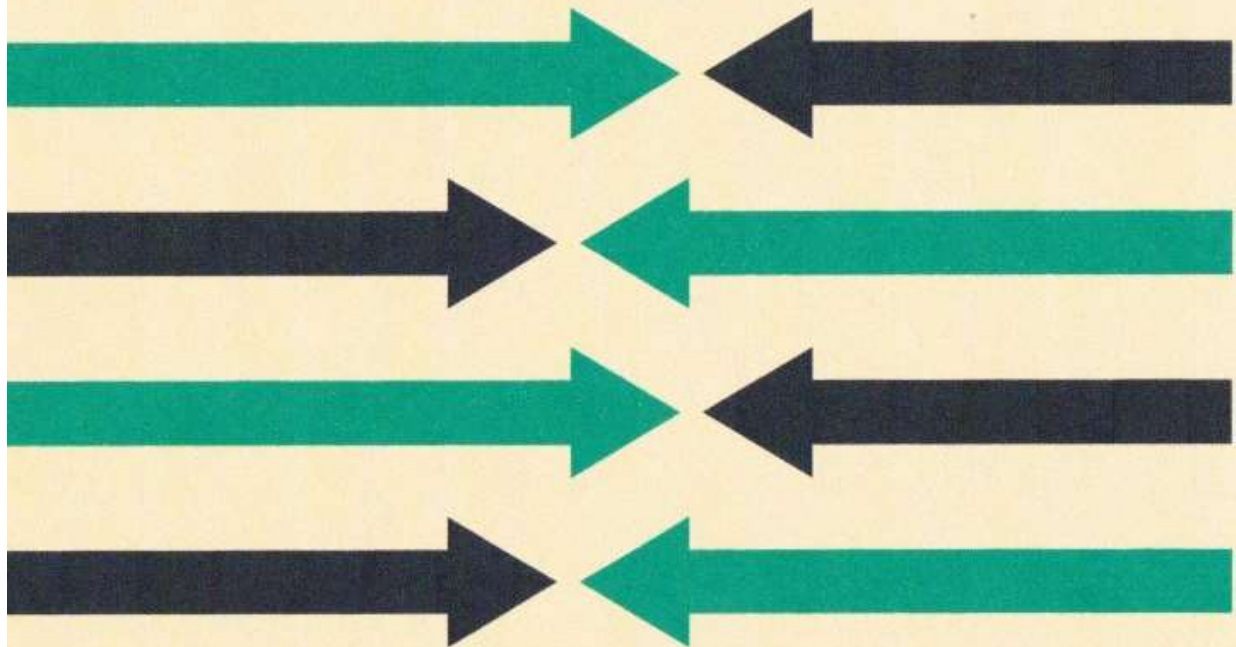


NORBERT GIESLER

Die neue Erddrucklehre

mit aktuellen Berechnungen

Kurzfassung



NORBERT GIESLER

Die neue Erddrucklehre

mit aktuellen Berechnungen

Kurzfassung 2021

Rechte:

Alle Rechte, auch die der Übersetzung, des Nachdrucks und der Vervielfältigung dieses Werkes oder Teilen daraus, bleiben dem Autor vorbehalten. Kein Teil dieses Werkes darf ohne schriftliche Genehmigung des Autors in irgendeiner Form verarbeitet, vervielfältigt oder verbreitet werden.

Vorwort

Auf der ganzen Welt können wir eine Fülle von Bauwerken bestaunen, die die Baukunst in ihrer jeweiligen Entstehungszeit dokumentieren. Sie zeigen aber auch, wie Wissenschaftler, Ingenieure, Architekten und Handwerker gemeinsam durch ihr Fachwissen, Können, ihre Erfahrung und ihr praktisches Geschick den Stand der Technik immer weiterentwickelten. So entstanden Planungsunterlagen und Anschauungsbeispiele für die nächsten Generationen.

Auch die Klassische Erddrucklehre von Monsieur de Coulomb (1736-1806) wurde immer wieder verändert und neueren Erkenntnissen angepasst.

In unserer digitalen und globalen Welt müssen aber Planungsgrundlagen exakt nachvollziehbar und Erfahrungswissen in die Grundlagen der Planung für die Fachplaner aufgenommen werden.

Die neue Erddrucklehre will einen Beitrag zu dieser Entwicklung leisten und vor allem helfen, im Hoch- und Tiefbau Schadensfälle zu vermeiden.

Dazu dienen die „Studie Erddruck“, das Buch „Die neue Erddrucklehre auf den Grundlagen der reinen Physik“ (ISBN 03831-122-978-3-5) und verschiedene Fachaufsätze zum Thema. Die hier vorgelegte Buch-Kurzfassung wurde mit einer Fülle von aktuellen Berechnungsbeispielen ausgestattet. Die Studie und das Buch stehen zum Download kostenlos unter www.erddruck.de und www.erddruck-giesler.de – D. Literatur zur Verfügung.

Eine möglichst breite Diskussion über die Neuerungen in der Erddrucklehre ist ein wichtiger Schritt zu sicheren Planungsgrundlagen.

Der Autor

Inhaltsverzeichnis

1	Einführung	1
1.1	Allgemeines zum Sachstand	1
1.2	Aufgabenstellung und Aufbau der Arbeit	1
1.3	Material und Methoden	1
2	Erddruck, Neuerungen in den Berechnungsvorgaben	2
2.1	Unterschiedliche Kraftsysteme in Böden	2
2.2	Berechenbarkeit von Bodeneigenschaften	2
2.3	Eigenschaften nasser und feuchter Böden	4
2.4	Erdblock, seine Kräfte und deren Verteilung	5
2.5	Halbkreis der Bodenarten	7
2.6	Tragfähigkeiten von Böden	8
2.7	Allgemeines zum Abtrag externer Kräfte im Erdreich	10
2.8	Natürliche Scherebene von Böden	11
2.9	Horizontale Kräfte in Böden	12
2.10	Versuch: Bestimmung der Höhenlage der Erddruckkraft	13
2.11	Wandreibungskräfte und Silotheorie	14
2.12	Verfolgung externer Kräfte (Auflasten) in Böden	15
2.13	Ungleiche vektorielle Bodenspannungen	16
2.14	Erdblocke und deren Bündelung	17
3	Erddruck, vertiefende Berechnungsbeispiele	19
3.1	Tragfähigkeit eines rechteckigen Fundaments	19
3.2	Tragfähigkeit von Böden bei zugelassener Setzung	22
3.3	Allgemeines zum Lastabtrag über Pfähle in Böden	24
3.4	Einzelpfahl, eingebunden in die obere Kraftebene	25
3.5	Einzelpfahl, eingebunden in beide Kraftebenen	28
3.6	Einzelpfahl, eingebunden in die erweiterte obere Kraftebene	29
3.7	Allgemeines zu erdverlegten Rohrleitungen	30
3.8	Beispiel – Rohrleitung DN 500 Sb ohne Verkehrslast	32
3.9	Beispiel – Rohrleitung DN 1800 Sb ohne Verkehrslast	35
3.10	Beispiel – Rohrleitung DN 1800 Sb mit Verkehrslast	37
3.11	Hangrutsch infolge veränderter Bodeneigenschaften	40
3.12	Hangrutsch infolge einer Abgrabung am Böschungsfuß	42
3.13	„Übung Erddruck“ der TUM – Teil 1: Bodeneigenschaften	44
3.14	„Übung Erddruck“ der TUM – Teil 2: (Kote –0,00 bis –7,00 m)	48
4	Zusammenfassung – Fazit	51

Abbildungsverzeichnis

In dem Verzeichnis werden die Begriffe Abbildungen (Abb.), Bilder (Bild) und Figuren (Fig.) benutzt, wobei eigene Zeichnungen und Fotografien als „Abbildung“ bezeichnet sind. Grafiken, die aus der Literatur [1] zitiert oder übernommen werden, tragen die Bezeichnung „Bild“. Den Begriff „Fig.“ nutzt Coulomb in seinem Skizzenblatt.

Auflistung der Illustrationen

Abb. 1	Ungleiche Erdkörper und Erdkräfte bei einer Sanduhr	2
Abb. 2	Felsgestein plus Poren erzeugt neue Bodenart	3
Abb. 3	Normierung von Feststoff- und Porenvolumen	3
Abb. 4	Erweiterung des Erdkörpers durch das Volumen des Wassers	5
Abb. 5	Erweiterung des Erdwürfels um das fiktive Volumen Vfn	5
Abb. 6	Druckkraftherhöhung bei Böden infolge Wasseraufnahme	5
Abb. 7	Erdblock mit Neigungsebene als Diagonale und Fläche A_0 und A_u	6
Abb. 8	Erdblock und Kräfte ‚liegender‘ und ‚stehender‘ Erdkeile	6
Abb. 9	‚Liegender‘ und ‚stehender‘ Erdkeil‘ links und rechts der Achse A-B	7
Abb. 10	‚Liegende‘ und ‚stehende‘ Erdkeile mit Winkel $\alpha = \beta = 58^\circ$	7
Abb. 11	‚Halbkreis der Bodenarten‘, Abhängigkeit der Neigungswinkel	8
Abb. 12	Konträre Erdkräfte halten das Gleichgewicht im Erdmantel	8
Abb. 13	Felssäule mit Neigungsebene bei einseitigem Kraftabtrag	9
Abb. 14	Felssäule wird über Winkel $\beta = 55^\circ$ zur Kraftfläche eines Bodens	9
Abb. 15	Felssäule wird über Winkel $\beta = 0,57^\circ$ zur Kraftfläche des ‚Urstaubs‘	9
Abb. 16	Zweiseitige Kraftausbreitung im Boden unter Streifenfundamenten	10
Abb. 17	Dreiseitige Kraftausbreitung im Boden im Bedarfsfall	10
Abb. 18	Vierseitige Kraftabtrag unter Einzelfundamenten im Erdreich	10
Abb. 19	Versuch der Degebo: Druckausübung und Spuren der Kraftausbreitung	10
Abb. 20	Rundes Fundament mit radialer Kraftausbreitung	11
Abb. 21	Quadratisches Einzelfundament mit vierseitiger Kraftausbreitung	11
Abb. 22	Versuch: Lage von Neigungsebene und Scherebene in Böden	11
Abb. 23	‚Auf der Spitze stehender Erdkeil‘ mit Schwerpunkt oben	12
Abb. 24	‚Liegender Erdkeil‘ mit Schwerpunkt im unteren Drittel der Höhe h	12
Abb. 25	Zuordnung von Neigungsebene, Scherebene und Erddruckkraft	12
Bild P02.20	Kugelhaufen, Kraftabtrag bei seitlicher Stützung nur vertikal	12
Abb. 26	Lastabtrag von Kugeln im Glaskasten nach neuer Lehre	12
Abb. 27	Lastabtrag von Kugeln an starrer Wand nach neuer Lehre	12
Bild P05.120	Erddruckspannung aus belasteter Geländeoberfläche	13
Bild I01.70	Mohr’scher Spannungskreis	13
Abb. 28	Versuch: Verhaltens des Basaltgruses beim Abgleiten	13
Abb. 29	Versuch: Eingelegte Papierstreifen zeigen das Abgleiten an	13
Abb. 30	Versuch: keine horizontalen Bewegungen / Kräfte in Basisebene	14
Bild P05.60	Positive Wandreibung bringt konkav gekrümmten Erdkörper	14
Abb. 31	Beobachtung: Füllung eines Silos mit Pellets	15
Abb. 32	Beobachtung: Entnahme der Pellets aus dem Silo	15
Abb. 33	Beobachtung: Wandreibung konnte nicht festgestellt werden	15
Abb. 34	Figur 7 von Coulomb: ‚stehender‘ Erdkeil mit seinen Kräften	15
Abb. 35	Versuch der Degebo zeigt horizontale Kraftausbreitung	16

