereits ausgewirkt und werden in absehbarer Zeit ihre Früchte tragen. Nicht ganz so optimistisch bin ich in bezug auf das Aufsichtspersonal. Ich habe immer auf dem Standpunkt gestanden, das Aufsichtspersonal möglichst aus den Reihen der eigenen Leute heranzuziehen, schon damit diese auch das Gefühl der Aufstiegsmöglichkeit haben. Wenn man aber unter seinen Facharbeitern Umschau hält, muß man feststellen, daß der Kreis derjenigen, die für eine Polier- oder Schachtmeisterstelle in Frage kommen, doch ein sehr begrenzter ist. Z. B. wird häufig die Erfahrung gemacht, daß hervorragend tüchtige Arbeiter als Poliere nachher versagen, weil sie nicht die Fähigkeit haben, ihr eigenes Fachwissen und -können anderen mitzuteilen und auch nicht geeignet sind, die anderen in ihrer Arbeit zu überwachen und mitzureißen. Im Laufe der letzten Jahre sind eine Reihe von Schulungskursen für Poliere und Schachtmeister z. T. von der Wirtschaftsgruppe Bauindustrie, z. T. von anderen Organisationen eingerichtet worden. Ich bin mir aber im Zweifel, ob die bestehenden Mängel mit dieser freiwilligen Einrichtung beseitigt werden. Wenn man bedenkt, daß die Facharbeiter eine sorgfältige mehrjährige Ausbildung erfahren und diese mit einer Gesellenprüfung abschließen müssen, daß weiterhin die Techniker und Ingenieure bestimmte Prüfungen abzulegen haben, so kann mit Recht gefragt werden, weshalb gerade bei den Polieren und Schachtmeistern, deren Tätigkeit besonders verantwortungsvoll und wertvoll ist, hierin eine Ausnahme gemacht wird. Es wäre ernsthaft zu überlegen, ob nicht auch für sie eine Pflichtausbildung von etwa 2—3 Monaten Dauer vorgesehen werden sollte, bei der sie auch insbesondere darin geschult werden, wie sie sich als Vorgesetzte auf den Baustellen zu bewegen und durchzusetzen haben. Erst das Abschlußzeugnis einer derartigen Ausbildung würde dann dem Betreffenden das Recht geben, sich als Polier und Schachtmeister zu bezeichnen und eine Stellung als solcher zu übernehmen.

Auf manchen Baustellen wäre etwas mehr Disziplin durchaus erwünscht. Eine Baustelle ist kein Exerzierplatz, auf der nach militärischen Kommandos gearbeitet wird. Aber trotzdem muß auch auf einer Baustelle Disziplin herrschen, dies um so mehr, als der Deutsche an und für sich ein diszipliniertes Arbeiter ist.

Die Disziplin kann aber nicht allein von der Belegschaft kommen; sie ist vorwiegend Sache des Aufsichtspersonals. Sie hat zunächst zu beginnen mit der Einhaltung der richtigen Arbeitszeiten, daß jeder einzelne rechtzeitig frühmorgens bei Beginn der Arbeiten anwesend ist und sie nicht vor Schluß seiner Arbeit wieder

verläßt; sie erstreckt sich weiter darauf, daß auch die Arbeitszeit am Sonnabend und Montag voll eingehalten wird und nicht ein großer Teil der Belegschaft einen oder womöglich beide Tage zu einer verlängerten Sonntagsruhe ausnutzt. Ebenso ist es Sache der Aufsichtsorgane, dafür zu sorgen, daß Ordnung und Sauberkeit auf der Baustelle und in den Baracken herrschen. Und noch manches andere ließe sich erwählen, was durch gute Disziplin erreicht werden kann. Disziplin kann nur der verlangen, der selbst Disziplin hält. Durch dauerndes Einwirken auf die Belegschaft muß ein Vorgesetzter für Ordnung auf der Baustelle sorgen und es soweit bringen, daß die oben geschilderten Übelstände beseitigt werden oder besser noch, gar nicht erst aufkommen. Die nach der Betriebsordnung zulässigen kleinen Geldstrafen nützen im allgemeinen nicht viel. Auf jeden Fall aber ist es zweckmäßig, in derartigen Fällen den Vertrauensrat heranzuziehen und den Betroffenen nicht nur an seinem Geldbeutel, sondern auch an seinem Ehrgefühl zu packen.

Disziplin und Ordnung sind eine unumgängliche Voraussetzung. Darüber hinaus muß aber auch die gesamte Belegschaft arbeitsfreudig sein und den Willen haben, ihre ganze Kraft bereitwilligst für die Arbeit herzugeben. Dieses Problem kann einmal von der Lohnseite, dann aber auch von der persönlichen und charakterlichen Seite her angepackt werden. Bei den heutigen Tarifordnungen ist es nur in sehr beschränktem Umfange möglich, die guten Leistungen eines Arbeiters durch Gewährung eines höheren Stundenlohnes anzuerkennen. Jedoch ist der Leistungslohn zulässig und in den Tarifverträgen verankert. Seine häufigste Form ist seit jeher die des Akkords.

