Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 83 (1965)
Heft: 35

Artikel: Erdanker, Wirkungsweise und Berechnung: Anwendung auf verankerte Bauwerke
Autor: Huder, J.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-68238

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation
L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use
The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 16.09.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

ORGAN DES SCHWEIZERISCHEN INGENIEUR- UND ARCHITEKTEN-VEREINS S.I.A. UND DER GESELLSCHAFT EHEMALIGER STUDIERENDER DER EIDGENÖSSISCHEN TECHNISCHEN HOCHSCHULE G.E.P.

Erdanker, Wirkungsweise und Berechnung

DK 624.131.531.3

Anwendung auf verankerte Bauwerke

Von Dr. sc. techn. **J. Huder,** Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der ETH, Zürich

Vortrag, gehalten an der Tagung der Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik am 24. Mai 1965 in Zürich

Einleitung.

Die vielseitigen Anwendungsmöglichkeiten der Erdanker sind dem Ingenieur ein interessantes Hilfsmittel für die wirtschaftliche Dimensionierung von Bauwerken. Während die Konstruktion von Ankern mit Verankerungsplatten bei Spundwänden speziell im Hafenbau schon lange bekannt ist, ist das Verankerungsverfahren für Bauwerke mittels Injektionsankern ziemlich neu. Die rasche Verbreitung dieser neuen Methode zeigt, wie vielseitig anwendbar sie ist. Die Vorteile, die z. B. eine mit Ankern abgespannte Baugrube gegenüber einer solchen mit Innenaussteifung bietet, sind aus Bild 1 und 2 deutlich ersichtlich. Anker werden auch für Stützmauern als Sanierungsmassnahme erfolgreich angewandt. Zur Auftriebsicherung von Grundwasserwannen werden Verankerungen mit lotrechten Injektionsankern ausgeführt.

Grundsätzlich sind zwei Ankertypen voneinander zu unterscheiden: einerseits der Anker mit einer Vorspannung, der sogenannte *Vorspannanker*, und anderseits der Anker ohne Vorspannung, der *Zuganker* oder *Zugpfahl*. Massgebend ist das unterschiedliche Verhalten der beiden Ankertypen. Bei den Betrachtungen ist die Spannungsverteilung und die Deformation des Bodens im Zusammenhang mit dem Formänderungsvermögen des verankerten Bauwerkes selbst ebenfalls zu berücksichtigen. So ist z. B. die Biegesteifigkeit einer Betonwand um ein Vielfaches grösser als diejenige der eisernen Spundwand. Auch der Bauzustand und die Art des Bauvorgangs (Aushub resp. Hinterfüllung) mit der zwangsläufigen Umlagerung der Kräfte sind auf den Spannungszustand und die Deformation der Wand von entscheidendem Einfluss und müssen bei der Dimensionierung berücksichtigt werden.

Die Abstützung einer Wand oder Mauer mit Ankern, die hier näher untersucht werden soll, ist im Zusammenhang mit dem Erddruckproblem zu betrachten. In einer ausgedehnten natürlichen Ablagerung mit horizontaler Oberfläche sind in jedem Punkt die wirksamen Hauptspannungen in vertikaler Richtung σ_1' und in der Horizontalen σ_3'. Ihr Verhältnis σ_3'/σ_1' ist als Ruhedruckziffer K_0 definiert. Zwischen dem wirksamen Winkel der Scherfestigkeit Φ' und K_0 besteht für kohäsionslose Böden, sowie für normalkonsolidierte Tone folgende empirische Beziehung [1]:

$$K_0 = 1 - \sin \Phi' .$$

Der Ruhedruck kann aber nur auf eine unnachgiebige Wand wirken. Verschiebt sich die Wand parallel zu sich selbst von der Erde weg, d. h. aktiv, wird das Verhältnis K kleiner. Der Grenzwert wird als aktiver Erddruck bezeichnet mit dem Hauptspannungsverhältnis K_a. Die hierfür notwendige Verschiebung δ_a der Wand beträgt rd. $^1/_{1000}$ der Wandhöhe. Findet dagegen eine parallele Bewegung der Wand gegen die Erde hin statt, nimmt der Erddruck zu. Der passive Erddruck E_p mit dem Hauptspannungsverhältnis K_p wird bei einer Verschiebung von $^1/_{200}$ der Wandhöhe erreicht (Bild 3). Die Grössen δ_a und δ_p sind von der Lagerungsdichte des anliegenden Materials abhängig. Je dichter dieses gelagert ist, um so kleiner sind die Verschiebungen. Dieser einfachste Fall der horizontalen Verschiebung gilt nur für die freie, senkrechte, steife und glatte Wand. Dreht sich die Wand um den untersten Punkt, entsteht ein Erddruck, Bild 4a. Bei einer Drehung der Wand um den oberen Punkt hingegen stellt sich die Erddruckverteilung 4b ein. Die Grösse des Erddruckes bleibt, wie die Messungen zeigen, gleich; dagegen ändert die Angriffslage des resultierenden Erddruckes.

Die Deformationen, die z. B. durch den Aushub einer Baugrube aus dem elastisch-plastischen Verhalten des Baugrundes auf die nähere Umgebung auftreten, sind für die meisten Bauvorhaben belanglos, doch sollen sie hier erwähnt werden. Diese sind für die Bestimmung der jeweils vorherrschenden Erddruckverteilung, die aus Deformationsmessungen einer Wand gewonnen werden, entscheidend. Setzt man den

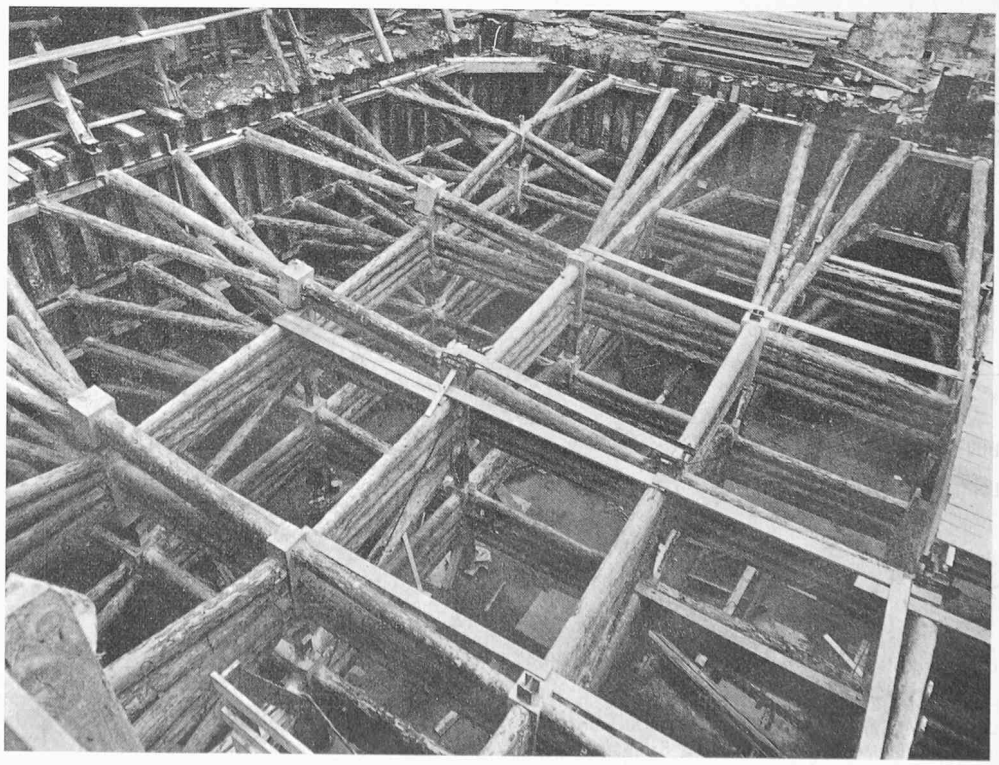


Bild 1.