Auflistung der Illustrationen

Abb. 36	Neigungsebene bei vertikalem Kraftabbau von Auflasten	16
Abb. 37	Neigungsebene bei horizontalem Kraftabbau von Auflasten	16
Bild I01.60	Ungleich große Spannungen bei Festkörpern unter Druck	17
Bild P05.10	Ungleich große Spannungen auf Böden übertragen (Winkel ϑ_1 u. ϑ_2)	17
Abb. 38	Probewürfel aus Beton mit Darstellung der Bruchverläufe	17
Abb. 39	Probewürfel aus Beton mit symmetrischen Bruchverläufen	17
Abb. 40	Probewürfel aus Beton zeigt Aktions- und Reaktionsbereiche	17
Abb. 41	Bündelung von Erdblöcken zum Lastabtrag unter Einzelfundament	18
Abb. 42	Bündelung von Erdblöcken zum Lastabtrag über Pfähle	18
Abb. 43	Bündelung von Erdblöcken zur Belastung erdverlegter Rohrleitungen	18
Abb. 44	Lastabtrag über Einzelfundament bei vierseitiger Kraftabstrahlung	19
Abb. 45	Tragfähigkeit von Böden bei zugelassener Setzung	22
Abb. 46	Lastabtrag bei Fundamenten mit Einbindetiefe	24
Abb. 47	Lastabtrag über Pfähle und deren Kraftfelder	24
Abb. 48	Lastabtrag über Pfähle und deren Kraftzuordnungen	25
Abb. 49	Lastabtrag von Pfahlaulast, Pfahl- und Bodeneigengewicht	25
Abb. 50	Lastabtrag bei Pfählen über zwei Erdblockebenen	28
Abb. 51	Lastabtrag bei Pfählen mit erweiterter oberer Ebene	29
Abb. 52	Belastung von Rohrleitungen durch vier Erdblöcke	30
Abb. 53	Ansatz der Kraftflächen an den Rohrquerschnitt ohne Verkehrslast	31
Abb. 54	Ansatz der Kraftflächen an den Rohrquerschnitt mit Verkehrslast	31
Abb. 55	Versuch: Verdrängung von Boden an der Grabenwand	32
Abb. 56	Beispiel: Rohr DN 500 Sb und Belastung aus Grabenverfüllung	32
Abb. 57	Beispiel: Kraftverteilung auf das Rohr	34
Abb. 58	Beispiel: Erdkräfte auf Rohr DN 1800 Sb ohne Verkehrslast	35
Abb. 59	Beispiel: Erdkräfte auf Rohr DN 1800 Sb mit Verkehrslast	38
Abb. 60	Hangrutsch infolge veränderter Bodeneigenschaften	40
Abb. 61	Darstellung der errechneten Bodenbewegung im Hang	41
Abb. 62	Foto von Hangrutsch durch Fehlstelle am Dammfuß	42
Abb. 63	Vorgaben zur Winkelberechnung	43
Abb. 64	Bodenbewegung durch Fehlstelle am Dammfuß	43
Bild L-4	Berechnungsbeispiel TUM: Aufgabenstellung	45
Abb. 65	„Erdwürfel“ des nassen Sandes unter Wasser	48
Abb. 66	„Erdwürfel“ des nassen Tons unter Wasser	48
Abb. 67	Spannungen: Kote 0,00 bis -7,00 m nach derzeitiger Lehre	49
Abb. 68	Kräfte: Kote 0,00 bis -7,00 m nach neuer Sicht	49
Bild I01.70a	Mohr'scher Spannungskreis nach derzeitiger Erddrucklehre	51
Bild P05.50	Schnitt und Krafteck der Kräfte in einem Punkt	51
Bild I01.70b	Mohr'scher Spannungskreis nach neuer Erddrucklehre	52

Symbolverzeichnis

In meiner ‚Studie Erddruck‘ und im Buch wurden Begriffe und Symbole behandelt. Auf die Übernahme des Verzeichnisses in diese Arbeit wurde verzichtet und dafür die Zeichen am Objekt direkt behandelt.

1 Einführung

1.1 Allgemeines zum Sachstand

Immer wieder berichten die Medien über Schäden an erdbelasteten Bauwerken, wie Stützwänden, erdverlegten Rohrleitungen, Tunneldecken. Auch Berichte über Erdbeben nehmen dramatisch zu. Bei diesen Ereignissen sind neben hohen Schadenssummen nicht selten verletzte oder getötete Personen zu beklagen. Bekannt wurden im Jahr 2009 der Einsturz des Historischen Archivs in Köln und der riesige Bergsturz in Nachterstedt. In neuester Zeit konnte man über die abgesackte Autobahn A 20 bei Triebsees und die Buckelpiste in Husum lesen. An der Autobahn in Geiselwind müssen auf rund 1,3 Kilometer Länge die neuen Lärmschutzwälle abgetragen und neu errichtet werden. Bei derartigen Schadensfällen wird schnell die Frage nach den Schuldigen gestellt und von Putsch am Bau gesprochen.

Doch die an den Pranger gestellten Personen folgten meistens den deutschen Regelwerken, die nachweislich fehlerhaft sind. Obwohl die Anwendung der Normen und Regelwerke freigestellt ist, werden sie den Planern und Bauausführenden in den Leistungsverzeichnissen bzw. Bauverträgen verpflichtend vorgegeben. Die derzeitige Erddrucklehre und Eurocode 7 gelten zudem als anerkannte Regeln der Technik. Sie sind folglich zu beachten. Ihre Fehler tragen damit zu Unterbemessungen erdbelasteter Bauwerke und Erddämme wesentlich bei.

1.2 Aufgabenstellung und Aufbau der Arbeit

Die Erkenntnisse über das Bodenverhalten in freier Natur und die Berechenbarkeit der Bodeneigenschaften haben zu einer Überprüfung der Unstimmigkeiten in der derzeitigen Erddrucklehre geführt. Widersprüche zwischen dem natürlichen Bodenverhalten und den Berechnungsvorgaben wurden erkannt und mittels der Physik als Mängel belegt. Die Häufung dieser Mängel machte es aber unmöglich, nur korrigierend in die Schriften der Lehre einzugreifen. Um Vergleiche zwischen der derzeitigen und neuen Erddrucklehre zu ermöglichen, wurden neue Begriffe und Symbole eingeführt.

2.0 Erddruck, Neuerungen in den Berechnungsvorgaben

3.0 Erddruck, vertiefende Berechnungsbeispiele

4.0 Zusammenfassung

Durch diese Änderungen in den Berechnungsvorlagen könnten die Schadensfälle im Bauwesen minimiert werden.

1.3 Material und Methoden

Zur Darstellung der derzeitigen Erddrucklehre wurden die Schriften des Zentrums Geotechnik der Technischen Universität München herangezogen.

Eigene Erfahrungen und Erkenntnisse führten zur Entwicklung eines neuen Verfahrens zur Ermittlung von Bodeneigenschaften. Danach gibt es 2 unterschiedliche Kraftsysteme im Erdreich. Sie sind abhängig vom Schwerpunkt im Erdkeil und bringen unterschiedliche Berechnungsergebnisse.

2. Erddruck, Neuerungen in den Berechnungsvorgaben

2.1 Unterschiedliche Kraftsysteme in Böden

Bedeutsam für die Erddrucklehre dürfte die Erkenntnis sein, dass es zwei unterschiedliche Kraftsysteme für die Erddruckermittlung gibt. Diese zeigen sich beim Betrieb einer Sanduhr. Befüllt man den unteren Behälter der Uhr mit Sand, so bildet sich auf dem horizontalen Boden ein Schüttkegel aus. Der Sand im Kegel verhält sich inaktiv und verändert seine Form nur unter dem Einfluss einer externen Kraft. Sein Schwerpunkt befindet sich im unteren Drittel seiner Höhe h . Dreht man die Uhr um 180° nimmt der Sand, gehalten durch die Behälterwand, die Form eines auf der ‚Spitze stehenden Kegels‘ ein. Sein Schwerpunkt liegt nun im oberen Drittel des Kegels. Durch die dem Sand beim Drehen der Uhr zugeführte Energie ist er aktiv und in der Lage horizontale Kräfte auszubilden. Würde man dem Sand seinen Freiraum geben, würde es wieder seine liegende Form einnehmen.

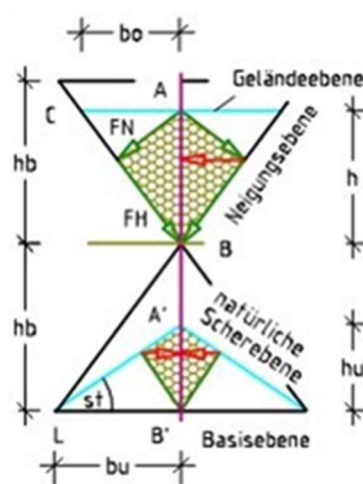


Abb. 1 zeigt ungleiche Erdkörper und Erdkräfte bei einer Sanduhr.

Für die Kraftermittlung stehen damit zwei unterschiedliche Berechnungssysteme zur Verfügung, welche an die Lage des jeweiligen Massenschwerpunktes gebunden sind. Zur Unterscheidung wird die inaktive Keilform als ‚liegend‘ und die auf dem Kopf stehende Form als ‚stehend‘ betrachtet. **In beiden Keilformen bilden sich horizontale Kräfte nur aus der Erdmasse aus, die auf der Reibungs- / Neigungsebene unter dem Neigungswinkel β lagert. Damit offenbart sich, dass es in der Basisebene des Erdkörpers – ob liegend oder stehend – keine horizontalen Erdspannungen auftreten, wie die derzeitige Lehre dieses in ihren Regelwerken vorgibt.**

2.2 Berechenbarkeit von Bodeneigenschaften

Eine weitere wichtige Innovation für die Erddrucklehre stellt die Berechenbarkeit der Bodeneigenschaften dar. Es ist hierbei egal, ob die Böden sich in trocknen, feuchten oder nassen Zustand befinden oder ‚unter Wasser‘ (Grundwasser) anstehen. Alle Bodenarten lassen sich über ihren Reibungs- / Neigungswinkel β stufenlos in den ‚Halbkreis der Bodenarten‘ einordnen. Auf Unterscheidungen nach Bodenarten, Homogenbereiche und geologische Benennungen der Böden (DIN 4023) kann ebenso verzichtet werden, wie auf die bisherige Verwendung empirischer Bodendichten, Winkel und weiterer Bodenkennwerte.

Die Berechnung der Bodeneigenschaften, wie Dichte, Reibungswinkel und Tragfähigkeit stützt sich auf die Erkenntnis, dass Böden Zerfallprodukte verschiedenartiger Felsgesteine sind. Eine besondere Betrachtung bedürfen Böden mit organischen und metallischen Beimengungen.

Böden in freier Natur können ihre Eigenschaften stark verändern durch die Aufnahme abweichender Wassermengen. Mit der Separierung des Wassers im Boden erhält man eine Trockenmasse, die sich einfacher analysieren lässt. Wiegt man eine ungestörte Bodenprobe vor und nach dem Trocknen, so kennt man die vom Boden aufgenommene Wassermenge und erhält das Gewicht einer Porenstruktur mit eingebetteten Feststoffpartikeln, also die Trockendichte des Bodens. Hieraus lässt sich ableiten, dass jede Bodenart aus Feststoffanteilen V_f und Porenanteilen V_l besteht, und nur die Porenanteile Wasser V_w aufnehmen können. Ferner ist erkennbar, dass die Feststoffe die Trockendichte und die Volumina $V_{f1} + V_l = V_p$ das Gesamtvolumen bestimmen.

Durch den nachvollziehbaren Zerfall von Felsgesteinen kann davon ausgegangen werden, dass das Feststoffvolumen V_{f1} ein Teil eines Felsgesteins ist. Setzt man den harten Granit mit seiner Dichte $\rho_{tG90} = 3,0 \text{ t/m}^3 \rightarrow \gamma = 29,4 \text{ kN/m}^3$ als oberen Grenzwert aller Feststoffe an, so muss das Feststoffvolumen V_{f1} mit seinem Gewicht in der Skala der Bodenarten einen Platz finden. Andere Urgesteine ordnen sich über ihre Dichte unterhalb vom Granit ein.

Die Umwandlung des Granitgesteins in ein Zerfallsprodukt / Bodenart ist nachvollziehbar, wenn man den Granit als porenlos betrachtet und sein Feststoffvolumen V_f gleich setzt mit dem Würfelvolumen $V_p = V_f = 1,00 \text{ m}^3$. Im Beispiel soll der Granit derart zerkleinert werden, so dass beim Würfel eine Volumenmehrung um die Breite $\Delta b = 0,70 \text{ m}$ eintritt. Hiernach lassen sich die Eigenschaften des neuen Produktes über die Normierung bestimmen, siehe **Abb. 3**.

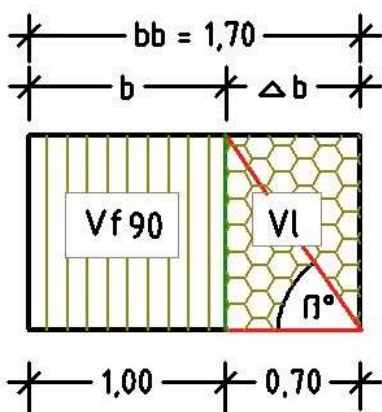


Abb. 2

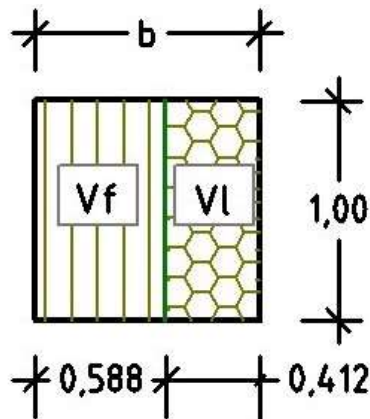


Abb. 3

Abb. 2 zeigt das Feststoffvolumen $V_{f90} = 1,00 \text{ m}^3$ und das Porenvolumen $V_l = 0,70 \text{ m}^3$.