Das Akkordwesen ist in Mitteldeutschland besonders in Berlin, in Norddeutschland vor allem in Hamburg und auch in einem großen Teile des Rheinisch-Westfälischen Industriegebietes sehr gebräuchlich. In anderen Teilen des Reiches, z. B. in Bayern und in Ostpreußen, sind Akkordverträge lange Zeit so gut wie unbekannt gewesen. Die Erfahrungen, die mit dem Akkord gemacht worden sind, sind bei verständiger Handhabung durchaus gute gewesen. Der Akkord ist aber nicht überall anwendbar. Die Leute, die zu einem Akkord zusammenzuschließen sind, müssen hinsichtlich ihrer Leistung annähernd gleichwertig sein, denn ein guter Akkordarbeiter wird nicht gewillt sein, auf die Dauer einen schlechten mitzuziehen. Es sind weiter auch nur bestimmte, auf längere Zeit gleichbleibende Arbeitsvorgänge im Akkord durchführbar, im Eisenbetonbau vor allem das Einschalen, das Biegen und Flechten der Eisen, seltener schon das Betonieren. Die Zahl der in einem Akkord zusammengeschlossenen Leute darf auch erfahrungsgemäß nicht allzu hoch sein. Der richtige Abschluß eines Akkords setzt weiter voraus, daß das betreffende Aufsichtspersonal die Art der Arbeit sehr genau kennt und abzuschätzen vermag. Ist der Akkord zu hoch abgeschlossen und verdienen die Akkordleute zu viel, so gibt dies Mißstimmung auf der Baustelle. Wird der Akkord zu niedrig abgeschlossen, dann verfehlt er seine Wirkung. Wenn aber eine Arbeit für den Akkord geeignet ist und dieser richtig verabredet ist, so sind hiermit stets eine Verbilligung und eine Beschleunigung der Arbeit verbunden.

Eine andere Art des Leistungslohnes ist das sog. Prämiensystem. Hierbei kann eine größere Zahl von Arbeitern, auch von verschiedenen Arbeitsgattungen zusammengezogen werden. Das Prämiensystem ist z. B. üblich bei großen Erdarbeiten, wo das gesamte Personal für den Baggerschacht, bei der Gleiskolonne und auf der Kippe zu einer Gruppe zusammengezogen wird und diese gewisse Zulagen erhält, wenn eine bestimmte Mindestleistung innerhalb einer Arbeitsschicht überschritten wird. Ein ähnliches Verfahren ist gelegentlich auch bei Deckenlosen der R. A. B. angewendet worden. Auch das Prämiensystem ist an die Voraussetzung gebunden, daß längere Zeit eine gleichbleibende Arbeit vorhanden ist. Es hat ebenso wie der Akkord den Vorteil, daß der an dem Leistungslohn beteiligte Arbeiter jeden Abend nach Arbeitsschluß wenigstens annähernd übersehen kann, was er geleistet hat und wie hoch sein Mehrverdienst durch den Leistungslohn geworden ist.

Es wird nun angestrebt, den Leistungslohn noch weiter aus-

zubauen und möglichst die ganze Baustelle durch ihn zu erfassen. Die Schwierigkeiten liegen auf der Hand. Die Leistungen der Leute sind zu verschieden. Ein schneller Arbeiter wird sich auf die Dauer behindert fühlen, wenn ein anderer langsamer arbeitet. Weiterhin wollen die Arbeiter laufend ihren Mehrverdienst übersehen können. Dann muß ein Akkord gerecht abgestuft sein. Auf den Baustellen treten alle möglichen Änderungen ein, die zu einer Umstellung der planmäßigen Abwicklung zwingen und den Leistungslohn beeinflussen u. a. m.

Jede Art von Leistungslohn, ob Akkord, Prämiensystem oder eine andere Methode, verursachen für das Aufsichtspersonal eine Mehrarbeit, indem die Akkorde errechnet werden müssen, laufend auf der Baustelle aufgemessen werden muß usw. Diese Mehrarbeit darf aber nicht gescheut werden; dort, wo es möglich ist, Leistungslohn einzuführen, muß dieses zum Nutzen der Belegschaft und des Baues geschehen.

Trotzdem darf man nicht verkennen, daß von der Lohnseite allein der Hebung der Leistung auf unseren Baustellen nicht beizukommen ist. Mindestens ebenso wichtig sind eine Reihe von anderen Dingen, insbesondere, daß der Arbeiter in der richtigen Weise behandelt wird und daß sein Ehrgefühl, sein Stolz und sein Verantwortungsbewußtsein zum Mitklingen gebracht werden. Der Mann auf der Baustelle muß wissen, daß er alles das, was ihm zusteht, auch bekommt. Dr.-Ing. Todt hat vor kurzem bei einer Ansprache auf einer Beiratssitzung der Wirtschaftsgruppe Bauindustrie darauf hingewiesen, welche unnötige Verärgerung dadurch entstehen kann, daß der Lohn nicht richtig ausbezahlt wird und daß Reklamationen nach dieser Richtung hin zu langsam erledigt werden. Aber auch andere Sachen wie rechtzeitige Urlaubsgewährung, pünktliche Einhaltung der Vergünstigungen, die in vielen Betrieben Stammarbeitern eingeräumt worden sind, und manches andere, das man vielleicht als unbedeutend anzusehen geneigt ist, spielt in Wirklichkeit eine sehr große Rolle, und es ist wichtig, in den Büros darauf zu dringen, daß nicht durch langweiligen Bürokratismus die Stimmung der Belegschaft ungünstig beeinflußt wird.

Die Arbeiter auf der Baustelle dürfen nicht nur als Glied des Produktionsprozesses betrachtet werden, sondern man muß vor allen Dingen in ihnen auch den Menschen sehen und die rein menschliche Verbindung zwischen Betrieb und Belegschaft möglichst innig gestalten. Ein stationärer Fabrikbetrieb, bei dem die Arbeiter nicht wechseln und stets die gleichen Gesichter zu betreten sind, hat es leichter als ein Baubetrieb, bei dem sich mit der Baustelle auch meistens die Belegschaften ändern. Es entsteht also bei jeder Baustelle erneut die schwere Aufgabe, die Verbundenheit der Gefolgschaftsmitglieder untereinander und mit ihrem Betrieb so zu wecken und auszubauen, daß sich eine geschlossene Arbeitsgemeinschaft bildet, die zu höchster Arbeitsleistung fähig und gewillt ist, das Beste herzugeben.