Beispiel einer Baugrube mit Innenaussteifung (Hauptsitz des Bankvereins am Paradeplatz in Zürich; Photo Brügger)

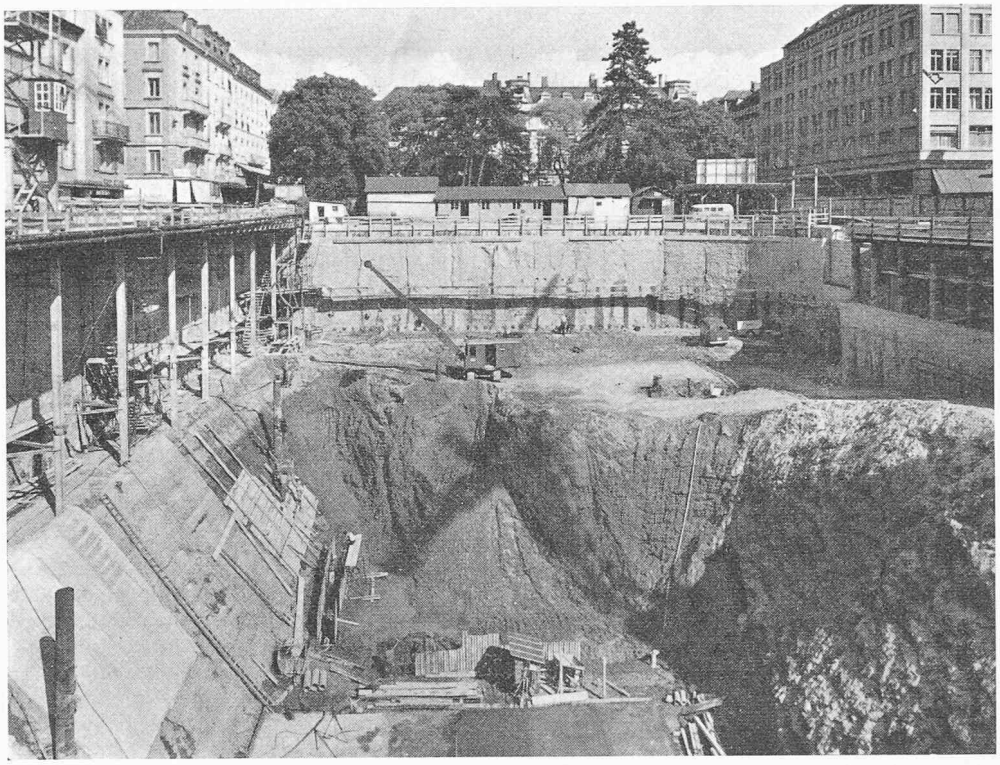


Bild 2.

Beispiel einer Baugrube mit Betonschlitzwand und Rückverankerung (Neubau Warenhaus Globus zwischen Löwenstrasse und Lintheschergasse in Zürich; Photo Brügger)

Boden als elastisch voraus, was für die Entlastung als zulässige Annäherung betrachtet werden kann, so können die Deformationen, wie Schjødt [2] für homogenes, isotropes Material zeigt, bestimmt werden. Im Bilde 5 ist der relativ grosse Bereich des Einflusses infolge Entlastung des Bodens dargestellt. Für die Berechnung – in diesem Falle nach dem Iterationsverfahren durchgeführt – wurde bei einer Tiefe von rd. der doppelten Aushubtiefe die Deformation als null angenommen, d. h. $E = \infty$ (die Berechnung wurde mit einer Poissonzahl von $\nu = 0{,}45$ vorgenommen).

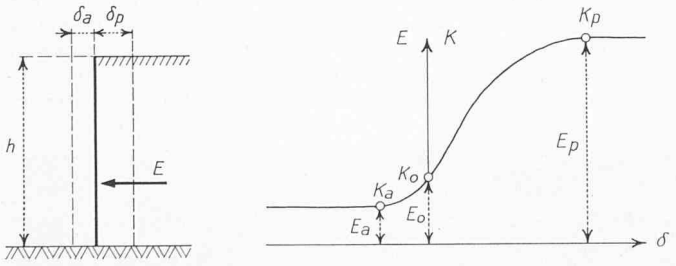


Bild 3. Ausbildung des Erddruckes durch Parallelverschiebung der Wand

Vergleicht man diese errechneten Werte mit einem praktischen Fall – es handelt sich um die Stützwand der Baugrube Globus in Zürich –, so erkennt man deutlich den analogen Verlauf der durch die Messung bestimmten Deformationen. Im Bilde 6 sind die verschiedenen Stadien des Aushubes festgehalten. Das Schichtprofil des Untergrundes zeigt vorwiegend einen festgelagerten, siltigen Sand mit einzelnen Schichten von Kiessand und tonigem Silt. Der Grundwasserspiegel liegt rd. 6 m unter O. K. Terrain. Im Diagramm wurden nur die relativen Verformungen der 14 Messpunkte der Wand aufgezeichnet, und zwar relativ zum obersten Punkt der Schlitzwand. Die Nullablesung erfolgte zu Beginn des Aushubes. Im Bilde sind vier Aushubstadien festgehalten. Mindestens theoretisch hat das Element aber noch zusätzlich eine Bewegung parallel zu sich selbst von 5 bis 8 mm mitgemacht, was durch die Messungen nicht genügend genau erfasst werden konnte. Diese Zahlenangaben sollen nur Richtwerte für die Deformationen einer verankerten Schlitzwand angeben, wie sie bei ähnlichen Bodeneigenschaften und Konstruktionen notwendigerweise auftreten müssen. Dem Umstand, dass sich die Bodendeformationen über eine grosse Strecke hinter dem Bauwerk abbauen, ist es zu verdanken, dass in umliegenden Gebäuden und Strassen keine Risse aufgetreten sind.

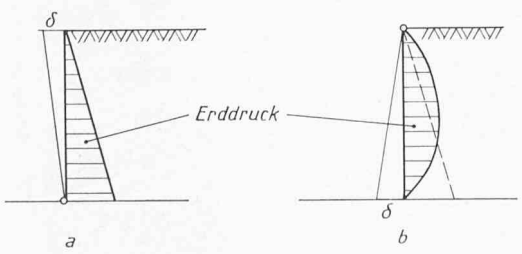


Bild 4.

Einfluss der Wandbewegung auf die Druckverteilung

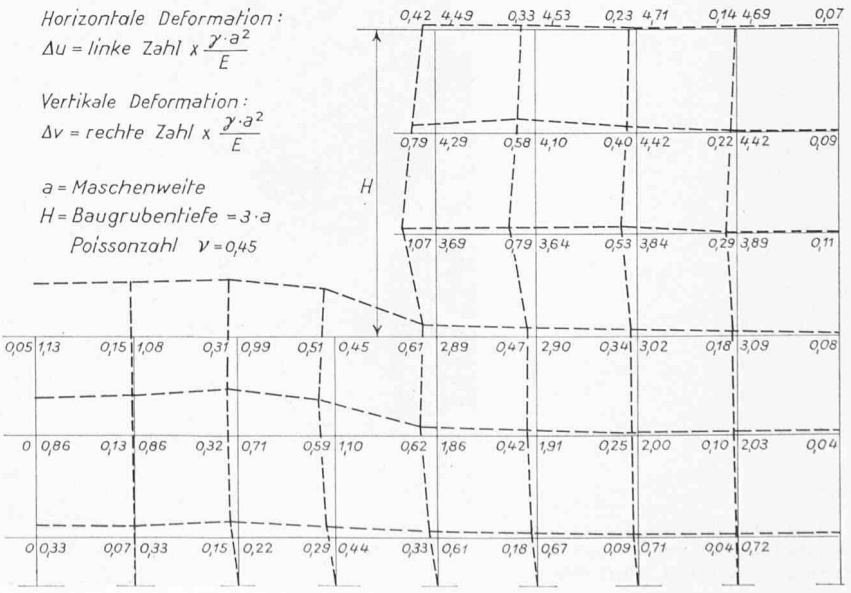


Bild 5 (rechts).