Abb. 3 zeigt die Volumina des neuen Produktes nach der Normierung.

Boden im trockenen Zustand:

$$\text{Feststoffvolumen } Vf' = Vf_{90} / (bb \cdot h \cdot a) = 1,00 / (1,70 \cdot 1,00 \cdot 1,00) = 0,588 \text{ m}^3$$

$$\text{Porenvolumen } VI' = Vp - Vf' = 1,00 - 0,588 = 0,412 \text{ m}^3$$

$$\text{Materialdichte } ptg' = Vf' \cdot ptg_{90} = 0,588 \cdot 3,000 = 1,764 \text{ t/m}^3$$

Es wurde ferner erkannt, dass das Verhältnis Feststoffvolumen zum Porenvolumen den Tangens des Reibungswinkels / Neigungswinkels β entspricht. Da beim porenlosen Granit der Neigungswinkel $\beta_{90} = 90^\circ$ anzusetzen ist, errechnet sich der Winkel für das Bruchmaterial:

$$\text{Neigungswinkel } \beta \rightarrow \tan Vf / VI = 0,588 / 0,412 = 1,427 \rightarrow \text{Winkel } \beta = 55,0^\circ$$

Wie ausgeführt nimmt der harte Granit in der Skala der Bodenarten den obersten Platz ein. Das Zerfallsprodukt an der untersten Stelle wird als ‚Urstaub‘ gezeichnet. Sein Verhältnis $Vf / VI = 0,01 / 0,99 = 0,010$ lässt den Winkel $\beta = 0,58^\circ \sim 0,6^\circ$ entstehen. Die Trockendichte des ‚Urstaub‘ errechnet sich über das Feststoffvolumen $Vf = 0,01 \text{ m}^3$, somit Trockendichte $ptg = 0,01 \cdot 3,00 = 0,030 \text{ t/m}^3$

Anmerkung:

Aus berechnungstechnischen Gründen weist die neue Erddrucklehre die Bodendichten mit der Dimension t/m^3 aus. Erst bei der Kraftermittlung erfolgt die Multiplikation der Dichte ptg (pig, png) mit der Erdanziehungskraft $g = 9,807 \text{ m/s}^2$.

2.3 Eigenschaften nasser und feuchter Böden

Nimmt ein trockener Boden Wasser auf, so verändern sich seine Dichte und sein Neigungswinkel. Während sich die Bodendichte erhöht, flacht der Neigungswinkel β_t ab und wird zum Winkel β_i oder β_n .

Polar zum trockenen Boden steht der nasse Boden (n), dessen Porengefüge sich vollständig mit Wasser füllen kann. Hierdurch wird das Volumen VI zum Volumen VI_n . Feuchte Böden (i) ordnen sich über die aufgenommene Wassermenge zwischen den Polen mit dem Volumen Vli ein. Um das Wasser in die Winkelberechnung einführen zu können, bedarf es ein fiktives Feststoffvolumen $Vfn = VI_n \cdot pwg / ptg$ oder $VI / 3$, wobei die Wasserdichte mit $pwg = 1,00 \text{ t/m}^3$ oder $ptg_{90} / 3$ angesetzt wird.

Mit dem Beispiel des trockenen Bodens mit dem Feststoffvolumen $Vf = 0,588 \text{ m}^3$, der Dichte $ptg' = 1,764 \text{ t/m}^3$ und dem Winkel $\beta_t = 55,0^\circ$ werden die Veränderungen der Kennwerte infolge einer vollständigen Porenfüllung $VI = VI_n = 0,412 \text{ m}^3$ mit Wasser gezeigt. Das fiktive Feststoffvolumen beträgt $Vfn = VI / 3 = 0,412 / 3 = 0,137 \text{ m}^3$. Die Volumina werden in den **Abb. 4** und **5** gezeigt.

$$\text{Nassdichte } png = ptg + Vn \cdot pwg = 1,764 + 0,412 \cdot 1,000 = 2,176 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Neigungswinkel } \beta_n \rightarrow \tan Vf / (VI + VI / 3) = 0,588 / (0,412 + 0,412 / 3) = 1,070$$

$$\text{Neigungswinkel } \beta_n = 47,0^\circ$$

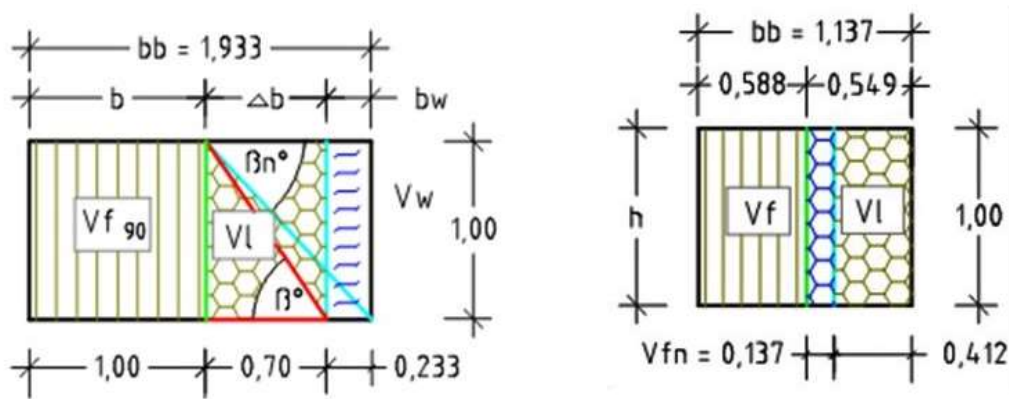


Abb. 4 zeigt die Erweiterung des Erdkörper der Abb. 5 um das Volumen Vfn des Wassers und die Ausbildung des Neigungswinkels βn .

Abb. 5 zeigt die Erweiterung des Erdwürfels um das fiktive Volumen Vfn .

In der Abb. 6 werden die Veränderung der Dichten, Winkel und Kräfte gezeigt, die sich durch eine vollständige Porenfüllung der Böden mit Wasser einstellen. Durchgeführte Versuchsreihen mit unterschiedlichen Böden bestätigten die Richtigkeit der berechneten Bodeneigenschaften, siehe Buch, Kapitel 3.

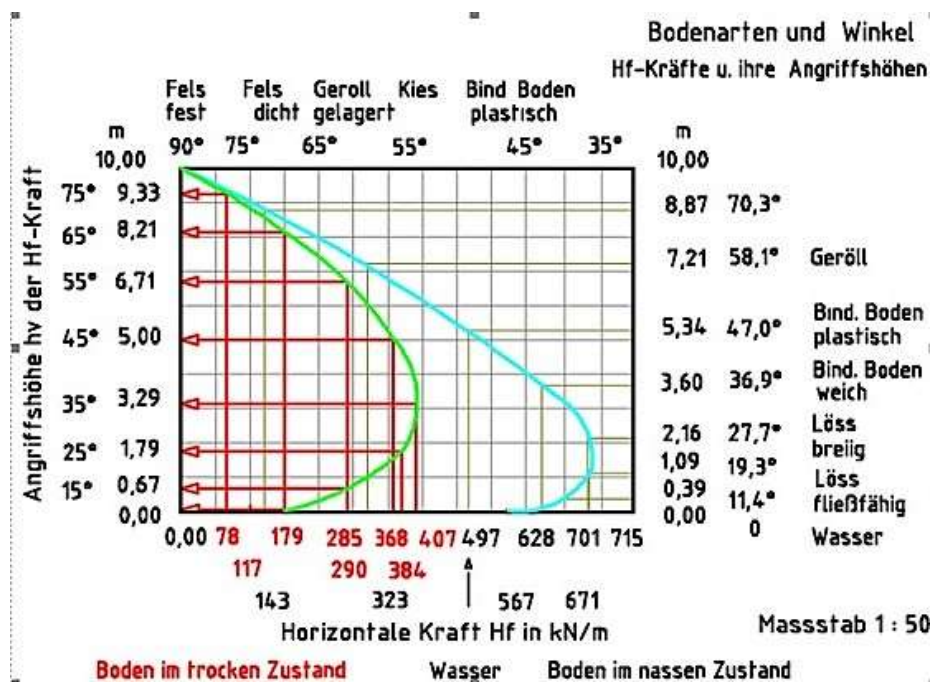


Abb. 6 zeigt die Erhöhung der Erddruckkraft infolge der Wasseraufnahme.

2.4 Erdblock, seine Kräfte und deren Verteilung

Böden in freier Natur benötigen zur Kraftentfaltung entsprechende Freiräume. Um diese kenntlich machen zu können, bedarf es einer festen Größe, die im Volumen eines ‚Erdblocks‘ gefunden wurde. Setzt man die Neigungsebene als Flächendiagonale des Erdblocks an, so lassen sich über Neigungswinkel β der Bodenart und der Berechnungstiefe $a = 1,00$ m die Höhe h und die Breite b des Blocks errechnen. Auch teilt die Diagonale die Blockfläche $A = b \cdot h$ auf in die obere aktive Fläche Ao und die untere reaktive Fläche Au , siehe Abb. 7.

In der **Abb.8** sind die Kräfte und deren Lagen eingetragen, wie sie sich nach der ‚physikalischen Ebene‘ errechnen. Vergleicht man im ‚stehenden‘ Erdkeil C-A-B den Aufbau der horizontalen Kraft H_f , die sich aus der Erdmasse oberhalb der Neigungsebene entwickelt, so kann im ‚liegenden‘ Keil C-B-D die horizontale Kraft L_h nur unter gleichen Bedingungen entstehen. Somit bildet sich die H-Kraft des liegenden Erdkeils aus der Erdmasse, die auf der Neigungsebene mit dem Winkel β ruht.

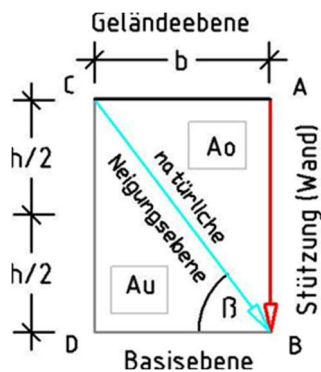


Abb. 7

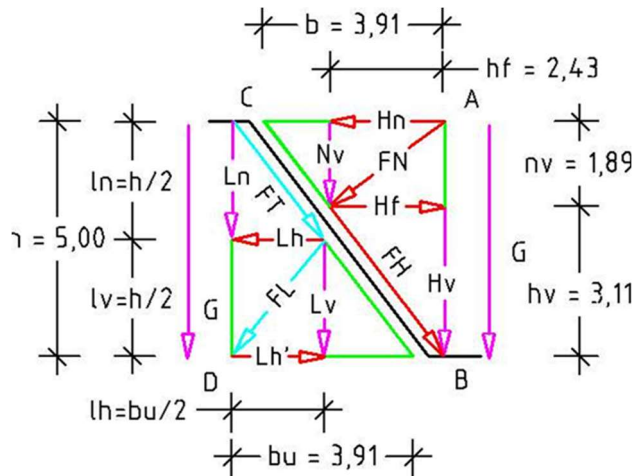


Abb. 8

Abb. 7 zeigt ober- und unterhalb der Neigungsebene die Keilflächen A_o und A_u .

Abb. 8 zeigt die Lage der Erddruckkraft im ‚liegenden‘ und ‚stehenden‘ Erdkeil.

Die neue Erddrucklehre übernimmt für die Kraftermittlung die "Klassische Erddrucklehre" von Monsieur de Coulomb (1736 - 1806), die er in seinem Skizzenblatt dargestellt hat, siehe Buch Abs. 2.2.

Coulomb setzt in seiner Figur 7 die Gewichtskraft aus dem Erdvolumen $V = A_o \cdot a$ an die Rückseite der Stützwand und berechnet die einzelnen Kräfte wie folgt:

Gewichtskraft $G = A_o \cdot a \cdot \rho \cdot g$ (analog: **pig, png** etc.)

Normalkraft $FN = G \cdot \cos \beta$

Hangabtriebskraft $FH = G \cdot \sin \beta$

Erddruckkraft $Fa = Hf = G \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta$.

Die Angriffshöhe h_v der Erddruckkraft H_f gegen die Wand errechnet sich:

Höhe $h_v = h \cdot \sin^2 \beta$

Kräfte lassen sich in Kraftmeter umrechnen und maßstäblich auftragen. Hierzu benötigt wird als Quotient die ‚Kraftzahl‘ g_i (g_{it} , g_{in}).