Der deutsche Arbeiter hat ein sehr feines Ehrgefühl, und wenn ihm etwas Gutes getan werden soll, so ist die Art und Weise, wie dies erfolgt, häufig wichtiger als die Höhe des Betrages oder der Umfang des Geschenkes. Gute Leistungen sollen auch von den Vorgesetzten bereitwilligst anerkannt werden. Ein Lob an richtiger Stelle wirkt häufig besser als ein Tadel. Ein gutes Mittel, um den menschlichen Kontakt zu der Gefolgschaft herzustellen, ist, daß Poliere und Schachtmeister und darüber hinaus jeder Bauführer und möglichst jeder Bauleiter die Namen ihrer Leute kennen und diese namentlich anzureden vermögen. Der Arbeiter wird hierbei sofort die größere Anteilnahme des Vorgesetzten an seiner eigenen Person spüren und hierfür erkenntlich sein.

Es ist auch notwendig, das Interesse des Arbeiters an dem Bau selbst zu wecken. In Betriebsappellen sollte er über die Art und den Zweck des Baues, über den gewünschten Baufortschritt und sonstiges unterrichtet werden. Der ganze Bau gewinnt dann viel mehr Leben für ihn; seine eigene Arbeit bekommt für ihn selbst mehr Wert. Sein Stolz wird geweckt, und er wird mit größerem Anteil an die Arbeit herangehen und sie mit Freude verrichten

Der Bauherr, der einen Bau plant, und der Unternehmer, der

diesen Bau ausführt, tragen heute der Allgemeinheit gegenüber die große Verantwortung, daß die ihnen zur Verfügung gestellten Baustoffe und Arbeitskräfte richtig angewendet und ausgenutzt werden, und daß ein Höchstmaß an Zweckmäßigkeit und Leistung erreicht wird. In diesem gemeinsamen Bestreben begegnen sich Bauherr und Unternehmer, und hier das Beste zu leisten, das soll zu dem uns aufgezwungenen schweren Kampfe ein Beitrag des Baugewerbes sein. Er ist bescheidener als der der Soldaten an der Front, die bereit sein müssen, ihr Leben einzusetzen, ist aber auch

eine notwendige Voraussetzung für den siegreichen Ausgang des Krieges.

Ist das Ringen aber einmal für Deutschland entschieden, dann warten unser ganz besonders große bauliche Aufgaben, die die Verbesserung der Verkehrswege, den Ausbau der Wirtschaft, die Hebung des Lebensstandards und die Errichtung von Kulturbauten im Großdeutschen Reich betreffen. Die glückliche Aussicht auf dieses ungeheure Arbeitsfeld im künftigen Frieden soll unsere Kraft und unseren Einsatz jetzt im Kriege vervielfachen.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins.

Arbeitskreis Betonbau der Fachgruppe Bauwesen im NS-Bund Deutscher Technik.

Am 29. Februar hielt der Deutsche Betonverein in Berlin seine Jahrestagung ab, die den ausgezeichneten Besuch von etwa 600 Teilnehmern aufzuweisen hatte.

Nachdem der Vorsitzende, Herr Reg.- und Baurat a. D. Dr.-Ing. N a k o n z die Vertreter der Behörden, der Wehrmacht und der Wissenschaft begrüßt hatte, untersuchte er in seiner einleitenden Ansprache die Möglichkeiten der Leistungssteigerung im Bauwesen, wobei er auf die Schwierigkeiten hinwies, die bei diesen Bestrebungen zu überwinden sind.

Dann ergriff der Reichswalter des NS-Bundes Deutscher Technik, Gen.-Insp. Prof. Dr.-Ing. T o d t, das Wort.

Er führte u. a. aus, daß der Deutsche Betonverein in diesen Tagen der Anspannung aller Kräfte mit Stolz auf die zurückliegende Arbeit blicken kann. Nicht zuletzt stünden in seinen Reihen die Meister des Faches. Der Deutsche Betonverein habe seine Aufgabe als technische Fachorganisation richtig erfaßt und mit bestem Erfolg gelöst. In kurzen Worten umriß Dr.-Ing. Todt noch einmal die Entwicklung des Bauwesens, wie sie 1933 einsetzte und wie sie bis in die Gegenwart der Bauwissenschaft größte Aufgaben gestellt hat. Der Betonbau sei heute aus dem Bauschaffen nicht mehr fortzudenken. Auf einem besonderen Gebiet habe er sich in den letzten zwei Jahren ein für alle Mal einen Namen gemacht, beim Bau des Westwalls. Hier habe der Beton einen wesentlichen Beitrag zu der günstigen politischen Entwicklung geschaffen. Ich glaube, so sagte Dr.-Ing. Todt, die spätere Zeit, die es einmal erlaubt, Näheres zu berichten, wird das Wort prägen, daß der Eisenbetonbau im Westwall Geschichte gemacht hat.

Hierauf verkündete Gen.-Insp. Dr.-Ing. Todt im Namen des Deutschen Betonvereins, daß die E m i l - M ö r s c h - G e d e n k m ü n z e in diesem Jahre dem Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Herrn Dr.-Ing. Franz D i s c h i n g e r, wegen seiner außerordentlichen Verdienste um die Weiterentwicklung der Eisenbetonbauweise verliehen worden sei und überreichte sie ihm persönlich. Durch die Erfindung und Entwicklung der Schalenbauweise, deren konstruktive Durchbildung, durch seine Forschungen auf dem Gebiete des Betonbrückenbaues, durch die erstmalige Anwendung der Vorspannung im großen, sowie durch seine, auf einer umfangreichen Erfahrung aufbauenden, kühnen Entwürfe hat Prof. Dr.-Ing. Dischinger die Eisenbetonbauweise gefördert und zu ihrer neuesten Entwicklung beigetragen wie kaum ein Zweiter. Der lebhafteste Beifall der Versammlung begleitete die Glückwünsche des Generalinspektors an den Geehrten.