Einfluss der Entlastung infolge Eigengewicht auf die Deformation einer Baugrube mit senkrechter Wand und horizontalem Gelände (nach R. Schjödt)

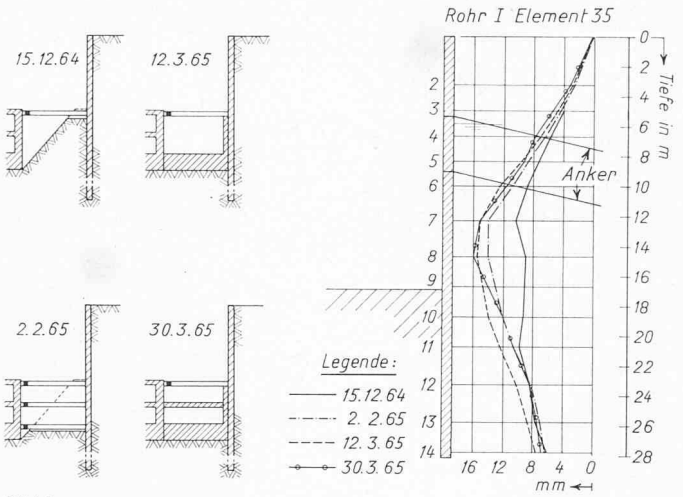


Bild 6.
Verschiebung der Schlitzwand (Baugrube Globus, Zürich, Seite Schweizergasse). 14 Messpunkte; Deformationen in verschiedenen Aushubetappen. Nullablesung bei Beginn der Aushubarbeiten

Problemstellung

Die einleitenden Ausführungen haben die starke gegenseitige Beeinflussung zwischen Baugrund und Bauwerk gezeigt. Je besser die Annahmen mit den tatsächlichen Gegebenheiten übereinstimmen, um so sicherer und auch wirtschaftlicher wird die Konstruktion. Die Baugrundeigenschaften sind demnach durch einen zuverlässigen Bodenaufschluss zu ergründen. Dabei sind das Raumgewicht, die Zusammendrückbarkeit und die Scherfestigkeit an ungestörten Bodenproben im Laboratorium zu bestimmen. Mit der Beobachtung der Grundwasserverhältnisse ist möglichst frühzeitig zu beginnen, damit die maximalen Grundwasserstände erfasst werden. Oft können die Laboratoriumsversuche nicht alle offenen Fragen beantworten. Gerade die Tragfähigkeit der Anker und der Zugpfähle ist theoretisch schlecht zu erfassen, so dass Grossversuche im Felde notwendig werden. Bei der Auswertung und Interpretation auch von sorgfältig durchgeführten Grossversuchen ist grösste Vorsicht am Platze. So können Verfälschungen der Ergebnisse durch die Reaktionen des Zugversuches selbst auftreten. Im Bilde 7 ist die Anordnung eines Zugversuches dargestellt. Dieser Versuch kann nur schlüssige Resultate liefern, solange die Injektionsstrecke ausserhalb des Bereiches der Reaktionen aus der Zugkraft liegt, wie dies im vorliegenden Fall zutrifft. Ebenfalls ist der Auflagerung des Messbalkens für die Deformationsmessung Beachtung zu schenken. Im weiteren ist die Gruppenwirkung zu berücksichtigen. Es sei schon hier festgehalten, dass das Spannen der Anker auch über die verlangte Anspannkraft hinaus keine schlüssige Antwort auf die letztlich verlangte Funktion dieses Bauelementes gibt. Diese kann nur erfüllt werden, wenn das Gebiet, das durch die Anker erfasst wird, gesamthaft eine hinreichende Sicherheit aufweist. Versuche, die dieses Problem auf dem Wege von Modellversuchen zu lösen trachten, sind z. B. von Ovesen [3] und von Schmidt und Kristensen [4] durchgeführt worden.

Berechnung verankerter Spundwände

Der *allgemeine Rechnungsgang* für die üblichen Methoden der Berechnung verankerter Spundwände kann in verschiedene aufeinanderfolgende, gegenseitig abhängige Arbeitsgänge, unterteilt werden:

- Bestimmung der Erddrücke und Wasserdrücke

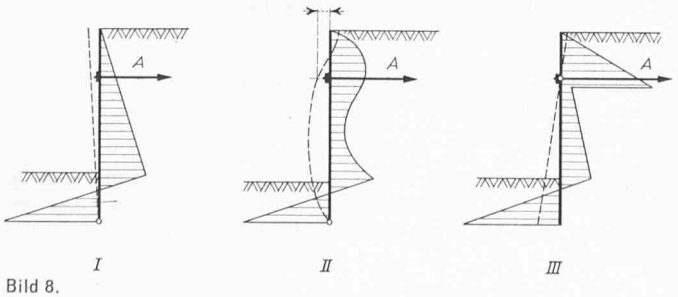


Bild 8.
Erddruckverteilung auf verankerte Spundwände bei verschiedenen Deformationen

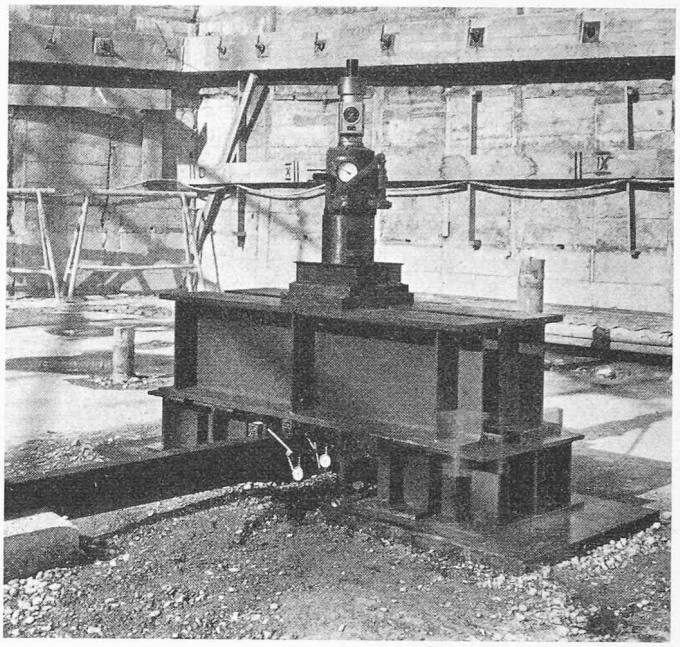


Bild 7.
Anordnung eines Zugversuches (Baugrube PTT Enge, Zürich)

- Bestimmung der Rammtiefe
- Ermittlung der maximalen Biegemomente
- Berechnung des Ankerzuges
- Dimensionierung der Wand und der Anker
- Überprüfung der Stabilität (bezüglich Ankerlänge und Rammtiefe).

Erddruck

Die Grösse und die Verteilung des aktiven und passiven Erddruckes ist nicht nur von den Bodeneigenschaften abhängig, sondern wird auch von der Verformbarkeit der Wand selbst stark beeinflusst. Die Ausdrücke wie z. B. Gewölbewirkung, Erddruckumlagerung stehen im Widerspruch mit der gradlinigen klassischen Erddruckverteilung [5]. Die tatsächliche Druckverteilung hinter der Wand ist von der Druckübertragung durch die Scherkräfte auf die benachbarten Erdteile, d. h. vom Spannungszustand abhängig und ist folglich ein kombiniertes System von passivem und aktivem Erddruck. Im Bilde 8 sind drei schematische Erddruckverteilungen, je nach Bewegung der verankerten Wand, festgehalten. Der Fall I stellt sich ein, wenn sich die starre Wand oben verschiebt, d. h. bei stark nachgiebigem Anker; der Fall II resultiert aus einer starken Wanddurchbiegung mit nachgiebigem Anker, und der Fall III ergibt sich bei starrem Anker.