Kraftzahl $g_i = a \cdot b \cdot \rho \cdot g / 2$ in kN/m^2 (im ‚stehenden‘ Erdkeil)

Kraftmeter $h = G / g_i$ in Meter

Kraftmeter $n_v = N_v / g_i$

Kraftmeter $f_n = FN / g_i$

Kraftmeter $h_v = H_v / g_i$

Kraftmeter $f_h = FH / g_i$

Kraftmeter $h_f = -h_n = H_f / g_i$

Für die Bodenart mit der Dichte $\rho = 1,764 \text{ t/m}^3$ und dem Winkel $\beta = 55,0^\circ$ wurden folgende Kräfte und Kraftmeter errechnet:

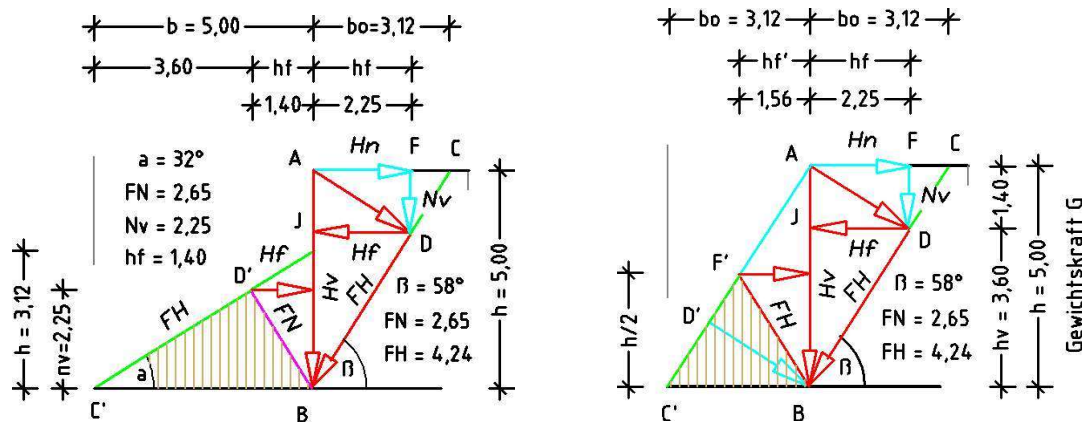


Abb. 9 zeigt links der Achse A-B den liegenden und rechts den stehenden Erdkeil.

Abb. 10 zeigt die Kraftverteilung in den Erdkeilen (Winkeln $\alpha = 58^\circ$ und $\beta = 58^\circ$).

Aus den Abbildungen lässt sich ableiten, dass jede Kraft im Keil einen Anteil der Keilfläche A_0 beansprucht. Somit können die Kraftgrößen des ‚liegenden‘ Keils C-B-D über die Fläche $Au' = h \cdot bu / 4$ bestimmt werden. Die Berechnungsart über die ‚physikalische Ebene‘ ist anwendbar bei allen Neigungswinkeln $\beta t = 0,6^\circ$ bis $89,4^\circ$, lediglich die Kräfte FN und FH wechseln ihre Lagen im Erdkeil:

- Winkel $\beta > 45^\circ$: Die Normalkraft FN ist kleiner als die Hangabtriebskraft FH .
- Winkel $\beta = 45^\circ$: Die Normalkraft FN und die Hangabtriebskraft FH sind gleich groß.
- Winkel $\beta < 45^\circ$: Die Normalkraft FN ist größer als die Hangabtriebskraft FH .

2.5 Halbkreis der Bodenarten

In den vorangestellten Abschnitten wurde gezeigt, dass die Eigenschaften von Böden und die Erdkräfte in einem engen Verbund zueinanderstehen. Ändert sich ein Wert, so ändern sich auch die übrigen. Dieses Erkenntnis lässt sich auf alle Bodenarten übertragen, egal ob diese sich im trockenen, feuchten oder nassen Zustand befinden oder unter Wasser anstehen. Folglich ist es möglich grafisch die Erddruckkraft und ihre Angriffshöhe über den ‚Halbkreis der Bodenarten‘ zu ermitteln.

Genutzt wird hierzu ein Koordinatensystem, dessen Ordinate einer 10,0 m hohen Wand entspricht und die Erddruckkraft der jeweiligen Bodenart auf der Abszisse ermittelbar ist. Der Radius $r = 5,00$ m wird bestimmt durch die Bodenart mit dem Neigungswinkel $\beta = 45^\circ$. Mit dem Ansatz der Neigungsebenen im Nullpunkt entstehen Schnittpunkte mit dem Halbkreis, die auf die jeweilige Bodenart bezogen, die Länge der Hangabtriebsebene begrenzen. Die vom Schnittpunkt zur Ordinate gezogene horizontale Linie entspricht dann dem Kraftmeter der Erddruckkraft. Die Kraft Hf errechnet sich Kraftmeter mal Kraftzahl gi .

In der Abb. 11 sind für die Bodenarten mit dem Winkeln $\beta = 65^\circ$ und 55° die Kraftmeter des Erddrucks sowie deren Angriffshöhe gegen die Wand dargestellt. Nachstehend berechnet werden für die Bodenart mit der Dichte $\rho_{tg}' = 1,764 \text{ t/m}^3$ und dem Winkel $\beta = 55^\circ$ die Erddruckkraft Hf und ihre Angriffshöhe hv gegen die Wand.

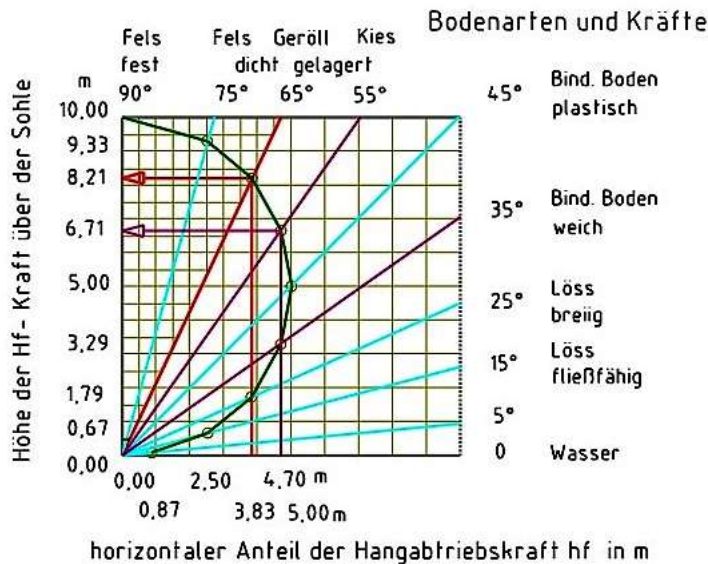


Abb. 11 zeigt im ‚Halbkreis der Bodenarten‘ die Abhängigkeiten von Neigungswinkel, Erddruckkraft und deren Angriffshöhe gegen die Wand.

Keilbreite $b = h / \tan \beta = 10,0 / 1,428 = 7,00 \text{ m}$

Kraftmeter der Erddruckkraft $hf = h \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta = 10,0 \cdot 0,819 \cdot 0,574 = 4,70 \text{ m}$

Angriffshöhe der Erddruckkraft $hv = h \cdot \sin^2 \beta = 10,0 \cdot 0,671 = 6,71 \text{ m}$

Kraftzahl $gi = a \cdot b \cdot \text{ptg} \cdot g / 2 = 1,0 \cdot 7,00 \cdot 1,764 \cdot 9,807 / 2 = 121,1 \text{ kN/m}^2$

Erddruckkraft $Hf = hf \cdot gi = 4,70 \cdot 121,1 = 569,2 \text{ kN}$

Stellt man mehrere Erdblöcke der gleichen Bodenart nebeneinander, so lässt sich über deren Kräfte ein Gleichgewicht im Boden / Erdmantel nachweisen. Nur natürliche oder künstliche Eingriffe in das Kraftsystem können Böden in Bewegung bringen.

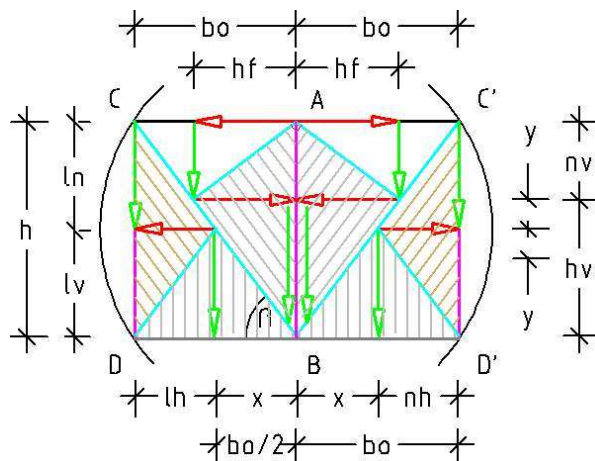


Abb. 12 zeigt konträre Erdkeile, deren Kräfte das Gleichgewicht im Erdmantel halten.

2.6 Tragfähigkeit von Böden

Eng verbunden mit der Berechnung der Bodeneigenschaften ist die Ermittlung der Tragfähigkeit von Böden. Hier wird der Erkenntnis der Bauschaffenden gefolgt, dass jede Felsart eine quadratische Säule mit der Höhe $h^* = 100 \text{ m}$ bestehend aus der gleichen Felsart tragen kann,

ohne dass sich Eindrücke im Fels zeigen. Überträgt man diese Annahme auf die Felsart Granit, so muss ein massives Granitgestein über die Aufstandsfläche $Ad = b \cdot a = 1,00 \text{ m}^2$ die Gewichtskraft $G = h \cdot Ad \cdot \rho_{\text{Granit}} \cdot g = 100 \cdot 1,0 \cdot 3,00 \cdot 9,708 = 2912,4 \text{ kN}$ aufnehmen können:

somit: $\sigma_{Dzul} = G / Ad = 2912,4 / 1,00 = 2.912 \text{ kN/m}^2$

Ordnet man einer 100 m hohen Felssäule die Gewichtskraft G zu und gestattet eine einseitige Kraftausrichtung, so wird sich die Reibungsebene unter dem Tangens $\tan \beta t = h^* / b = 100 / 1,0 = 100$ (Reibungszahl $\mu = 100$) gleich Neigungswinkel $\beta t = 89,4^\circ$ ausbilden. In umgekehrter Weise lassen sich die Höhe h und Breite b der Fläche $A = V / a = 100 \text{ m}^2$ errechnen, wenn die Neigungsebene unter ihrem Winkel – hier $\beta t = 55,0^\circ$ – als Diagonal die Fläche A durchschneidet, siehe **Abb. 14**.

Höhe $h = \sqrt{A \cdot \tan \beta t} = \sqrt{100 \cdot \tan 55^\circ} = 11,95 \text{ m}$

Breite $b = \sqrt{A / \tan \beta t} = \sqrt{100 / \tan 55^\circ} = 8,37 \text{ m}$

Stellt man eine Erdsäule mit der Dichte $\rho' = 1,764 \text{ t/m}^3$ und der Höhe $h = 11,95 \text{ m}$ auf die Aufstandsfläche $Ad = 1,00 \text{ m}^2$, so kann über deren Gewichtskraft die zul. Tragfähigkeit der Bodenart errechnet werden.

Bodenpressung $\sigma_{Dzul 55} = Ad \cdot h \cdot \rho' \cdot g = 1,00 \cdot 11,95 \cdot 1,764 \cdot 9,807 =$

Bodenpressung $\sigma_{Dzul 55} = 206,7 \text{ kN/m}^2$

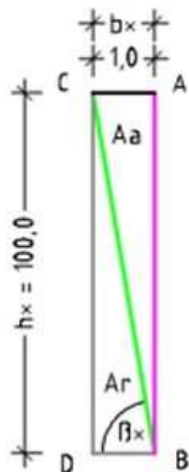


Abb. 13

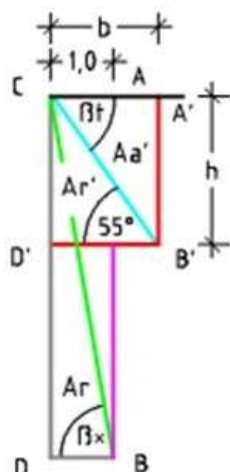


Abb. 14

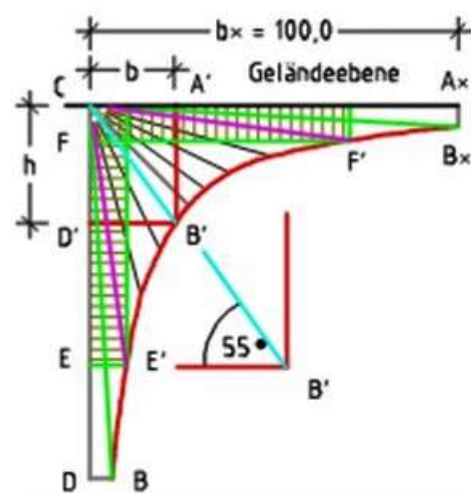


Abb. 15

Abb. 13 zeigt den vertikalen Schnitt durch die Felssäule mit der Neigungsebene (grün) und die aktive und reaktive Kraftfläche Aa und Ar .

Abb. 14 u. **15** zeigt den Übergang von der Felssäule zum Erdkörper unter dem Neigungswinkel $\beta t = 55,0^\circ$ und der Neigungsebene (cyan).