Die Reihe der Fachvorträge eröffnete Herr Ministerialdirektor S c h u l z e - F i e l t z mit einem Bericht über den Bau des Westwalls, an dem er an leitender Stelle im Rahmen der Organisation Todt mitgearbeitet hat.

Reg.-Baurat O t t o vom Reichsluftfahrtministerium berichtete in Vertretung des verhinderten Ministerialrats Dr.-Ing. L ö f k e n über neue Erfahrungen auf dem Gebiete des baulichen Luftschutzes.

Der Hauptgeschäftsführer der Wirtschaftsgruppe Bauindustrie, Herr Dr. K n e c h t, sprach über die Lage der Deutschen Bauindustrie im Kriege und über die Aufgaben, die jetzt in erhöhtem Maße an sie heranreten.

Nachdem ein gemeinsames Mittagessen die Teilnehmer in geselligem Beisammensein vereint hatte, wurde die Vortragsreihe fortgesetzt durch den Geschäftsführer des Deutschen Betonvereins, Herrn Reg.-Baumeister a. D. Dr.-Ing. B o r n e m a n n, der über die Tätigkeit des Vereins berichtete, vor allem über die als Selbstüberwachungsmaßnahme der Bau-Industrie geschaffene fachliche Beratung auf den Baustellen. Nach Mitteilungen über die Zusammenarbeit mit anderen Körperschaften gab er einen Bericht über die vom Verein im letzten Sommer veranstaltete Studienreise nach Italien, wobei er besonders die vorzügliche Vorbereitung und liebenswürdige Aufnahme durch die italienischen Behörden und Bauunternehmungen hervorhob.

Baumeister R o l o f f, Technischer Aufsichtsbeamter der Nordöstlichen Baugewerksberufsgenossenschaft Berlin, sprach über Unfallverhütung auf der Baustelle. Aus seinen reichen Erfahrungen konnte er in Wort und Lichtbild die Ursachen von Unglücksfällen und gleichzeitig

die Maßnahmen zu deren Verhütung zeigen. Ein kurzer Schmalfilm, der von dem Vortragenden selbst aufgenommen worden war, machte seine Ausführungen besonders lebendig und anschaulich.

In eingehenden Darlegungen berichtete Prof. Dr.-Ing. P i s t o r, Rektor der Technischen Hochschule München, über die Vorspannung der Bewehrung im Eisenbetonbau, deren Anfänge schon Jahrzehnte zurückliegen. In seinem umfassenden Überblick verfolgte er die Entwicklung auf diesem Gebiete von seinen ersten Anfängen, auch über Fehlschläge berichtend, bis zu der erst in den letzten Jahren erfolgten Vervollkommnung der verschiedenen Verfahren, deren Vor- und Nachteile er gegeneinander abwog und damit deren Anwendungsbereiche und Grenzen umriß. Seine Ausführungen, durch Lichtbilder und schematische Darstellungen unterstützt, zeigten die Wege, die über die Vorspannung zur Rissesicherheit des Eisenbetons und zu bedeutender Stahlersparnis führen.

Über das Rütteln des Betons, das sich nun auch in Deutschland durchgesetzt hat, berichtete Prof. G r a f von der Technischen Hochschule in Stuttgart. Der Vortragende behandelte zunächst die allgemeinen wissenschaftlichen Grundlagen des Rüttelns, soweit sie in einfacher Weise dargestellt werden können. Sodann wurde der Einfluß der Schwingungszahl und der Schwingbreite der Geräte besprochen und der Einfluß der Kornzusammensetzung des Betons und die zweckmäßige Zusammensetzung des Rüttelbetons angegeben. Es folgten Erörterungen über die zweckmäßige Steife des Betons und über die Bedeutung des Zementgehaltes. Hierauf wurde die Wirkungsweise der Rüttler, insbesondere der Innenrüttler und die zulässige Schütthöhe des Betons besprochen. Zum Schluß wurde die Anwendungsart und der Anwendungsbereich der Innenrüttler gekennzeichnet.

Herr Dr. phil. H a e g e r m a n n, Direktor des Laboratoriums des Vereins Deutscher Portland-Zement-Fabriken, Berlin-Karlshorst, teilte Ergebnisse von Versuchen mit, die sich mit der Verbesserung der Verarbeitbarkeit des Betons durch Zusätze befassen.

Im letzten Vortrag berichtete Dr.-Ing. A r n d t, Vorstandsmitglied der Philipp-Holzmann A.G., Frankfurt a. M., über den Bau des Rio Negro-Kraftwerkes in Uruguay, eine der bedeutendsten Auslandsarbeiten der letzten Jahre. Er verglich das dort entstehende Werk mit großen Wasserbauten in Deutschland und in den Vereinigten Staaten. Dabei schilderte er die durch die volkswirtschaftlichen Verhältnisse in Uruguay bedingte Eigenart der Bauarbeiten.

Die rege Beteiligung und die Wechselrede, die sich an einige Vorträge anschloß, bewies das große Interesse der Teilnehmer an dieser Tagung, die, der ernsten Zeit entsprechend, in bescheidenem Rahmen abgehalten wurde, jedoch nichts von ihrem inneren Gehalt verloren hat.

Dr.-Ing. habil. P u c h e r, Berlin.

Marine-Hafenbaudirektor Dr. phil. h. c. W. Krüger †.