Nach der Art der Einspannung der Wand unterscheidet man die beiden extremen Fälle der Auflagerung:

- freie Auflagerung
- feste Einspannung.

Im Bilde 9 ist die klassische Annahme der Erddruckverteilung bei freier Auflagerung und fester Einspannung dargestellt. Die mehrfach abgestützte und eingespannte, flexible Wand hat eine ähnliche Druckverteilung wie die starre, eingespannte und einfach abgestützte Wand. Die Verteilung des Erddruckes kann als rechteckförmig angenommen werden.

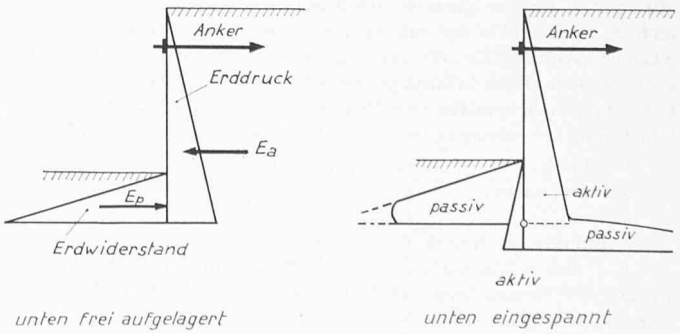


Bild 9.
Klassische Annahmen der Erddruckverteilung auf Spundwände

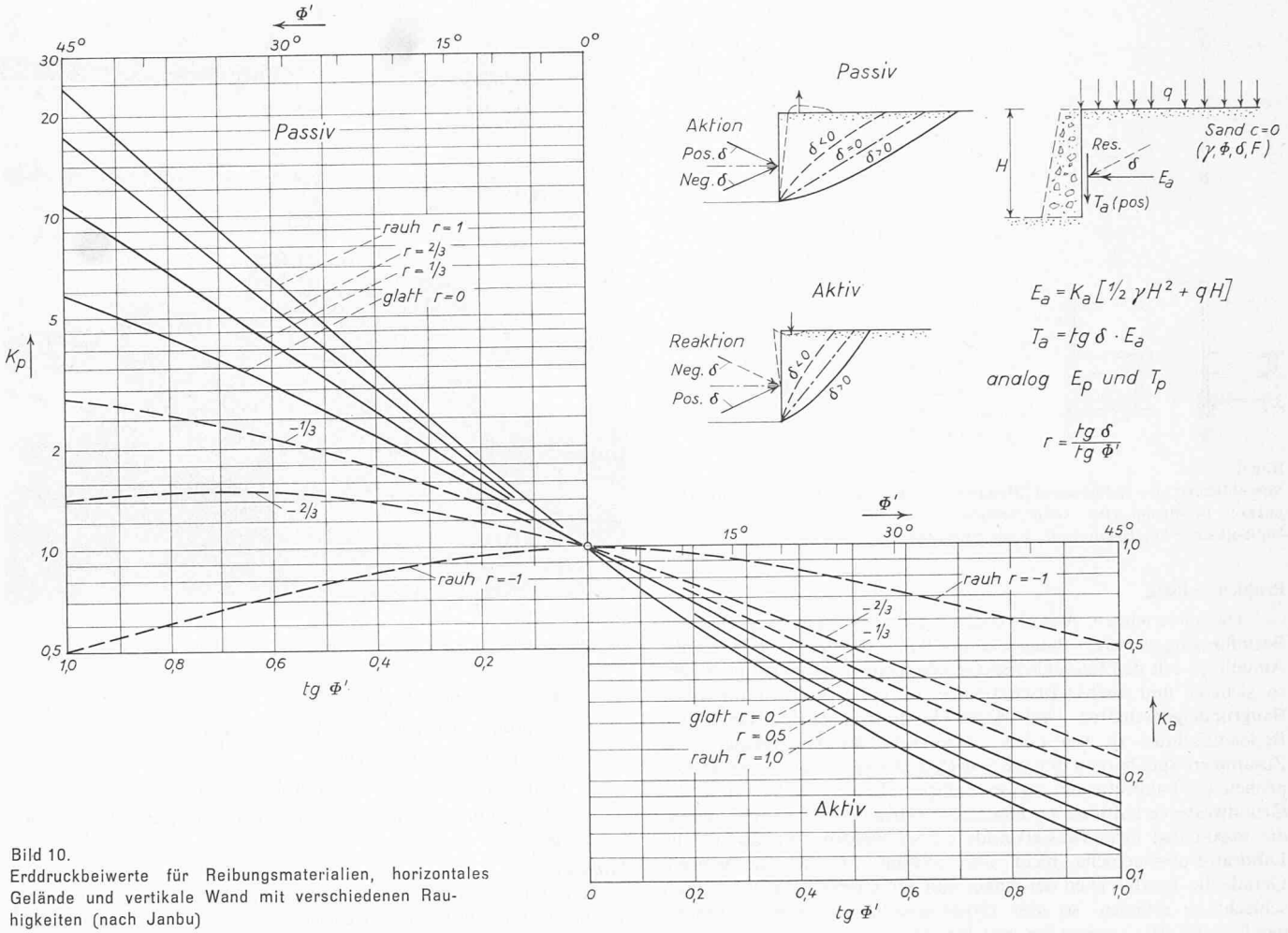


Bild 10.
Erddruckbeiwerte für Reibungsmaterialien, horizontales Gelände und vertikale Wand mit verschiedenen Rauhigkeiten (nach Janbu)

Die *Erddrücke* werden auf Grund der Erddruckbeiwerte K_a und K_p bestimmt. Der aktive Erddruck nach der klassischen Theorie wird in seiner Grösse allgemein als zutreffend anerkannt. Die Erddruckverteilung hingegen ist nur unter ganz bestimmten Voraussetzungen erfüllt. Die Überprüfung der Verteilung aus den Deformationsmessungen ist, wie wir gesehen haben, sehr problematisch. Im Bilde 10 sind die Erddruckbeiwerte K_a und K_p in Abhängigkeit des effektiven Winkels der Scherfestigkeit Φ' angegeben [6]. Das Verhältnis r zwischen dem Wandreibungswinkel δ und Φ' wird als Parameter eingeführt. Der grosse Einfluss der Wandreibung auf K_p ist daraus deutlich zu erkennen. Für rauhe Wände wird üblicherweise $r = 2/3$ eingesetzt. Obwohl theoretische Berechnungen zeigen, dass die hier angegebenen Werte für K_p noch erhöht werden können, so z. B. nach Caquot und Kerisel, ist eine solche Erhöhung nur nach genauer Überprüfung des Lagerungszustandes des Materials zu empfehlen. Eine solche Erhöhung bedingt extrem dichte Lagerung und kann nur für Sande und Kiessande angewandt werden.

Erddruck und Wasserdruck werden getrennt bestimmt; der Erddruck ist in effektiven Spannungen zu berechnen. Ist im Grundwasser ein Gradient vorhanden, sind die daraus resultierenden Strömungsdrücke für die Berechnung der Erddrücke zu berücksichtigen. Dies gilt speziell für den passiven Erddruck, ansonst dieser zu gross berechnet wird, und somit eine zu grosse Sicherheit vortäuscht. Unter gleichen Voraussetzungen sind die Abweichungen der berechneten Grössen des aktiven Erddruckes zwischen den verschiedenen Theorien klein. So erhält man für eine 10 m hohe Stützwand bei ebenem Gelände ohne Grundwasser für $\gamma = 2{,}0$ t/m² und $\Phi' = 37°$ nach:

Coulomb	$E_a = 24{,}7\ t/m'$
Brinch Hansen	$E_a = 19{,}5\ t/m'$
Janbu	$E_a = 21{,}0\ t/m'$
Stabilitätsberechnung	$E_a = 21{,}6\ t/m'$

Die drei erstgenannten Erddruckberechnungen sind tabelliert, so dass die Bestimmung des Erddruckes für einfache Bedingungen keine Schwierigkeiten bereitet.