Diese Berechnungsart der Tragfähigkeit ist auf alle Bodenarten übertragbar. Obwohl sich bei Böden im feuchten und nassen Zustand die Gewichtskraft erhöht, wäre auch hier nur die Tragfähigkeit eines trockenen Bodens anzusetzen. Zu begründen wäre die niedrigere Tragfähigkeit, weil Wasser unter Druck ausweicht und zum Kraftabbau deshalb nicht herangezogen werden kann. Die Bodenfläche, in der sich der Kraftabbau der Auflast vollzieht, wäre über den Neigungswinkel βi bzw. βn zu ermitteln.

2.7 Allgemeines zum Abtrag externer Kräfte im Erdreich

Die Belastbarkeit von Böden richtet sich aus an der zulässigen Bodenpressung σ_{Dzul} und wird beeinflusst durch die Anzahl der zugelassenen Krafrichtungen innerhalb des lastabtragenden

Bodens. Für den Kraftabtrag steht pro Richtung ein Erdblock zu Verfügung, d. h. Streifenfundamente tragen die Last über zwei und Einzelfundamente über vier Erdblöcke ab.

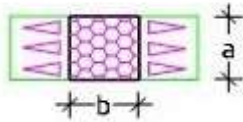


Abb. 16

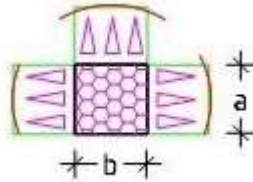


Abb. 17

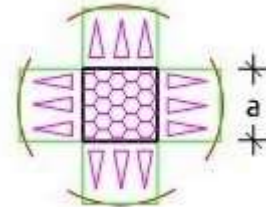


Abb. 18

Abb. 16 zeigt die zweiseitige Kraftausbreitung im Boden unter Streifenfundamenten

Abb. 17 u. 18 zeigt mehrseitigen Kraftabtrag unter Einzelfundamenten im Erdreich.

Die Spuren eines vierseitigen Kraftabbaus zeigt das Foto der Dt. Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik Berlin (Degebo) Abb. 19. Diese Kraftabstrahlung wurde modifiziert und in die Abb. 18 übernommen.

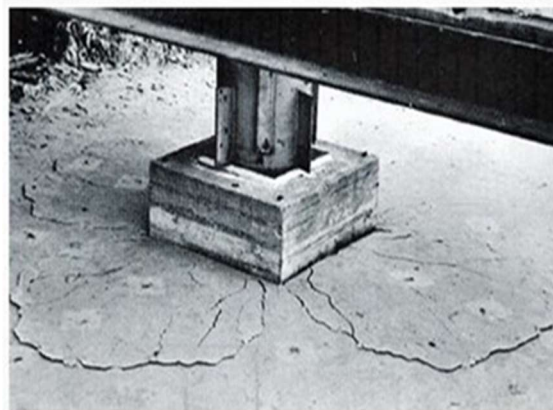


Abb. 19

Unterhalb der Auflastfläche A_d bildet sich das Volumen des Erdeigengewichts aus. Dessen Gewichtskraft ist als Erdeigengewicht zur Auflast zu addieren und so als Gesamtlast über die vier Erdblöcke im Boden abzutragen. Wie in den Abb. 20 und 21 dargestellt, kann das Volumen der Erdeigenlast sich als ein ‚auf der Spitze stehender‘ Kreiskegel oder Pyramide ausbilden. Die Höhe h_0 des aktiven Erdkörpers errechnet sich über den Neigungswinkel β des anstehenden Bodens. Innerhalb der vier Blöcke nimmt das Volumen des Erdeigengewichtes eine Drittel des Gesamtvolumens ein. An der Oberfläche markieren die Flächen A_k die Ausdehnungen des Kraftabtrages.

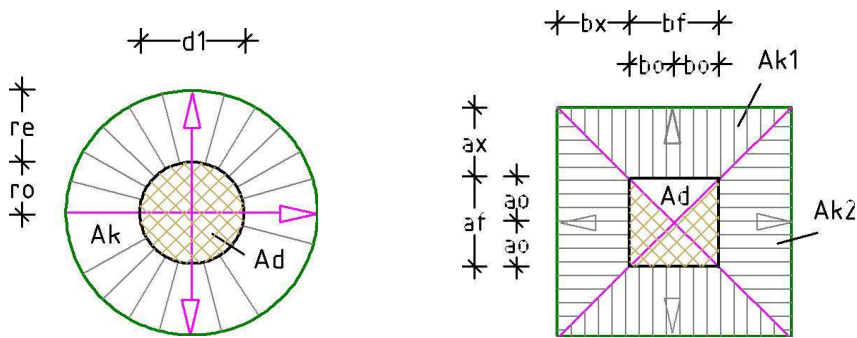


Abb. 20 zeigt ein rundes Fundament mit radialer Kraftausbreitung über Fläche A_k .

Abb. 21 zeigt ein quadratisches Einzelfundament mit vierseitiger Kraftausbreitung.

Berechnungsbeispiele zum Kraftabtrag unter Fundamenten folgen im [Abs. 3.1ff.](#)

2.8 Natürliche Scherebene von Böden

Um die Lage der Scherebene von Böden in liegenden Erdkeilen näher zu erkunden, wurde Sand in die linke Kammer des Glasbehälters lose bis zur Höhe h eingefüllt und die Sandoberfläche geglättet. Nach dem Ziehen der eingestellten Glasscheiben glitt der Sand aus der ersten in die zweite Kammer ab. Hierbei bildete sich die natürliche Schütt- bzw. Scherebene des Sandes unter dem Winkel s (s = neue Bezeichnung). Der Sand lockerte beim Abgleiten nicht auf und so blieben Abtrags- und Auftragsmenge gleich groß. Die Scherebene teilte die Füllhöhe h in $h/2$ und zeigte damit an, dass der doppelte Tangens des Scherwinkels dem natürlichen Reibungswinkel entspricht, folglich: $\tan s = \tan \theta / 2$.



Abb. 22 zeigt werden die Neigungsebene (rot) und die Scherebene (grün).

Weitere Versuchsanordnungen mit Böden im trockenen, feuchten und nassen Zustand sowie von Böden unter Wasser bestätigten, dass der Neigungswinkel in einem direkten Verbund zur Bodendichte steht. Damit zeigt sich, Bodenwinkel und Bodendichte sind errechenbar, wird ein Wert verändert, so ändern sich alle übrigen und lassen eine neue Bodenart entstehen. Damit wächst die Überzeugung, empirischer Bodenkennwerte können nur fehlerhafte Berechnungsergebnisse bringen. Die Lagen der natürlichen Neigungsebene, der Scherebene und der Erdruckkraft nach ‚geneigter Ebene‘ werden in den nachstehenden Abbildungen dargestellt.

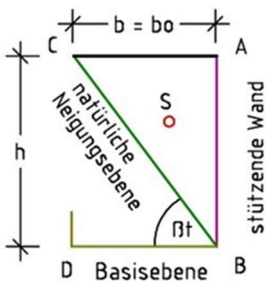


Abb. 23

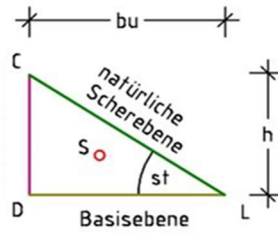


Abb. 24

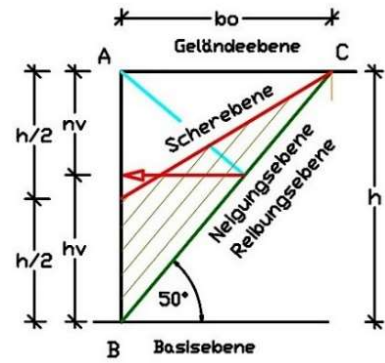


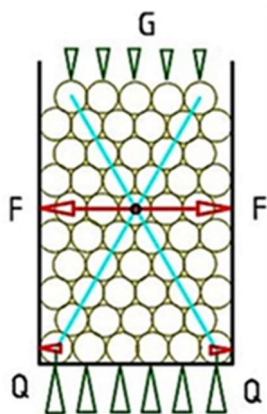
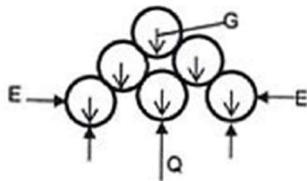
Abb. 23 zeigt einen auf der Spitze stehenden Erdkeil mit dem Neigungswinkel β .

Abb. 24 zeigt einen liegenden Erdkeil mit natürlicher Scherebene und Scherwinkel s .

Abb. 25 zeigt die Zuordnung der natürlichen Bodenwinkel in einem Erdkeil.

2.9 Horizontale Kräfte in Böden

Derzeit besteht die Lehrmeinung, dass Böden im Zustand der Ruhe keine horizontalen Kräfte aufbauen können. Zum Beleg wird das Bodenverhalten dem Verhalten von Kugeln gleichgesetzt und dargestellt, dass deren Gewichtskraft G nur vertikal in tiefere Schichten abgetragen werden kann.



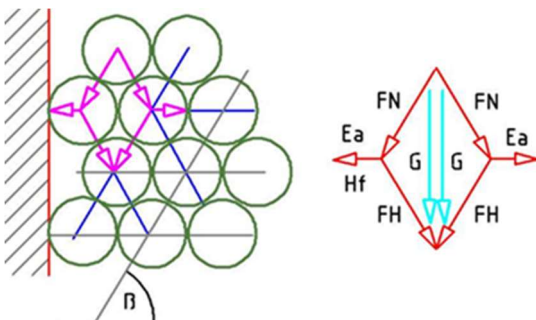
26

Mit dem Bild P02.20 wird gezeigt, dass bei einem Kugelhaufen mit horizontaler Stützung nur ein Kraftabtrag in vertikaler Richtung möglich ist.

Diese These wird widerlegbar mit der Anordnung von Kugeln in einem Behälter, Abb. 26.

Füllt man Kugeln in einen Behälter, so werden diese auch im Zustand der Ruhe – ähnlich wie Böden – horizontale Kräfte gegen die Behälterwände ausbilden. Folglich sind Bewegungen der stützenden Wand zur Weckung horizontaler Bodenspannungen überflüssig.

Reale Kraftverläufe von Kugel zu Kugel werden im Detail dargestellt, hierbei zeigen sich diagonale, horizontale und vertikale Krafrichtungen, siehe Abb. 27.



Da Böden sich in gleicher Weise über das Korngefüge abstützen, dürften die gezeigten Kraftverläufe bei Kugeln auf Böden übertragbar sein.

Abb. 27 Lastabtrag an starrer Wand

2.10 Versuch: Bestimmung der Höhenlage der Erddruckkraft

Die derzeitigen Regelwerke legen für alle Bodenarten gleich, die größte horizontale Spannung σ_{xx} in die Basisebene des Erdkeils (Bild P05.120). Im Mohr'schen Spannungskreis (Bild I01.70) findet sich die horizontale Spannung in die Ebene (Pol-Z). Für die Wandbemessung wird diese in der Höhe $H/3$ angesetzt.

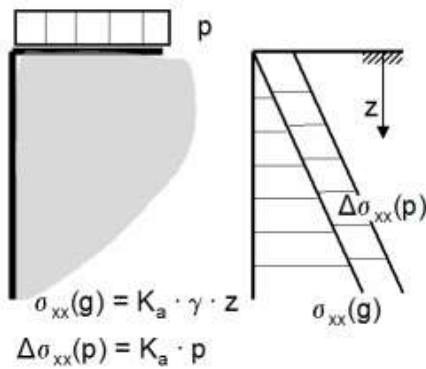
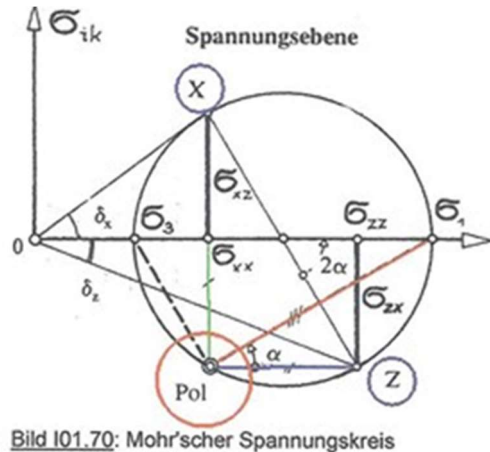


Bild P05.120



Die nachstehende Versuchsanordnung wurde angelegt, um über das reale Bodenverhalten beim Verlust der seitlichen Stützung zu erkunden. Insbesondere galt es festzustellen, in welcher Höhe die größte Erddruckkraft auf die zu bemessene Wand trifft. Für den Versuch wurden in die linke Kammer des Glaskastens fünf Schichten trockener Basaltgrus und in die letzte Schicht nasser Basaltgrus eingebaut. Zwischen den Schichten wurden Papierstreifen eingelegt, die das Bodenverhalten nach dem Ziehen der eingestellten Glasschreibe sichtbar machen sollten, siehe **Abb. 28**.