Am 29. Februar 1940 ist der Marine-Hafenbaudirektor i. R. Dr. phil. h. c. Wilhelm Krüger in Wilhelmshaven nach kurzem Krankenzustand im 70. Lebensjahr gestorben.

Damit ist ein Leben zu Ende gegangen, das nur von Arbeit erfüllt war und ein Wille erloschen, der nur auf Pflichterfüllung abgestellt war. Krüger kannte keine Erholung und kein Ausspannen. Er war Tag für Tag unermüdet tätig, auch in den Zeiten, die ihm zum Urlaub und zur Erholung bestimmt waren, und dieser ununterbrochenen Arbeit ist es wahrscheinlich auch zuzuschreiben, daß aus einer Erkältung, die nicht genügend beachtet wurde, eine Krankheit entstand, die zum Tode führte.

Wilhelm Krüger besuchte das Gymnasium seiner Vaterstadt Oldenburg und die Techn. Hochschulen in Hannover und Berlin. Nach vollendeter Ausbildung trat er nach einer kurzen Beschäftigung bei der Eisenbahndirektion Essen am 1. April 1901 in den Dienst des Hafenbauressorts der Marineverft Wilhelmshaven. Er ist hier bis zu seinem Tode fast ununterbrochen geblieben. Mit Erreichen der Altersgrenze wurde er vom Oberkommando der Marine mit einer Sonderaufgabe betraut, an der er bis zu seinem Tode gearbeitet hat, und die auch bis auf kleine Reste fertig geworden ist.

Bei den ihm zuerst übertragenen Arbeiten für die Verlegung der Stadtentwässerung hatte Krüger nicht nur Gelegenheit, über die merkwürdigen Schichtenfolgen von Klai, Moor, wiederum Klai und nochmals Moor Betrachtungen anzustellen, sondern er fand auch Zeugen einer früheren Kultur, die tief unter der Erdoberfläche lagen und nicht durch

Vergraben dahin gelangt sein konnten. Die Funde brachten ihn mit dem Rektor Schütte zusammen, der seit Jahren schon archäologische Studien in seinem Heimatlande Oldenburg gemacht und sich auch schon viel mit der Frage beschäftigt hatte, wie und wann die Marschen um den Jadebusen wohl entstanden wären, und auf welche Ursachen wohl der Einbruch des Jadebusens und die Verlandung alter Meeresbuchten zurückzuführen sei. Beide Männer arbeiteten nun zusammen. Sie machten zahlreiche Bohrungen in der Umgebung des Jadebusens, die erkennen ließen, daß die hier aufeinander folgenden Bodenschichten als Süßwasser- und Meerwasserbildung in mehreren Folgen angesprochen werden müssen. Eine solche Bildung konnte aber nur geschehen sein, wenn das Land sich vor langen Zeiten gesenkt, dann wieder gehoben und nochmals gesenkt hatte. Der Gedanke der Küstensenkung wurde von Krüger bis ins einzelne verfolgt, und die Bestätigung der Vermutung wurde von ihm an vielen Stellen in der Umgebung des Jadebusens und im Jadebusen gefunden¹.

Heute wird die Küstensenkung auch von den Fachgeologen zugegeben, und Meinungsverschiedenheit herrscht nur noch über das Maß der Senkung im Jahrhundert. Eine besondere Bedeutung hat diese Frage für Krüger dadurch bekommen, daß er die Aufgabe hatte, die Fahrwasserverhältnisse der Jade den gesteigerten Tiefgängen unserer Kriegsschiffe anzupassen. Die Frage, wie die Fahrwassertiefe zu schaffen und zu erhalten sei, löste eine zweite Frage aus, wie und wann etwa die Jade entstanden sein könnte, denn es liegt auf der Hand, daß der ersten Frage leichter beizukommen ist, wenn die zweite gelöst ist. Krüger ist unermüdlich tätig gewesen, um in die Frage der Vorbedingungen zur Entstehung der Jade Licht zu bringen.

Es geht über den Rahmen eines Nachrufes hinaus, anzugeben, was Krüger alles getan hat, um diese Frage beantworten zu können. Ein kräftiger, wetterharter Körper, verbunden mit der größten Rücksichtslosigkeit gegen sich selbst, ermöglichte Krüger, die vielen tausend Bohrungen, die in Wasser, auf dem Watt, in Warften, in der Marsch und auf der Geest notwendig waren, selbst anzusetzen und zu leiten. Er hat dadurch ungeheures Material gewonnen, aus dem Genaueres über die Bildung der Jade geschlossen werden konnte. Er war dadurch auch in den Stand gesetzt, Vorschläge zur Verbesserung der Jade zu machen, die vollen Erfolg hatten.

Durch seine Tätigkeit in der Preußischen Anstalt für Schiffbau und Wasserbau in Berlin, die er auf Veranlassung des Staatssekretärs der Marine kurze Zeit ausübte, um Fingerzeige über den im Vorhafen der dritten Einfahrt zu erwartenden Schlickfall zu erhalten und Maßnahmen zu finden, diesen Schlickfall zu vermindern, war Krüger mit dem Wasserbauversuchswesen bekannt geworden. Er betrieb deshalb den Bau einer Versuchsanstalt in Wilhelmshaven. In dieser hat er sehr bedeutsame und wichtige Forscherarbeit geleistet und Klarheit in die sehr verwickelten Strömungsverhältnisse im Tidegebiet gebracht, die ja durch Stromstärke- und Stromrichtungsmessungen auf so weiten Gebieten, wie die Jade eins ist, nicht restlos geschaffen werden kann. Die Wasserbauversuchsanstalt in Wilhelmshaven hat sich als ein wesentliches Hilfsmittel zur Durchführung der Jadekorrektur erwiesen. Wenn die Jade heute ein sicheres und ausreichend tiefes Fahrwasser ist, und wenn die Bauwerke, die mehr als die meisten anderen Korrektionsbauwerke den Angriffen der See besonders stark ausgesetzt sind, standgehalten haben und mit nicht zu hohen Kosten ordnungsmäßig unterhalten werden können, so ist das in der Hauptsache ein Verdienst Krügers. Er war mit der Jade verbunden und kannte auch die Watten mit ihren Tücken wie kaum ein anderer Wasserbauer.