Für steiles Gelände und Auflasten beliebiger Art und Grösse soll hier die *Methode mit kreiszylindrischen Gleitflächen* näher gezeigt und erläutert werden. Sie ermöglicht auf übersichtliche Art und Weise, Heterogenitäten im Schichtverlauf, Materialreibung, Kohäsion und Porenwasserspannungen zu berücksichtigen und kann auch für die Berechnung von Stützmauern sowie bei der Sanierung von bestehenden Konstruktionen angewandt werden. Es sei das Gleichgewicht eines Erdkeiles oberhalb eines durch den Mauerfuss gehenden Gleitkreises zu untersuchen. Wir definieren den Sicherheitsfaktor gegen das Abgleiten als Verhältnis der Momente der passiven zu den aktiven Kräften, die am Erdkeil wirken. Als passive Kräfte in der Gleitfläche wirken die Reibung und die Kohäsion des Materials. Auch die von der Mauer gegen die Erde wirkende Stützkraft S ist als passive Kraft anzusehen, weil sie erst denn wirkt, wenn eine aktive Kraft (der Erddruck) dagegen wirkt. Als aktive Kräfte wirken das Eigengewicht der Erde und eine eventuelle Belastung der Oberfläche. Für die angegebenen Formeln gelten folgende Bezeichnungen:

M_{p0} = Passives Moment infolge Reibung und Kohäsion ohne Stützkraft S
$M_{p0} = R \Sigma \tau_f$
M_a = Summe der aktiven Momente
S = Stützkraft, die in entgegengesetzter Richtung des Erddruckes wirkt
R = Radius des Gleitkreises
R_0 = Abstand zwischen Wirkungspunkt des Erddruckes und Mittelpunkt des Gleitkreises
β = Winkel zwischen S und R_0
α = Winkel zwischen Tangente und Gleitfläche
Φ' = Reibungswinkel
τ_f = Scherfestigkeit

Die Richtung von S kann bestimmt werden, wenn man die Neigung der Mauer und den Reibungswinkel δ zwischen der Mauer und der Erde kennt (Bild 11). Nach Definition bekommen wir für den Sicherheitsfaktor

$$F = \frac{M_{p0} + R_0 \cdot \sin \beta \cdot S + R \cdot \sin \alpha \cdot \operatorname{tg} \Phi' \cdot S}{M_a} \qquad (1)$$

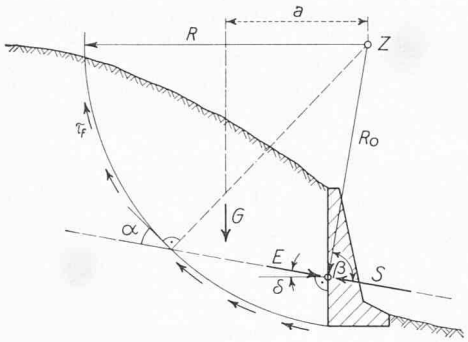


Bild 1.
Berechnung des Erddruckes mit kreiszylindrischen Gleitflächen

Setzt man $F_o = \dfrac{M_{p0}}{M_a}$, wird mit $M_{p0} = R \cdot \sum \tau_f$

$$F = F_o + \frac{R_o \sin \beta + R \sin \alpha \operatorname{tg} \Phi'}{M_a} \cdot S \tag{2}$$

F_o lässt sich nach irgend einer Stabilitätsmethode rechnen, bei welcher die Sicherheit als Verhältnis der passiven zu den aktiven Momenten definiert ist, z. B. nach der Methode von Fellenius oder Bishop. Verursacht die Normalkomponente der Stützkraft S auf die Gleitfläche Porenwasserspannungen, sind diese mit der Einführung des $\overline{B}$-Beiwertes zu berücksichtigen. $\overline{B} = \Delta u / \Delta \sigma_1 \cdot \overline{B}$ ist von der Sättigung und der Kompressibilität des Materials abhängig. Die Reibungskomponente der Stützkraft erhält folgenden Ausdruck:

$$R \cdot \sin \alpha \cdot \operatorname{tg} \Phi' \cdot (1 - \overline{B}) \cdot S \, .$$

Aus der Gleichung (2) erhalten wir S als Funktion von F.

$$S = \frac{M_a}{R_o \cdot \sin \beta + R \cdot \sin \alpha \cdot \operatorname{tg} \Phi'} \cdot (F - F_o) \tag{3}$$

Die Koeffizienten in Gleichung (3) sind für eine Gleitfläche konstant; somit ist die Abhängigkeit zwischen S und F linear. Zeichnet man die verschiedenen Geraden der Formel (3) als Funktion von S für die einzelnen Gleitflächen auf, entsteht eine Linienschar. Die Umhüllende dieser Linienschar zeigt die Abhängigkeit zwischen F und S. Für $F = 1$ erhalten wir den aktiven Erddruck E_a.

$$E_a = \frac{M_a}{R_o \cdot \sin \beta + R \cdot \sin \alpha \cdot \operatorname{tg} \Phi'} \cdot (1 - F_o) \tag{4}$$

Die Sicherheitsbemessung der Mauer kann auch aus der Umhüllungskurve gewonnen werden.

Rammtiefe

Die Bestimmung der *Rammtiefe* muss einerseits den statischen und kinematischen Bedingungen der Konstruktion genügen, anderseits den Erfordernissen zur Verhinderung eines hydraulischen Grundbruches Rechnung tragen. Die notwendige Rammtiefe, welche eine genügende Sicherheit gegen Grundbruch gibt, kann auf Grund des Sickernetzes berechnet werden. Dafür stehen auch Hilfstafeln, wie z. B. die von McNamee [7] zur Verfügung.

Untersuchungen von Rowe haben gezeigt, dass mit Spundbohlen, die tiefer gerammt werden als dies ein genügender Sicherheitsgrad erfordert, keine spürbaren Vorteile zu erzielen sind. Terzaghi dagegen empfiehlt die berechnete Tiefe nach seiner Theorie aus praktischen Überlegungen um 20 % zu erhöhen als zusätzliche Sicherheit gegen Mehraushub, Auswaschungen, Kolk und Materialwechsel im Untergrund.

Biegemoment

Das *maximale Biegemoment* der Wand wird mit Hilfe analytischer oder graphischer Methoden in der üblichen Weise bestimmt. Untersuchungen von Rowe [8] an Modellen zeigen, dass die maximalen Momente, die aus der Coulomb'schen Erddruckverteilung bestimmt sind, zu gross berechnet werden. Er gibt eine Kurvenschar an, mit deren Hilfe man die Maximalmomente reduzieren kann; die Reduktion ist einerseits von der Lagerungsdichte des Materials, anderseits von der Biegsamkeitszahl $B = h^4/EI$ der Wand abhängig. Je biegsamer die Wand, um so grösser ist die zulässige Verminderung des Momentes. Nach Tschebotarioff kann das maximale Moment unabhängig von der Biegsamkeit der Wand auf 45 % reduziert werden [9, 10].

Die Reduktion der Maximalmomente, wie sie Rowe vorschlägt, ist gleichbedeutend einer Erddruckumlagerung. Diese Erkenntnis gewann Christiani schon 1906 bei der Überprüfung verschiedener Bohlwerke nach der Theorie von Coulomb. Im Jahre 1923 erschienen beim Dänischen Ingenieurverein die ersten Vorschriften über Wasserbauwerke. In dieser Vorschrift ist die von Christiani vorgeschlagene und erprobte halbempirische Berechnungsmethode für verankerte Spundwände aufgenommen worden. Die theoretische Erklärung dieser kühnen und wirtschaftlichen Berechnungsmethode ist von Brinch-Hansen [11, 12] mit der neuen Erddrucktheorie erbracht worden.