Nach dem Ziehen der trennenden Glasscheibe stellte sich eine eher konkave Scherebene ein, die sich nach dem Ziehen der oberen Papierstreifen wieder als eben ausbildete. Ansonsten belegt der Versuch, dass der Basaltgrus sich nur oberhalb der natürlichen Neigungsebene, folglich im Bereich des ‚stehenden Erdkeils‘ bewegte. Unterhalb der Neigungsebene (rot) zeigten sich keinerlei Bewegungsspuren, die Rückschlüsse auf Erdkräfte oder Erdspannungen σ_{xx} im Bereich der Basisebene (Behälterboden) erlaubten.



Abb. 28 zeigt den eingebauten Basaltgrus in die linke Kammer des Glasbehälters.

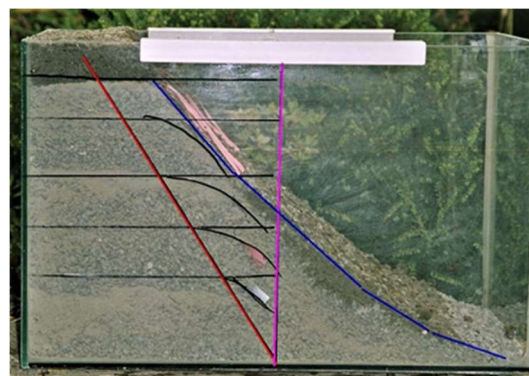


Abb. 29 zeigt den abgeglittenen Basaltgrus mit Ausbildung einer konkaven Oberfläche.

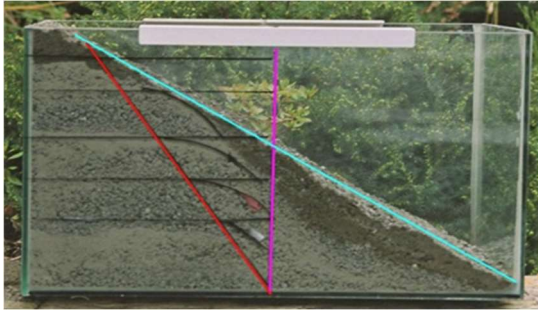
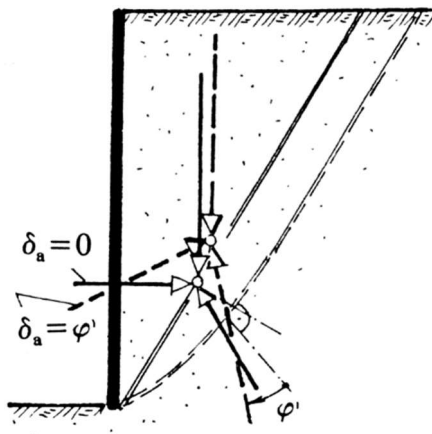


Abb. 30 zeigt die ausgebildete lineare Scherebene des Gruses nach dem Ziehen der Papierstreifen.

Der Versuch belegt, dass die in den Regelwerken beschriebene Erddruckkraft bzw. horizontale Spannung σ_{xx} in der Basisebene / Behälterboden nicht auftritt.

2.11 Wandreibungskräfte und Silotheorie

Die Lehre sieht vertikale Reibungskräfte zwischen rückseitiger Stützwandfläche und dem dahinter der Wand anstehenden Boden. Zur Wandreibung führt die Lehre in der Schrift ‚Erddruck P‘, S.11 aus:



1. An einer rauhen Wandrückseite treten Schubkräfte auf, die den Erddruckneigungswinkel δ_a und die Erddruckkraft E_a beeinflussen können.
 2. Bei positiver Wandreibung entsteht ein konvexer Bruchkörper, bei negativer Wandreibung ein konkav gekrümmter (Bild P05.60).
- Zur Begründung dieser Annahmen bedient sich die Lehre der ‚Silotheorie‘. Hier sollen beim Ablassen des Füllgutes an den Silowänden Reibungskräfte entstehen.

In den einschlägigen Fachbüchern der Physik fehlten Aufführungen zur Silotheorie.

Horst Kuchling beschreibt in seinem „Handbuch der Physik“ (ISBN 3-446-21760-6) die Reibungskraft F_R unter 7.14 wie folgt:

„Außer dem Widerstand des umgebenden Mediums tritt **bei Bewegungen** die Reibung als energiezehrender Widerstand auf. Sie wirkt an der Kontaktfläche zweier sich berührender fester Körper und hemmt die Relativbewegung zwischen beiden Körpern. Die Reibungskraft wirkt stets parallel zur Kontaktfläche und ist der Bewegung und damit auch der die Bewegung verursachenden Kraft entgegengerichtet. **Reibungskraft ist kleiner als die Normalkraft bzw. der lotrecht zu setzenden Gewichtskraft. Die Reibungskraft entspricht der Hangabtriebskraft**“.

Hiernach lassen sich Reibungskräfte zwischen Wand und Boden nur erzeugen, wenn Wand oder Boden sich vertikal bewegen. Nach statischen Gesichtspunkten scheiden beiden Möglichkeiten aus. Auf der Suche nach Reibungskräften wurde das Befüllen eines Silos mit Pellets und das Ablassen des Füllgutes in mehreren Phasen beobachtet.

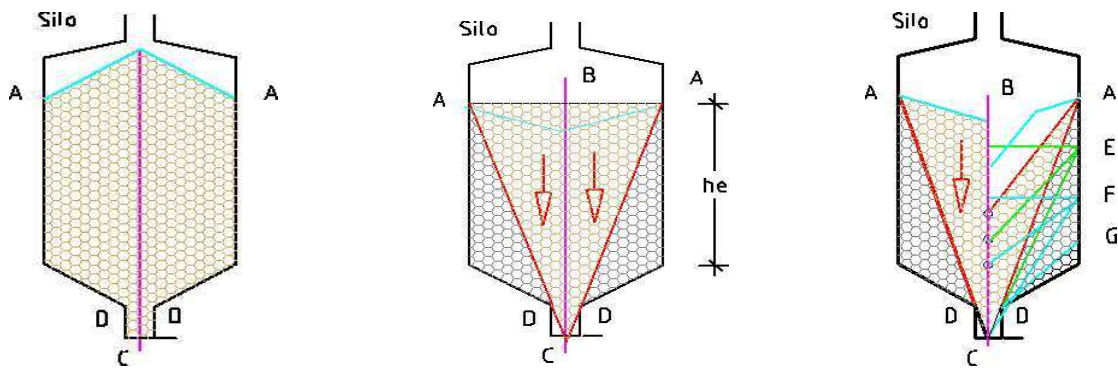


Abb. 31 zeigt ein Silo nach der Füllung mit Pellets.

Abb. 32 zeigt das Silo nach steter Entnahme des Füllgutes mit ebener Oberfläche.

Abb. 33 zeigt die Hohlkegelbildung und damit das Streben des Füllguts zur Silomitte.

Zunächst bildeten die Pellets einen Schüttkegel, dessen Mantellinie der Scherebene des Füllstoffes entsprach, Abb. 31. Nach Entnahmen des Füllgutes stellte sich eine eher horizontale Oberfläche ein, die langsam in eine mittige, trichterförmige Senke überging, siehe Abb. 32. Durch weitere Entnahmen vergrößerte sich die Senke zu einem Hohlkegel, wobei sich die Pellets von der Silowand zur Silomitte bewegten, siehe Abb. 33. Damit fehlten an der Silowand die Pellets, um eine Reibung an der Wand erzeugen zu können. Ähnliches Verhalten konnte beobachtet werden bei Wasser oder losem, trockenem Sand, wenn diese Stoffe in einen Trichter gefüllt und über die Trichteröffnung abgelassen werden.

Nach diesen Beobachtungen sind Kräfte auszuschließen, die durch Reibung des Füllstoffes an der vertikalen Silowand entstehen könnten.

2.12 Verfolgung externer Kräfte (Auflasten) in Böden

Coulomb ergänzt in seiner Figur 7 für den Abtrag der Kraft P die Fläche des Erdeigengewichts $C-a-B$ um die Fläche $(a-a'-B'-B)$. Coulomb übersieht hierbei, dass Abbau der Kraft P sich über aktive und reaktive Flächenanteile vollzieht. Folglich ist die Kraftfläche $(a-a'-B'-B)$ diagonal zu teilen, wobei bei gleicher Höhe h ($C-B'$) sich eine reduzierter Keilbreite b ($C-a$) einstellt.

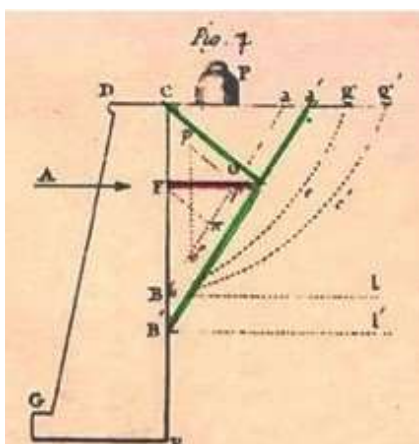
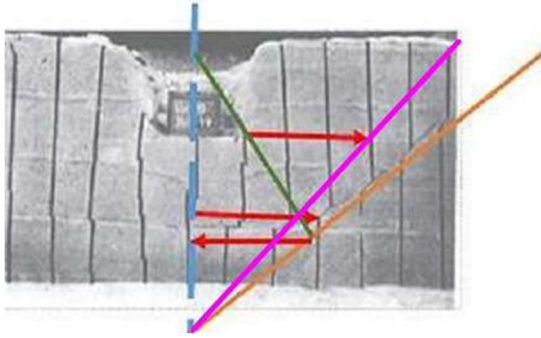


Abb. 34, Fig. 7 von Coulomb

Die Teilung der Fläche $(a-a'-B'-B)$ bildet einen steileren Neigungswinkel β_e aus und verlängert die Reibungs- / Neigungsebene.

Wie in der Figur 7 dargestellt, findet im Regelfall ein eher vertikaler Kraftabtrag im Boden statt. Behindert eine Sperrschicht, Fels oder Beton den vertikalen Kraftabbau, setzt er sich in horizontaler Richtung fort.

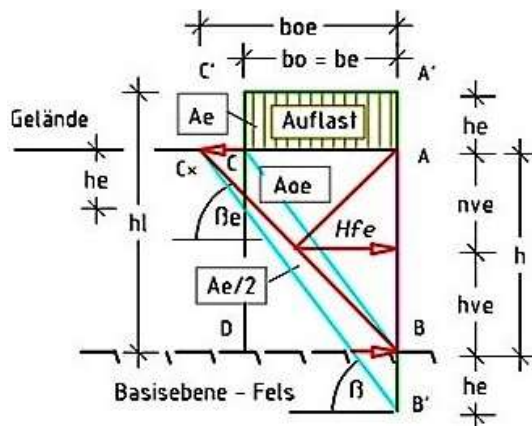
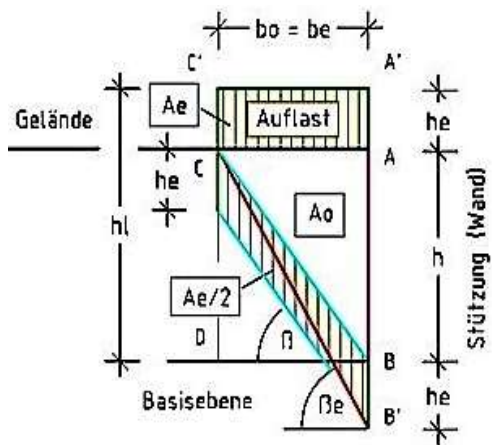
Die Degebo hat Versuchsanordnung mit Sand in einen Betonbecken durchgeführt, die eine horizontale Druckausbildung im Sand zeigen, siehe Abb. 35.



Die sichtbaren Spuren im Sand zeigen einen Abbau der Druckkraft in horizontaler Richtung und die Ausbildung neuer Reibungsebenen unter Winkel β .

Zudem belegt die [Abb. 35](#), dass die Kräfte sich über die physikalische Ebene errechnen lassen.

Bei Auflasten / externe Kräfte, die auf Böden aufgetragen werden, bleibt für die Erddruckermittlung vorab zu untersuchen, in welcher Richtung der Kraftabbau im Boden stattfinden kann.



[Abb. 36](#) zeigt die Neigungsebenen ohne und mit Auflast bei vertikalem Kraftabbau.

[Abb. 37](#) zeigt einen eher horizontalen Kraftabbau infolge einer Fels- oder Betonschicht.

Für die Berechnung des Kraftabbaues der Auflast ist zunächst die Auflast / Kraft über die Höhe he den Eigenschaften des anstehenden Bodens anzugleichen. Die Höhe he errechnet sich, indem die Kraft (kN) durch die Bodendichte γ (kN/m³) dividiert wird. Wenn nicht Anderes vorgegeben ist die Auflast über die gesamte Keilbreite b anzusetzen. Auch hierbei gilt die Berechnungstiefe $a = 100$ m.