An Anerkennungen hat es Krüger nicht gefehlt. Sie wurden ihm nicht nur von seiner Behörde zuteil, auch in Form einer Reihe von Ordensauszeichnungen, sondern auch von der Universität Frankfurt, die ihn für seine geologischen Forschungen zum Doktor honoris causa ernannte.

Krüger war ein gerader, offener Mensch mit einem warmen gütigen Herzen, stets hilfsbereit, zuverlässig und treu. Die Marine verliert in

ihm einen Mitarbeiter von außergewöhnlichen Erfahrungen, dessen Rat und Hilfe sie noch gern in Anspruch genommen hätte, und sie trauert wegen des schweren Verlustes, der sie betroffen hat. Mit ihr trauern all die vielen Menschen, denen Krüger näher getreten ist, sei es durch seine Persönlichkeit oder seine stete Bereitwilligkeit zu helfen. In den Herzen dieser und seiner Freunde wird er weiterleben.

Eckhardt
Ministerialdirektor.

Direktor Dr.-Ing. e. h. August Deininger †.

Am 3. Februar 1940 ist Dr.-Ing. e. h. Deininger kurz vor Vollendung seines 70. Lebensjahres einem Herzschlag erlegen.

August Deininger wurde am 14. April 1870 in Nürnberg geboren. Er absolvierte dort die Industrieschule und studierte anschließend auf der Technischen Hochschule in München. Nach Abschluß des Studiums trat er im Jahre 1892 in die Dienste der damaligen Maschinenbau A.G. Nürnberg vorm. Klett & Co. und begann damit seine Praxis als konstruktiver Ingenieur des Stahlbaues. Seine Persönlichkeit und seine besondere konstruktive Begabung setzten sich bald durch, so daß er nach der Übersiedlung der Stahlbauabteilung nach Gustavsburg im Jahre 1903 Obergeringieur wurde, im Jahre 1917 die Leitung des Stahlhochbaues übernahm, um schließlich Betriebsführer des Werkes Gustavsburg zu werden. Im Jahre 1936 zog er sich in den Ruhestand zurück



Seine 44 jährige praktische Tätigkeit umfaßt ein wertvolles Schaffen. Stichwortartig seien erwähnt die Ausstellungshalle Nürnberg, die Festhalle Frankfurt/Main, die Bahnhofshallen Metz, Basel, Karlsruhe, die große Halle 7 in Leipzig mit den 100 m weitgespannten Bindern, feste und drehbare Luftschiffhallen, Flugzeughallen, Industriebauten und unzählige andere Bauwerke mehr.

In Würdigung seiner großen Verdienste um den Stahlhochbau ernannte ihn die Techn. Hochschule Stuttgart im Jahre 1922 zum Doktor-Ingenieur ehrenhalber.

Wer mit Deininger in Berührung kam, stand immer aufs neue unter dem Eindruck seiner starken Persönlichkeit, seiner nie nachlassenden Lebens- und Arbeitskraft, des steten Bestrebens, für neue Aufgaben neue Lösungen zu finden. Die Kräfte, die August Deininger in einem reichen, nun zu Ende gegangenen Leben ausgestrahlt hat, werden noch lange fortwirken und sein Andenken bewahren.

M e h m e l, Berlin.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 7 vom 15. Februar 1940 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 a, Gr. 8. B 181 618. Erfinder, zugleich Anmelder: Dr.-Ing. Wolfgang Bäseler, Jakob Dietrich, München, u. Albert Mohring, Deggendorf. Schienenunterlegplatten aus Schichtholz. 25. I. 38.
- Kl. 19 a, Gr. 11. T 48 120. Erfinder: Josef Lerbo, Duisburg-Ruhrort, u. Johann Berger, Duisburg-Beeck. Anmelder: August Thyssen-Hütte Akt.-Ges., Duisburg-Hamborn. Schienenbefestigung auf unverletzten eisernen Schwellen; Zus. z. Pat. 669 232. 2. II. 37.
- Kl. 19 a, Gr. 24. R 103 148. Erfinder, zugleich Anmelder: Franz Rudert, Dresden-Weißer Hirsch. Schienenstoßverbindung für

durch Gleisrückmaschinen zu verschiebende Gleise. 18. VIII. 38.

- Kl. 20 h, Gr. 4. B 173 411. Dr.-Ing. Wolfgang Bäseler u. Jakob Dietrich, München. Elektrisch betriebene fernsteuerbare Gleisbremse mittels Hemmschuhaustrücker. 17. III. 36.
- Kl. 20 i, Gr. 11/02. V 35 423. Erfinder: Heinrich Loß, Berlin-Charlottenburg. Anmelder: Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Schaltvorrichtung für Eisenbahnsicherungseinrichtungen, insbesondere für Ablaufanlagen. 26. XI. 38.
- Kl. 20 i, Gr. 31. F 86 548. Erfinder: Dipl.-Ing. August Lindlau, Köln. Anmelder: Felten & Guillaume Carlswerk Akt.-Ges., Köln-Mülheim. Schienenstromschließer. 5. IV. 39.