Ankerzug

Die *Grösse* des notwendigen Ankerzuges wird aus der Erfüllung der Bedingung, dass die Summe der Horizontalkräfte null sei, bestimmt. Terzaghi [13] rät von einer Reduktion des Ankerzuges ab und empfiehlt vielmehr, diesen unter Annahme freier unterer Auflagerung der Wand zu berechnen. Die Erstellung *schiefer Anker* kann wirtschaftliche Vorteile mit sich bringen. Die horizontal bestimmte Ankerkraft ist aber entsprechend der Neigung zu berücksichtigen. Bei gewissen Bauwerken, so bei verankerten Stützmauern, sind auch die Bodenreaktionen, die aus den Vertikalkomponenten des Ankerzuges resultieren, zu überprüfen.

Dimensionierung der Wand und der Anker

Die Dimensionierung der Wand und der Anker ist auf Grund der zulässigen, vorgeschriebenen Material-Beanspruchungen vorzunehmen. Bei der Planung und Projektierung sind die Bauzustände, welche für die Dimensionierung massgebend sein können, zu berücksichtigen. Ansätze zur Berechnung der Tragfähigkeit eines Ankers im Lockergestein sind wohl vorhanden. Allerdings sind diese Formeln noch in der Praxis auf ihre Anwendbarkeit zu überprüfen.

Mit dem Spannen der Injektionsanker und Pfähle wird jeder einzelne Anker hinsichtlich seiner Zug-, resp. Tragkraft überprüft. Die Aufzeichnung des Kraft-Deformation-Verlaufes beim Spannen der Anker lässt Rückschlüsse auf die Tragfähigkeit-Reserven zu. Soweit die Ankerköpfe zugänglich sind, kann der Spannungszustand der Anker jederzeit überprüft werden. Hierin ist sicher auch ein Grund für die rasche Einbürgerung dieses Systems auf dem Bauplatz zu finden.

Es sei noch kurz die *Berechnung nach Brinch-Hansen* skizziert. Grundsätzlich untersucht Brinch-Hansen die verankerte Wand im Bruchzustand. Zunächst ist die Bruchart der Konstruktion festzulegen. Da eine verankerte Spundwand auf verschiedene Arten versagen kann (vgl. Terzaghi), sind mehrere Bruchsysteme (Bild 12) zu untersuchen, um das wirtschaftliche Optimum zu erhalten. Die gewählte Bruchart muss statisch wie auch kinematisch möglich sein, d. h. die möglichen Bewegungen der einzelnen Konstruktionsteile müssen miteinander verträglich sein. Für die Berechnung werden Fliessgelenke angenommen. Dieses Verfahren hat den grossen Vorteil, dass eine richtig bemessene, durch Erddruck beanspruchte Konstruktion in keiner anderen Weise versagen kann als bei ihrer Berechnung vorausgesetzt worden ist. Dies hängt damit zusammen, dass jede andere Bewegung als die vorausgesetzte eine solche Druckumlagerung verursachen wird, dass der nachgebende Teil entlastet wird und die begonnene Bewegung wieder zur Ruhe kommt.

Um eine wirtschaftliche Konstruktion zu erreichen, hat man auszugehen von:

Bruchart 1 bei weichen Böden,
Bruchart 2 bei Reibungsböden,
Bruchart 3 *und* 4 bei grossen Wassertiefen.

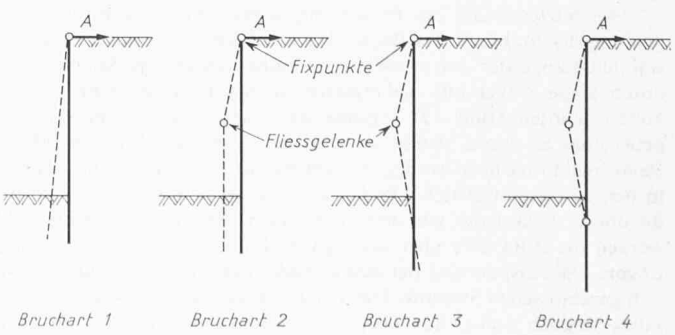
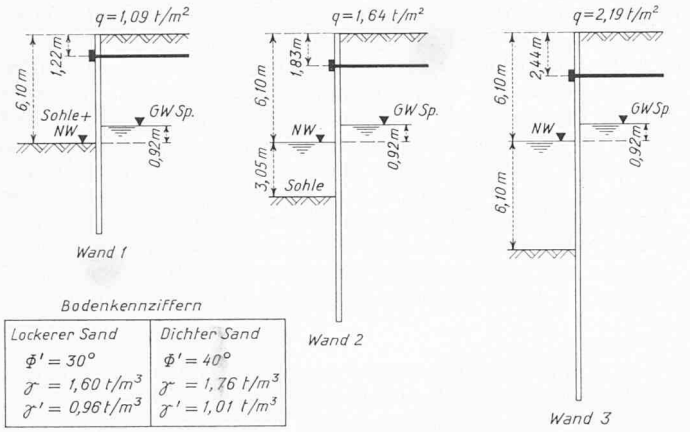


Bild 12.
Brucharten für eine verankerte Spundwand (nach Brinch-Hansen)



Bodenkennziffern

Lockerer Sand	Dichter Sand
$\Phi' = 30°$	$\Phi' = 40°$
$\gamma = 1{,}60\ t/m^3$	$\gamma = 1{,}76\ t/m^3$
$\gamma' = 0{,}96\ t/m^3$	$\gamma' = 1{,}01\ t/m^3$

Bild 13.
Beispiel von drei Spundwänden für den Vergleich der Resultate nach verschiedenen Berechnungsverfahren, unter Annahme zweier verschiedener Bodenarten

$\Phi' = 30°$, $c' = 0\ kg/cm^2$, $\gamma = 1{,}60\ t/m^3$, $\gamma' = 0{,}96\ t/m^3$

	Rammtiefe [m]					Ankerbeanspruchung [t]				
Fall	a	b	c[1]	d[1]	e	a	b[2]	c	d	e
1	4,70	4,50	5,10	5,10	3,10	7,00	6,90	8,60	8,60	15,30
2	6,90	6,70	6,90	6,90	4,30	15,30	14,70	19,40	19,40	33,80
3	8,70	7,70	8,80	8,80	5,30	27,00	27,00	32,80	32,80	55,00

$\Phi' = 40°$, $c' = 0\ kg/cm^2$, $\gamma = 1{,}76\ t/m^3$, $\gamma' = 1{,}01\ t/m^3$

1	2,75	2,15	2,35	2,35	1,70	3,90	4,00	4,80	4,80	9,40
2	4,20	3,40	3,30	3,30	2,10	9,10	7,75	10,90	10,90	21,70
3	5,30	4,00	4,05	4,05	2,80	14,45	14,00	18,85	18,65	40,00

a : nach Blum
b : nach Rowe
c : nach Terzaghi
d : nach Terzaghi bei voller Biegsamkeitsabminderung.
e : nach Brinch Hansen bei Drehung der Wand um den Verankerungspunkt ohne Fliessgelenke.

[1] Einschliesslich der empfohlenen Vergrösserung der Rammtiefe um 20 %
[2] Entsprechend dem Spundwandprofil, das sich ergibt.

Bild 14.
Rammtiefen und Ankerbeanspruchungen für die verschiedenen Berechnungsverfahren und Bodenkennziffern

Die Berechnung wird mit Partialkoeffizienten durchgeführt, d. h. mit partiellen Sicherheitsgraden. Den nominellen Ankerzug erhält man aus der Komponentengleichgewichtsbedingung in horizontaler Richtung als Differenz zwischen den Erddrücken auf den beiden Seiten der Wand. Anschliessend ermittelt man die nominellen Momente im Querkraftnullpunkt und im Verankerungspunkt. Daraus folgen die Widerstandsmomente pro m′ Wand und die erforderlichen Wandprofile. Analog wird der notwendige Ankerquerschnitt bestimmt. Im Falle einer Wasserspiegeldifferenz ausserhalb und innerhalb der Baugrube muss die Rammtiefe noch auf hydraulischen Grundbruch untersucht werden.