2.13 Ungleiche vektorielle Bodenspannungen

Abweichend von der ‚Klassischen Erddrucklehre‘ von Coulomb, wo die Winkel der Ebenen von Normal- und Hangabtriebskraft in einem direkten Verhältnis zueinanderstehen, sieht die derzeitige Lehre ungleich große Spannungen durch ungleiche Winkel ϑ_1 und ϑ_2 . Ihnen ordnet sie die Normalspannungskomponente σ_n und die Spannungskomponente τ_n zu und leitet den Spannungsunterschied aus dem Wirkungsgrad einer Dampfmaschine nach Rankine ab. Es wird vorgetragen, dass besonders bei festen Körpern unter Druck unterschiedlichen Vektoren erkennbar wären, wie gezeigt in den Bildern I01.60 und P05.10 / Bild I-8.

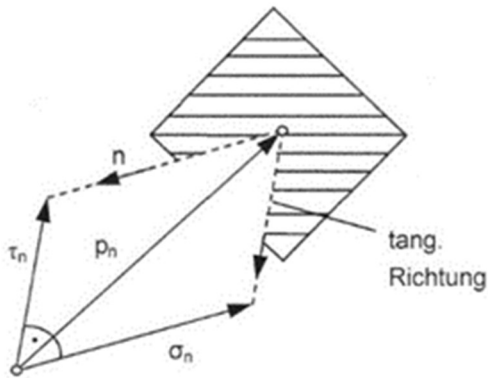


Bild I01.60

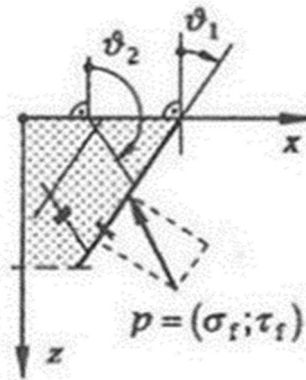


Bild P05.10

Die Ausbildung ungleichen Vektoren in einem Festkörper sollte mit einem Beton-Probewürfel nachvollzogen werden. Nach der Druckausübung konnten im Würfel nur gleichlange, gleichlaufende und spiegelbildliche Kraftverläufe festgestellt werden.



Abb. 38 zeigt die Bruchverläufe im Beton-Probewürfel.

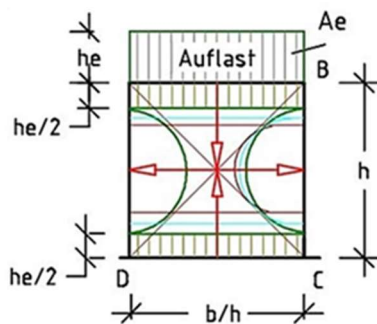


Abb. 39 zeigt symmetrische Bruch- und Kraftverläufen im Würfel.

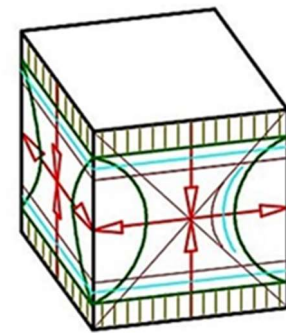


Abb. 40 zeigt die Aktions- und Reaktionsbereiche im Würfel.

Zudem war erkennbar, dass der Abbau der Druckkraft in oberen und unteren Würfelbereich vertikal verlief und erst im Mittelbereich sich der vorhandene Kraftüberschuss in horizontale Kräfte umwandelte. Diese Kräfte ließen den Betonwürfel bersten und bildeten das symmetrische Spurenbild im Würfel aus.

Aus dem Betonwürfel unter Druck lässt sich ableiten:

- Die ungleichen Vektoren, wie in den Bildern I01.60 und P05.10 / Bild I-8 präsentiert werden, traten im Betonwürfel nicht auf.
- Die nicht über den Reibungswiderstand des Betons abbaubare Presskraft wandelte sich in horizontale Kräfte um.
- Die horizontalen Kräfte lösen die Betonstruktur auf, erhöhen die Porenbildung im Betonwürfel und reduzieren volumenbezogen die Betondichte.

2.14 Erdblöcke und deren Bündelung

Bei der Kraftermittlung nach neuer Art sind Grenzen einzuhalten, um Bodenüberlastungen auszuschließen. Diese werden vorgegeben durch das maximale Volumen eines Erdblocks $V_0 = 100 \text{ m}^3$, welches sich abgeleitet hat aus der 100 m hohen Felsäule, die zur Ermittlung der Bodeneigenschaften auf die Aufstandsfläche $A_d = 1,00 \text{ m}^2$ gestellt wurde. Für die Ermittlung

von Erdkräften zum Abtrag von Auflasten / externen Kräften sowie von Erdkräften gegen Bauwerke können Erdblöcke gebündelt werden. Der jeweilige Kraftaufbau und Kraftabbau erfolgt hierbei über aktive und reaktive Kraftflächen bzw. Volumina unter Beachtung der realen Krafrichtungen.

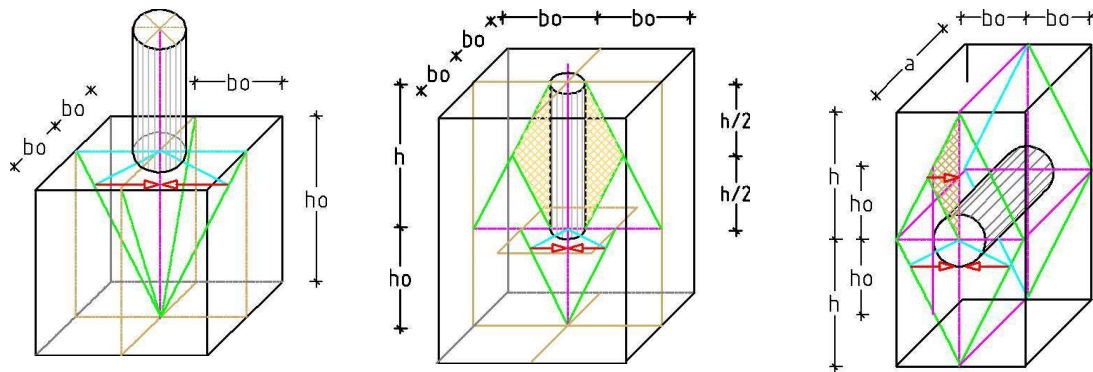


Abb. 41 zeigt die Bündelung von vier Erdblöcken zum Lastabtrag unter Einzelfundamenten.

Abb. 42 zeigt acht Erdblöcke mit vertikaler Bezugsachse zum Kraftabtrag von Pfahllasten.

Abb. 43 zeigt vier Erdblöcke mit horizontaler Bezugsachse zur Kraftermittlung bei Rohren.

3 Erddruck, vertiefende Berechnungsbeispiele

3.1 Tragfähigkeit eines rechteckigen Fundaments

Vorgegeben ist ein rechteckiges Fundament mit der Auflastfläche $Ad' = af \cdot bf = 1,50 \cdot 2,00 = 3,00 \text{ m}^2$. Der anstehende Boden soll sich im feuchten Zustand befinden und zusammensetzen aus der Trockendichte $\rho_{tg} = 1,800 \text{ t/m}^3$ und 200 Liter/m^3 Wasser.

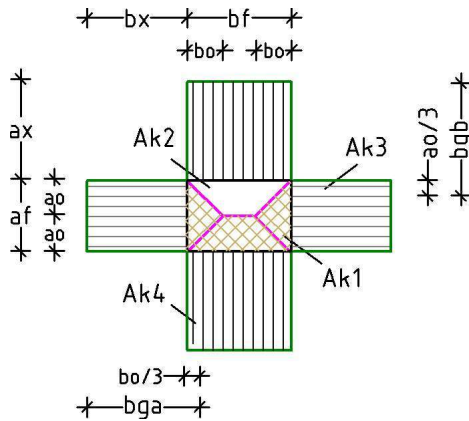


Abb. 44

Zu berechnen sind Belastbarkeit des Fundamentes und Kraftabtrag im Erdreich bei gleicher Bodenart:

1. im trockenen Zustand
2. im feuchten Zustand.

Durch den Kraftabtrag zeigen sich in der Oberfläche eher ovale Flächen (Abb. 19). Zur Vereinfachung des Berechnungssystems wird ein Kraftabtrag über die Flächen $2(Ak1 + Ak3)$ plus $2(Ak2 + Ak4)$ gewählt, siehe Abb. 44.

Tragfähigkeit des trockenen Bodens

Ausgehend von der Trockendichte $\rho_{tg} = 1,800 \text{ t/m}^3$ lassen sich alle weiteren Eigenschaften ermitteln:

$$\text{Feststoffvolumens } Vf_t = Vf_{90} \cdot \rho_{tg} / \rho_{tg90} = 1,00 \cdot 1,800 / 3,0 = 0,600 \text{ m}^3$$

$$\text{Porenvolumen } Vl_t = Vp_{90} - Vf_t = 1,000 - 0,600 = 0,400 \text{ m}^3$$

$$\text{Neigungswinkel } \beta_t \rightarrow \tan \beta_t = Vf_t / Vl_t = 0,600 / 0,400 = 1,500 \rightarrow \beta_t = 56,3^\circ$$

Gewichtskraft Gt zu ermitteln über $Ad' = 3,00 \text{ m}^2 \rightarrow$ danach:

$$\text{Volumen der Erdsäule } V^* = Ad \cdot h = 100 \text{ m}^3$$

Höhe $h_t \rightarrow$ über den Winkel $\beta_t = 56,3^\circ$

$$h_t = \sqrt{V^* \cdot \tan \beta_t / a} = \sqrt{100 \cdot 1,500 / 1,0} = 12,25 \text{ m}$$

$$\text{Breite } b_t = \sqrt{V^* / (\tan \beta_t \cdot a)} = \sqrt{100 / (1,500 \cdot 1,0)} = 8,16 \text{ m}$$

$$Gt = Vt' \cdot \rho_{tg} \cdot g = 12,24 \cdot 1,800 \cdot 9,807 = 216,1 \text{ kN}$$

$$\text{Bodenpressung } \sigma_{Dzul} = Gt / Ad = 293,7 / 1,00 = 216,1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Gewichtskraft } Gt' \rightarrow Ad' \cdot h_t \cdot \rho_{tg} \cdot g = 3,00 \cdot 12,25 \cdot 1,800 \cdot 9,807 = 648,7 \text{ kN}$$

Für den Lastabtrag im Erdreich ist das Gesamtvolumen $\sum Vt$ aus dem Auflastvolumens ($3 \cdot Vt'$) und dem Volumen des Erdeigengewichts Vg_t zu bilden. Das Volumen Vg_t des Erdeigengewichts entspricht einer auf dem Kopf stehenden Pyramide. Deren Höhe ho_t sich errechnet über die halben Breite der Auflastfläche $Ad' = 3,00 \text{ m}^2$ und dem Winkel $\beta_t = 56,3^\circ$ ($\tan \beta_t = 1,500$).

$$\text{Breite } ao = af / 2 = 1,50 / 2 = 0,75 \text{ m}$$

$$\text{Höhe } ho_t = ao \cdot \tan \beta_t = 0,75 \cdot 1,500 = 1,13 \text{ m}$$

$$\text{Volumen } Vg_t = ho_t \cdot Ad' / 3 = 1,13 \cdot 3,00 / 3 = 1,13 \text{ m}^3$$

Lastabtrag trockener Boden:

$$\text{Gesamtvolumen } \sum V_t = 3 V_i' + V_{g_t} = 3 \cdot 12,24 + 1,13 = 37,85 \text{ m}^3$$

Das Gesamtvolumen mit der Gesamthöhe $h_{l_t} = h_t + h_{o_t} = 12,24 + 1,13 = 12,37 \text{ m}$ ist zunächst flächenmäßig aufzuteilen auf die vertikalen Erdsäulen $2 \cdot A_{k1}$ und $2 \cdot A_{k2}$. Hiernach erfolgt der Lastabtrag über die Breite, d. h. über die Flächen $2 \cdot (A_{k1} + A_{k3})$ und $2 \cdot (A_{k2} + A_{k4})$. Für diesen Kraftabbau sind über den Winkel β_t die Breiten b_{ga} und b_{gb} zu ermitteln:

$$\text{Fläche } A_{k1} = a_f \cdot b_o / 2 = 1,50 \cdot 0,75 / 2 = 0,563 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen } V_{k1} = A_{k1} \cdot h_{l_t} = 0,563 \cdot 12,37 = 6,96 \text{ m}^3$$