- Kl. 20 k, Gr. 8. F 85 480. Erfinder: Dipl.-Ing. August Lindlau, Köln. Anmelder: Felten & Guilleaume Carlswerk Akt.-Ges., Köln-Mülheim. Isolierung für den Laschenbolzen von isolierten Schienen. 13. VIII. 38.
- Kl. 37 a, Gr. 7/04. H 145 063. Emil Haschke, Müglitz, Sudetengau. Einrichtung zur Trockenlegung feuchter Gebäudemauern. 21. IX. 35.
- Kl. 37 a, Gr. 7/05. Sch 115 644. Erfinder, zugleich Anmelder: Erich Schrader, Berlin-Tempelhof. Verfahren zum Ausfüllen von Rissen in Betondecken und Belagbeton. 28. IV. 38.
- Kl. 37 d, Gr. 40/07. O 23 250. Erfinder, zugleich Anmelder: Gustav Oberfell, Bad Cannstatt. Gerät zur Ausfüllung von Rissen in Raumdecken und -wandungen. 3. XI. 37. Österreich.
- Kl. 61 a, Gr. 29/07. S 122 327. Sicaa Société Industrielle Constructions Antiaériennes Antigaz, Vernier, Genf, Schweiz; Vertr.: Pat.-Anwälte Dr. M. Eule, Berlin SW 68, Dr. G. Lotterhos u. Dr.-Ing. A. v. Kreisler, Frankfurt a. M. Schutzraumbelüfter. 9. I. 33. Italien 31. X. 32.
- Kl. 84 a, Gr. 5/03. V 33 028. Vereinigte Deutsche Metallwerke Akt.-Ges., Frankfurt a. M.-Heddernheim. Fugenblech zum Abdichten von Bewegungsfugen bei Ingenieurbauwerken. 7. VIII. 36.
- Kl. 84 c, Gr. 1. F 85 761. Erfinder, zugleich Anmelder: Dr.-Ing. Otto Fleischer, Beuthen, O.-S. Einpreßrohr, Erdbohrer od. dgl. mit Öffnungen zum Einbringen von Verfestigungsmitteln in den Baugrund. 17. X. 38.
- Kl. 84 d, Gr. 1/03. M 131 793. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Schaufelradbagger mit einem um das Eimer-rad drehbaren Messerrad; Zus. z. Pat. 669 478. 8. VIII. 35.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 135 502. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Überlastungssicherung für den Turasantrieb von Eimerkettenbaggern od. dgl.; Zus. z. Pat. 652 546. 24. VIII. 36.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 138 655. Erfinder: Dipl.-Ing. Oskar Weidemann u. Johannes Goedecke, Magdeburg. Anmelder: Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Aufhängung für in lotrecht Ebene schwenkbare Ausleger, z. B. Eimerleitern und Schaufelradbaggerausleger von Baggern od. dgl. 16. VII. 37. Österreich.
- Kl. 85 d, Gr. 1. H 152 171. Dipl.-Ing. Paul Völmicke, Schöningen-Braunschweig. Verbindung für Brunnenfilter und Aufsatzrohre aus Holz. 2. VII. 37. Österreich.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 8 vom 22. Februar 1940 und von demselben Tage an im Reichspatentblatt ausgelegt.