Vergleich der Resultate verschiedener Theorien

Es stellt sich noch die Frage, wie stark die einzelnen Theorien in ihren Resultaten bei der Berechnung konkreter Fälle voneinander abweichen. Dazu seien die drei folgenden Fälle (Bild 13) untersucht. Die Abmessungen und Voraussetzungen sind dem Bilde zu entnehmen. Die Berechnungen erfolgten nach:

— Allgemeine Theorie von Blum [14, 15]: Ersatzbalkenmethode
— Rowe
— Terzaghi
— Terzaghi bei voller Biegsamkeitsabminderung
— Brinch-Hansen.

Die Ergebnisse sind im Bild 14 dargestellt. Die Berechnungen wurden für lockeren ($\Phi' = 30°$) und dichten Sand ($\Phi' = 40°$) durchgeführt. Wird von der Theorie von Brinch-Hansen vorläufig abgesehen, zeigen die erstgenannten ähnliche Werte für Rammtiefe und Ankerkraft. Daraus geht die Bedeutung der Festlegung des Reibungswinkels deutlich hervor. Hingegen liefert die Theorie von Brinch-Hansen abweichende Resultate. Ein Vergleich mit den übrigen Theorien ist infolge der Einführung der Partialkoeffizienten durch Brinch-Hansen nur bedingt möglich. In den ersten vier Fällen ist die notwendige Ankerkraft ohne Sicherheitsgrad aufgeführt, bei Brinch-Hansen die nominelle Kraft. Die Abhängigkeit zwischen Ankerkraft und Rammtiefe wird deutlich gezeigt mit dem Berechnungsbeispiel der Wand ohne Fliessgelenk und Drehung um den Verankerungspunkt (nach Brinch-Hansen keine optimale Lösung).

Stabilität

Als letzter Punkt des Berechnungsganges bleibt noch die Überprüfung der Stabilität des Bauwerkes im Zusammenhang mit der gewählten Länge der Anker. Während früher verankerte Spundwände durch lange Anker mit Ankerplatten in der passiven Erdzone verankert wurden (Bild 15), werden die Injektionsanker und Pfähle neuerdings als kurze Anker, d. h. in der neutralen Zone verankert. Beim Injektionsanker werden die Ankerkräfte über die injizierte Zone in den Boden eingeleitet. Die Injektionslänge beträgt rd. 4 bis 5 m; die übrige Ankerlänge gibt dem Boden keine Reaktion ab. Beim Pfahl werden die Zugkräfte über seine ganze Länge auf den Boden übertragen. Die Anspannung der Anker bildet nur eine Kontrolle eines in sich geschlossenen Systems. Die Vorspannung oder der Spannversuch sagen folglich nichts aus über die Stabilität des Systems an sich. Während die freie Ankerlänge für die Tragfähigkeit des Ankers im üblichen Zugversuch ohne Bedeutung ist, ist sie zur Einbeziehung des Materials hinter der Wand zu einem System entscheidend. Die notwendige Länge der Anker kann durch die Erfüllung der erforderlichen Stabilität der Baugrube bestimmt werden. Sind Anker auf die verlangte Tragkraft gespannt, und ist die Wand richtig dimensioniert, so kann nur noch das ganze, durch den Anker erfasste Gebiet unstabil werden. Ein Bruch unter den vorgenannten Voraussetzungen innerhalb der Ankerzone ist ausgeschlossen. Diese Aussage kann mit der Formel (1) der gezeigten Erddruckberechnung leicht überprüft werden. Diese Formel gibt klar den grossen und entscheidenden Unterschied zwischen dem Verhalten eines kohäsionslosen und eines kohäsiven Materials an. Während bei einem rolligen Material die Reibung aus der Ankerkraft in der Gleitfläche mobilisiert wird, entfällt diese Komponente bei einem bindigen Boden ganz. Bei bindigen Böden bleibt die undrainierte Scherfestigkeit gleich, unabhängig von der momentanen äusseren Belastung. Dies ist aber gleichbedeutend wie $\Phi = 0$. In diesem Falle kann für die Berechnung einer Gleitfläche innerhalb der Ankerzone, d. h. durch den Anker, nur die Scherfestigkeit des Ankers zur Scherfestigkeit des Materials als rückhaltende Kraft in die Berechnung eingesetzt werden.

Die unterschiedliche Wirkungsweise eines Ankers in rolligem resp. bindigem Boden ist für die Wahl des Ankertypes mitentscheidend. So bewirkt die Vorspannung eines Ankers in einem bindigen Boden keine zusätzliche Sicherheit. Es sei noch darauf hingewiesen, dass die abgeleitete Formel der Erddruckberechnung auch zur Dimensionierung bei gestaffelten bzw. unterschiedlichen Ankerlängen angewendet werden kann.

Die mögliche Bruchfigur im Gelände ist folglich durch zwei Punkte gegeben: Ankerende und Fusspunkt der Wand. Als Bruchfigur können Kreise, logarithmische Spiralen oder als Approximation Gerade angenommen werden. Durch die Erfüllung der verlangten Sicherheit gegen Abgleiten wird die Ankerlänge bestimmt. Der Rechnungsgang ist durch Annahme verschiedener Bruchflächen zu wiederholen, bis die ungünstigste mit der minimalen Sicherheit gefunden ist. Da die angenommene Bruchfläche um den untersten Punkt der Spundwand verläuft, hat die Einbindetiefe der Wand auch einen Einfluss auf die Sicherheit der Baugrube und ihrer näheren Umgebung.

Bild 16 zeigt 3 Methoden zur Stabilitätsberechnung. Die Bruchlinie als Gerade erfüllt die kinematische Forderung nicht, ist aber einfach

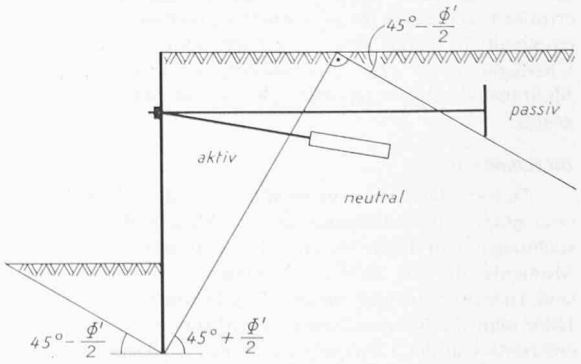


Bild 15.
Verankerungszonen nach der klassischen Erddrucktheorie

in der Anwendung. Eine Untersuchung in Lamellen ist nur für die Berücksichtigung von Schichtwechseln (wechselnde Festigkeitseigenschaften des Bodens) oder bei vorhandenem Grundwasserspiegel notwendig. Diese einfache Berechnung sollte nur für die erste Dimensionierung gebraucht werden. Die gewählte Länge des Ankers ist mit der Formel von Fellenius oder Janbu zu überprüfen.

Die kinematische Forderung kann bei kreisförmigen Gleitflächen nicht immer hinreichend erfüllt werden, was mit der Einführung des aktiven bzw. passiven Erddruckes in die Stabilitätsgleichung von Janbu berücksichtigt wird. Wird darin E_a und E_p null gesetzt, so ist diese Formel auch als Stabilitätsformel wie diejenige von Fellenius zu verwenden. Ist ein Grundwasserspiegel oder Wasserdruckgefälle vorhanden, sind bei den rückhaltenden Kräften die jeweiligen Porenwasserdrücke in den Lamellen zu berücksichtigen. Diese sind dem Sickerströmungsnetz zu entnehmen. Werden die Porenwasserdrücke als hydrostatischer Druck eingesetzt, ist noch der Strömungsdruck als vektorielle Kraft zu berücksichtigen. Kann im Bereiche der Injektionslänge jedoch nicht die ganze Verankerungszone als wirksam angenommen werden, auch wenn durch Versuch bzw. Vorspannung die Tragfähigkeit der Anker nachgewiesen ist, sind diese Bedenken bei der Festlegung des geforderten minimalen Sicherheitsgrades zu berücksichtigen.

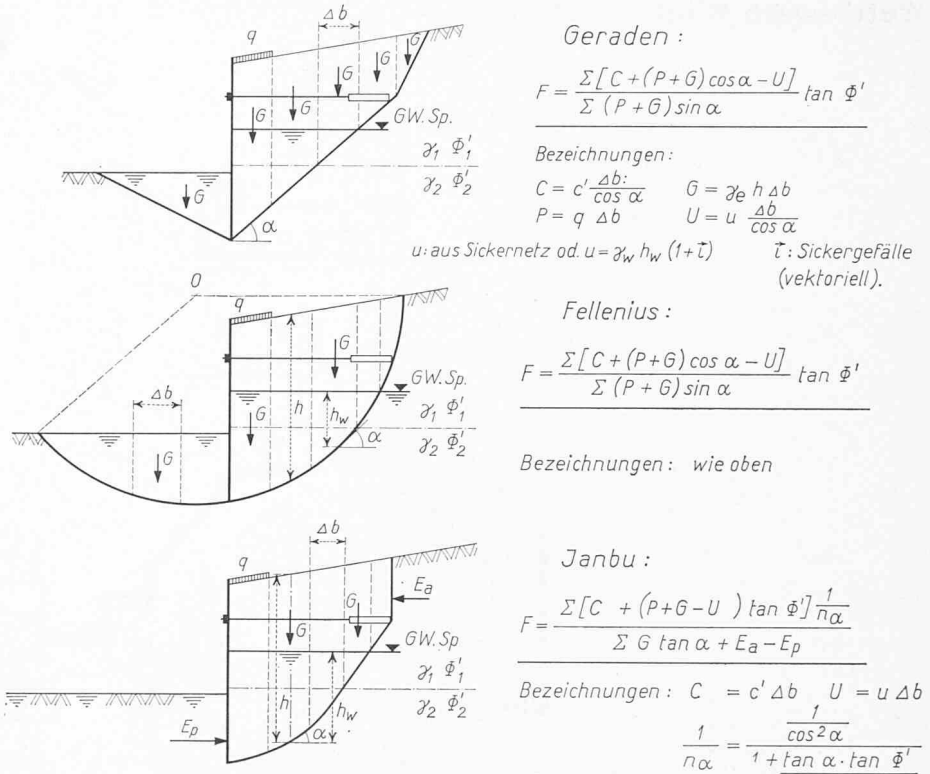


Bild 16. Stabilitätsberechnung zur Ermittlung der notwendigen Ankerlänge

Zusammenfassung

Die Dimensionierung eines Ankers kann im allgemeinen nur als Teilproblem einer komplexen Aufgabe betrachtet werden. Nur durch Einbeziehung aller skizzierten Betrachtungen kann eine gute und wirtschaftliche Lösung eines Bauwerkes gefunden werden, wobei die zulässige Ausnützung der Baustoffe angestrebt werden soll. Dies ist aber nur möglich, wenn man alle Baustoffe und ihre Eigenschaften genau kennt.

Literaturverzeichnis

[1] *J. Jaky:* The Coefficient of Earth Pressure at Rest, Budapest 1944.

[2] *R. Schjödt:* Stresses in an excavation with vertical wall, subjected to its own weight, Conf. Brüssel, 1958, vol. I.

[3] *N. K. Ovesen:* Anchor Slabs, Calculation Methods and Model Tests, Bul. 16, Dän. Geot. Institut.

[4] *B. Schmidt & J. P. Kristensen:* The Pulling Resistance and Inclined Anchors Piles in Sand. Bul. 18, Dän. Geot. Institut.

[5] *R. Briske:* Anwendung von Erddruckumlagerungen bei Spundwandbauwerken, «Die Bautechnik» 1957.

[6] *N. Janbu:* Earth Pressures and Bearing Capacity Calculations by Generalized Procedures of Slices, Kongress London 1957.

[7] *J. Mc Namee:* Seepage into a Sheeted Excavation, «Géotechnique» 1949.

[8] *P. W. Rowe;* Anchored Sheet Pile Walls, Proc. Inst. Civ. Eng., London 1952.

[9] *G. P. Tschebotarioff:* Soil Mechanics Foundations and Earth Structures, McGraw Hill, London 1951.

[10] *G. P. Tschebotarioff:* Large Scale Model Earth Pressure Tests in Flexible Bulkheads, Proc. A.S.C.E. 1948.

[11] *J. Brinch-Hansen:* Earth Pressure Calculation, Kopenhagen 1953, Institution of civil engineers.

[12] *J. Brinch-Hansen/Lundgren:* Hauptprobleme der Bodenmechanik, Springer Verlag 1960.

[13] *K. Terzaghi:* Anchored Bulkheads, Proc. A.S.C.E., 1953.

[14] *H. Blum:* Einspannverhältnisse bei Bohlwerken, Ernst & Sohn, 1931, Berlin.

[15] *H. Blum:* Beitrag zur Berechnung von Bohlwerken, Ernst & Sohn, 1951, Berlin.

Adresse des Verfassers: Dr. sc. techn. *J. Huder*, dipl. Bauing., VAWE, Gloriastr. 39, 8006 Zürich.

Eine farbige Holzfaser-Verkleidungsplatte

DK 674.817-41

Vor bald 20 Jahren hat in St. Margrethen, an Stelle einer alten Grenzsäge – wie solche einst am untern Rheinlauf nahe des Vorarlbergs und des Schwarzwaldes in grösserer Zahl betrieben wurden – die *Hiag* (Holzindustrie AG) mit der Fabrikation der Grisotex-Holzfaserplatten begonnen. Heute werden die Isolierplatten im Kaltverfahren hergestellt, während für die kompakteren Hartplatten der Aufschluss durch Kochen beibehalten wird. Das farbliche Aussehen der Faserplatten konnte bisher lediglich durch die Zusammensetzung des Rohstoffes beeinflusst werden, d. h. vermehrte Bast- und Rindeanteile ergeben eine dunklere Plattentönung.

In neuerer Zeit hat nun die Hiag – in Zusammenarbeit mit der *Ciba*, Basel – für einen Teil ihrer Isolierplattenfabrikation eine durchgehende Färbung eingeführt. Im Prinzip werden organische Pigmentfarbstoffe dem Faserbrei in der Mischbütte, d.h. vor der Plattenformung beigefügt.

Die homogen gefärbten Platten werden als lichtecht, wasser- und dampfresistent, sowie weitgehend auch alkali- und säurebeständig bezeichnet. Das Farbaufnahmevermögen der Holzfasern kann jedoch etwas variieren, so dass kleine Farbdifferenzen von einer Produktion zur andern möglich sind. Die Montage kann mittelst eines besonderen «Schnellrostes» oder als Selbstklebeplatte erfolgen.

Franziska Gehrig, Farbgestalterin IACC, Zürich, hat für «Grisocolor» eine in 8 ansprechenden und gut kombinierbaren Tönen gehaltene Farbkollektion zusammengestellt. «Grisocolor»-Verkleidungen erfüllen neben den isoliertechnischen Funktionen auch gestalterische Wünsche hinsichtlich ruhiger Flächenwirkung, wie auch aufhellender oder ausgesprochen dekorativer Effekte. Mit der neuen Plattenart mass- und geschmackvoll ausgekleidete Räume können ein wohn- und arbeitspsychisch wohltuendes Farberlebnis vermitteln.