- Kl. 5 c, Gr. 11. F 85 424. Erfinder, zugleich Anmelder: August Funke, Scheidt, Saar. Grubenausbau für Abbau- und Streckenbetriebe. 1. VIII. 38.
- Kl. 19 a, Gr. 7/12. G 93 078. Jean François Eugène Grand, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. L. Hirmer, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Schienenherzstück. 9. VI. 36. Frankreich 20. VI. 35.
- Kl. 33 d, Gr. 1/10. Sch 115 226. Erfinder, zugleich Anmelder: Friedrich Schäfer, St. Gallen, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Leinweber, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Anker für Zelte, Maste, Tarnungen u. dgl. 7. III. 38.
- Kl. 34 c, Gr. 14/10. B 174 924. Paul Bertoli, Düsseldorf. Spülstein aus Beton. 17. VII. 36.
- Kl. 37 b, Gr. 1/03. A 87 330. Erfinder: Harold Landon Easton, Toledo, Ohio. Anmelder: Aktiengesellschaft der Gerresheimer Glas-hüttenwerke vorm. Ferd. Heye, Düsseldorf. Glasbausteine mit in den Hohlseiten angeordneten Vertiefungen. 29. VI. 38. V. St. Amerika 29. VI. 37.
- Kl. 37 d, Gr. 40/08. H 151 016. Erfinder: Richard Hengst, Berlin, u. Max Hengst, Berlin-Treptow. Anmelder: Elektromotoren und Apparatebau R. u. M. Hengst, Berlin. Gerät zum Glätten schwacher Betonschichten. 10. III. 37.
- Kl. 74 b, Gr. 3. W 103 402. Erfinder: Torben Bronée, Berlin. Anmelder: Wärmemesser Bronée Komm.-Ges., Berlin. Fernanzeigevorrichtung zum Melden von Glatteisgefahr. 14. IV. 38. Österreich.
- Kl. 74 b, Gr. 3. W 103 342. Erfinder: Torben Bronée, Berlin. Anmelder: Wärmemesser Bronée Komm.-Ges., Berlin. Fernanzeigevorrichtung zum Melden von Glatteisgefahr. 7. X. 38.
- Kl. 74 d, Gr. 8/70. Sch 117 465. Erfinder: Dipl.-Ing. Curt Bauer, Gehrden über Hannover. Anmelder: C. A. Schaefer K.-G., Abt. Hellux, Hannover. Anleuchtgerät für Verkehrsschilder. 12. I. 39.
- Kl. 85 b, Gr. 1/01. C 55 248. Erfinder: Dr. Karl Pfeiffer, Grötzingen. Anmelder: Chemische Fabrik Petunia G. m. b. H., Grötzingen. Verfahren zur Behandlung von Wasser, insbesondere für Schwimmbäder. 12. VII. 39.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 9 vom 29. Februar 1940 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 c, Gr. 2/31. H 145 416. Alfred Holter, Oslo; Vertr.: Dr.-Ing. A. Mayer, Pat.-Anw., Berlin W 8. Verfahren und Vorrichtung zum Herstellen mörtelgebundener Straßendecken. 24. X. 35. Norwegen 1. XII. 34 und 12. VII. 35.
- Kl. 19 d, Gr. 1. G 97 643. Erfinder, zugleich Anmelder: Dipl.-Ing. Dr. Alfred Guggenberger, Augsburg. Dichtung für Dehnungsfugen im Unterlagsbeton der Fahrbahnen von Brücken und Straßen. 8. IV. 38.
- Kl. 19 d, Gr. 4. K 152 223. Erfinder: Ernst Danneil, Magdeburg. Anmelder: Fried. Krupp Grusonwerk Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Verriegelungsvorrichtung für Schwebefähren, Fährbrücken, schwimmende Fähren u. dgl. 24. X. 38.
- Kl. 20 k, Gr. 9/01. B 180 212. Erfinder: Dipl.-Ing. Fritz Baumeister, München, u. Wilhelm Brandes, München-Solln. Anmelder: Brown, Boveri & Cie. Akt.-Ges., Mannheim-Käfertal. Parallelogrammartige Aufhängung der beiden durch ein starres Mittelstück miteinander gekuppelten Fahrdrähte gleisloser Bahnen. 5. X. 37. Österreich.
- Kl. 37 b, Gr. 5/04. L 94 488. Erfinder, zugleich Anmelder: Gustav Leidig, Heilbronn a. N. Vorrichtung und Verfahren zum Einripfen von Mauerdübeln. 21. III. 38.
- Kl. 37 d, Gr. 39/04. F 82 508. Erfinder: Heinrich Slowak, Erwin Klein u. Richard Oertel, Breslau. Anmelder: Frigola & Co., Breslau. Wandeinbauschrank. 16. II. 37.
- Kl. 37 f, Gr. 7/02. S 125 855. Erfinder: Karl Eugen Bomm, Stuttgart-Bad Cannstatt. Anmelder: Süd-Tank Süddeutsche Tankanlagen- und Garagenausrüstung G. m. b. H., Stuttgart. Kraftwagenwaschanlage. 27. I. 37.
- Kl. 80 a, Gr. 51. S 128 923. Société Anversoise Foncière et Industrielle, Brüssel; Vertr.: Dr.-Ing. H. Scheidegger u. Dr.-Ing. E. Maier, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Verfahren zum Spannen der Bewehrungen von Baukörpern aus Beton o. dgl. und Bewehrungen zur Durchführung dieses Verfahrens. 27. IX. 37. Frankreich 4. IX. 37.
- Kl. 80 a, Gr. 56/10. Sch 108 830. Schleuder-Beton G. m. b. H., Köln-Ehrenfeld. Einspannvorrichtung, insbesondere für Schleuderbetonformen. 27. XII. 35.
- Kl. 80 b, Gr. 24/04. D 79 298. Erfinder: Dipl.-Ing. Albrecht von Frankenberg und Ludwigsdorf u. Dr.-Ing. Johannes Eicke, Gelsenkirchen. Anmelder: Deutsche Eisenwerke Akt.-Ges., Mülheim/Ruhr. Schleuderform zum Herstellen von Hohlkörpern aus hydraulischen Bindemitteln und mineralischen Faserstoffen. 22. XI. 38.
- Kl. 80 d, Gr. 1. K 144 084. Erfinder: Friedrich Walter Krause, Hamburg. Anmelder: Johanna Anna Krause, geb. Austel, Hamburg, Hildegard Margarethe Hömen, geb. Krause, Potsdam, u. Elisabeth Anita Krause, Hamburg. Schlagbohrer zur Steinbearbeitung. 20. X. 36.
- Kl. 84 a, Gr. 3/07. V 27 463. Dortmunder Union Brückenbau Akt.-Ges., Dortmund. Schützenwehr; Zus. z. Pat. 670 878. 31. X. 31.
- Kl. 84 a, Gr. 5/03. V 32 775. Vereinigte Deutsche Metallwerke Akt.-Ges., Frankfurt a. M.-Heddernheim. Abdichtung von Ingenieurbauwerken. 25. IV. 36.
- Kl. 84 b, Gr. 1. V 32 884. Vereinigte Oberschlesische Hüttenwerke Akt.-Ges., Gleiwitz. Kurbelantrieb für Schleusentore und ähnliche Verschlusseinrichtungen. 10. VI. 36.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 140 294. Erfinder, zugleich Anmelder: Dipl.-Ing. Georg Münstermann, Magdeburg. Seilverspannung für heb- und senkbare Baggerausleger. 6. I. 38. Österreich.
- Kl. 85 b, Gr. 1/05. I 56 431. Erfinder: Dr. Karl Pattock, Wolfen, Kr. Bitterfeld. Anmelder: I. G. Farbenindustrie Akt.-Ges., Frankfurt a. M. Verfahren zur Regenerierung der Hydroxylionenaustauschfilter mit Wasserstoff- und Hydroxylionenaustauschern arbeitenden Entsalzungsaggregaten für Wasser. 24. XI. 36.
- Kl. 85 b, Gr. 2/03. P 72 928. Permutit Akt.-Ges., Berlin. Zentrale Mehrwegsteuerung für kolbenbewegte Absperrorgane zum Öffnen und Schließen der verschiedenen Rohrleitungen von Wasserbehandlungsanlagen. 24. III. 36. V. St. Amerika 15. X. 35.