Auf die Breite $a_f = 1,50 \text{ m}$ bezogen:

$$\text{Höhe } h_{ga} = \sqrt{V_{k1} \cdot \tan \beta_t / a_f} = \sqrt{6,96 \cdot 1,500 / 1,5} = 2,64 \text{ m}$$

$$\text{Breite } b_{ga} = \sqrt{V_{k1} / (\tan \beta_t \cdot a_f)} = \sqrt{6,96 / (1,500 \cdot 1,5)} = 1,86 \text{ m}$$

$$\text{Breite } b_x = b_{ga} - b_o / 3 = 1,86 - 0,75 / 3 = 1,61 \text{ m}$$

$$\text{Fläche } A_{k2} = a_o \cdot (b_f + b_f - a_f) / 2 = 0,75 \cdot (2,00 + 2,00 - 1,50) / 2 = 0,937 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen } V_{k2} = A_{k2} \cdot h_l = 0,937 \cdot 12,37 = 11,53 \text{ m}^3$$

Auf die Breite $b_f = 2,00 \text{ m}$ bezogen:

$$\text{Höhe } h_{gb} = \sqrt{V_{k2} \cdot \tan \beta_t / b_f} = \sqrt{11,53 \cdot 1,500 / 2,00} = 2,94 \text{ m}$$

$$\text{Breite } b_{gb} = \sqrt{V_{k2} / (\tan \beta_t \cdot b_f)} = \sqrt{11,53 / (1,500 \cdot 2,00)} = 1,96 \text{ m}$$

$$\text{Breite } a_x = b_{gb} - a_o / 3 = 1,96 - 0,75 / 3 = 1,71 \text{ m}$$

Ergebnis: Trockener Boden

Der trockene Boden kann über das Fundament mit der Fläche $A_{d'} = 3,00 \text{ m}^2$ die **Gewichtskraft $G_{te_{zul.}} = 648,3 \text{ kN}$** aufnehmen, wobei das Eigengewicht des Fundamentes in Abzug zu bringen ist. Bei allseitigem Kraftabtrag werden sich im Boden folgende keilförmige Kraftflächen ausbilden:

$V_{k1} \rightarrow$ Breite $a_f = 1,50 \text{ m}$, Höhe $h_{ga} = 2,64 \text{ m}$ und Tiefe (Breite) $b_x = 1,61 \text{ m}$.

$V_{k2} \rightarrow$ Breite $b_f = 2,00 \text{ m}$, Höhe $h_{gb} = 2,94 \text{ m}$ und Tiefe (Breite) $a_x = 1,71 \text{ m}$

Eine Bodensetzung infolge der Auflast ist auszuschließen.

Tragfähigkeit des feuchten Bodens

Zu übernehmen sind die Volumina $V_{f_t} = 0,600 \text{ m}^3$ und $V_{l_t} = 0,400 \text{ m}^3$. Unter Einbeziehung des Wassers errechnen sich die weiteren Werte wie folgt:

Fiktives Wasservolumen V_{fn}

$$V_{fn} = V_{l_t} \cdot p_{wg} / p_{tg_{90}} = 0,200 \cdot 1,0 / 3,0 = 0,067 \text{ m}^3$$

Neigungswinkel β_i des feuchten Bodens

$$\tan \beta_i = V_{f_t} / (V_{l_t} + V_{fn}) = 0,600 / (0,400 + 0,067) = 1,285 \rightarrow \beta_i = 52,1^\circ$$

Feuchtdichte $p_{ig} \rightarrow$ mit $V_{f_{90}} = 1,00 \text{ m}^3$

$$p_{ig} = (V_{f_t} \cdot p_{tg_{90}} + V_{l_t} \cdot p_{wg}) / V_{f_{90}}$$

$$p_{ig} = (0,600 \cdot 3,00 + 0,200 \cdot 1,0) / 1,0 = 2,00 \text{ t/m}^3$$

Gewichtskraft G_i : \rightarrow feuchter Boden

$$\text{Volumen der Erdsäule } V^* = A_d \cdot h = 1,00 \cdot 100 = 100 \text{ m}^3$$

Höhe $h_i \rightarrow$ über den Winkel $\beta_i = 52,1^\circ$

$$h_i = \sqrt{V^* \cdot \tan \beta_t / a} = \sqrt{100 \cdot 1,285 / 1,0} = 11,34 \text{ m}$$

$$\text{Breite } b_i = \sqrt{V^* / (\tan \beta_i \cdot a)} = \sqrt{100 / (1,285 \cdot 1,0)} = 8,82 \text{ m}$$

$$\text{Volumen } V_i' \rightarrow \text{ je Kraftrichtung und Aufstandsfläche } Ad = 1,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Erdsäule } V_i' = Ad \cdot h_i = 1,00 \cdot 11,34 = 11,34 \text{ m}^3$$

Gewichtskraft $G_i \rightarrow$ pro Erdsäule anzusetzen mit Trockendichte $ptg = 1,800 \text{ t/m}^3$ und $g = 9,807 \text{ m/s}^2$, folglich:

$$G_i = V_i' \cdot ptg \cdot g = 11,34 \cdot 1,800 \cdot 9,807 = 200,2 \text{ kN}$$

$$\text{Bodenpressung } \sigma_{Dzul} = G_i / Ad = 200,2 / 1,00 = 200,1 \text{ kN/m}^2$$

Ergebnis

Für den feuchten Boden errechnet sich die zul. Gewichtskraft G_{ie} über die Bodenpressung $\sigma_{Dzul} = 200,1 \text{ kN/m}^2$ und die drei vorgegebenen Erdsäulen des Fundaments $Ad = 1,00 \text{ m}^2 \rightarrow Ad' = 3,00 \text{ m}^2$, somit **Gewichtskraft $G_{ie,zul.} = \sigma_{Dzul} \cdot 3 \cdot Ad = 200,1 \cdot 3 \cdot 1,00 = 600,3 \text{ kN}$**

Lastabtrag: feuchter Boden

Für den Lastabtrag im Erdreich ist das Gesamtvolumen $\sum V_i$ zu bilden. Dieses setzt sich zusammen aus dem Volumen der Gewichtskraft V_i' und dem Volumen des Erdeigengewichtes V_{g_i}' , welches über die Form einer Pyramide zu ermitteln ist.

$$\text{Breite } ao = af / 2 = 1,50 / 2 = 0,75 \text{ m}$$

$$\text{Höhe } ho_i \rightarrow \text{ Winkel } \beta_i = 52,1^\circ \text{ mit } \tan \beta_i = 1,285$$

$$ho_i = ao \cdot \tan \beta_i = 0,75 \cdot 1,285 = 0,96 \text{ m}$$

$$\text{Volumen } V_{g_i}' = ho_i \cdot Ad' / 3 = 0,96 \cdot 3,00 / 3 = 0,96 \text{ m}^3$$

$$\text{Gesamtvolumen } \sum V_i = 3 V_i' + V_{g_i}' = 3 \cdot 11,34 + 0,96 = 34,98 \text{ m}^3$$

Das Gesamtvolumen mit der Gesamthöhe $hl = hi + ho_i = 11,34 + 0,96 = 12,30 \text{ m}$ ist aufzuteilen auf die Erdsäulen $2 \cdot Ak1$ und $2 \cdot Ak2$. Deren Tiefen bga und bgb sind über den Winkel β_i zu ermitteln, so dass sich der Lastabtrag über die Flächen $2 \cdot (Ak1 + Ak3)$ und $2 \cdot (Ak2 + Ak4)$ verteilt:

$$\text{Fläche } Ak1 = af \cdot bo / 2 = 1,50 \cdot 0,75 / 2 = 0,563 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen } Vk1 = Ak1 \cdot hl = 0,563 \cdot 12,30 = 6,92 \text{ m}^3$$

Auf die Breite $af = 1,50 \text{ m}$ bezogen:

$$\text{Höhe } hga = \sqrt{(Vk1 \cdot \tan \beta_i / af)} = \sqrt{(6,92 \cdot 1,285 / 1,5)} = 2,43 \text{ m}$$

$$\text{Tiefe } bga = \sqrt{Vk1 / (\tan \beta_i \cdot af)} = \sqrt{6,92 / (1,285 \cdot 1,5)} = 1,89 \text{ m}$$

$$\text{Tiefe } bx = bga - bo / 3 = 1,89 - 0,75 / 3 = 1,64 \text{ m}$$

$$\text{Fläche } Ak2 = ao \cdot (bf + bf - af) / 2 = 0,75 \cdot (2,00 + 2,00 - 1,50) / 2 = 0,937 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen } Vk2 = Ak2 \cdot hl = 0,937 \cdot 12,30 = 11,43 \text{ m}^3$$

Auf die Breite $bf = 2,00 \text{ m}$ bezogen:

$$\text{Höhe } hgb = \sqrt{(Vk2 \cdot \tan \beta_i / bf)} = \sqrt{(11,43 \cdot 1,285 / 2,00)} = 2,71 \text{ m}$$

$$\text{Breite } bgb = \sqrt{Vk2 / (\tan \beta_i \cdot bf)} = \sqrt{11,43 / (1,285 \cdot 2,00)} = 2,11 \text{ m}$$

$$\text{Breite } ax = bgb - ao / 3 = 2,11 - 0,75 / 3 = 1,86 \text{ m}$$

Ergebnis: Feuchter Boden

Der feuchte Boden kann über das Fundament mit der Fläche $Ad' = 3,00 \text{ m}^2$ die **Gewichtskraft $G_{ie,zul.} = 600,3 \text{ kN}$** aufnehmen, wobei das Eigengewicht des Fundamentes in Abzug zu bringen

ist. Bei allseitigem Kraftabtrag werden sich im Boden folgende keilförmige Kraftflächen ausbilden:

Vk1 → Breite $af = 1,50$ m, Höhe $hga = 2,43$ m und Tiefe (Breite) $bx = 1,64$ m.

Vk2 → Breite $bf = 2,00$ m, Höhe $hgb = 2,71$ m und Tiefe (Breite) $ax = 1,86$ m

Mit ansteigendem Wassergehalt nimmt die Tragfähigkeit des Bodens ab.

Ergebnisse im Vergleich:

Die Berechnungen zeigen, dass die Belastbarkeit eines Bodens sehr von seinem Zustand, trocken, feucht oder nass beeinflusst wird. Der gewählte Boden kann im trockenen Zustand die externe Kraft $G_{te\text{zul.}} = 648,3$ kN und im feuchten Zustand die Kraft $G_{ie\text{zul.}} = 600,3$ kN aufnehmen. Damit steht ein **Tragverlust von rd. 8 %** an. In beiden Kräften ist das Fundamenteigengewicht nicht enthalten.

Bedenkt man, dass der Boden geeignet ist, die doppelte Wassermenge aufzunehmen, wäre ein weiteres Absinken der Belastbarkeit des Bodens möglich.

3.2 Tragfähigkeit von Böden bei zugelassener Setzung

Bodensetzungen, egal ob unter Fundamenten oder Pfählen, stellen eine Überbelastung des Erdreichs dar. Die höhere Kraft reduziert das Porenvolumen des belasteten Bodens und verändert damit seine Eigenschaften, wie Neigungswinkel und Dichte. Dieser Umbau der Bodenstruktur unterliegt keinem Zeitdiktat, d. h. die Bodensetzung sowie ihre Folgen können zeitversetzt und damit erst Jahre später auftreten.

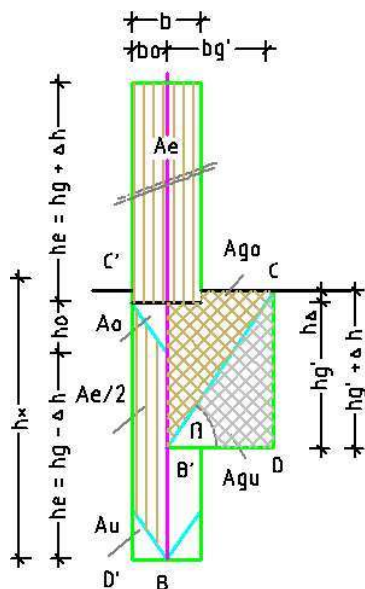


Abb. 45

Als Beispiel wird ein Streifenfundament mit der Breite $bf = 1,00$ m angenommen, welches sich durch Überschreitung der zulässigen Bodenpressung um die Höhe $\Delta h = 0,08$ m gesetzt hat. Der Lastabtrag ist hier einseitig dargestellt, wirkt aber spiegelbildlich - also zweiseitig, siehe [Abb. 45](#).

Gewählt unter dem Fundament wird die Bodenart mit der Trockendichte $\rho_{g55} = 1,764$ t/m³, dem Neigungswinkel $\beta_t = 55,0^\circ$ und die errechnete Bodenpressung $\sigma_{Dzul\ 55} = 206,7$ kN/m². Bereits ermittelt wurden bei einseitiger Kraftausbreitung die Höhe $hg = 11,95$ m und die Breite $bg = 8,37$ m des lastabtragenden Kraftfeldes, siehe [Abs. 2.6 Abb.14](#).

Weiter zu ermitteln ist die Gewichtskraft Ge^* , die zur Setzung des Fundaments sowie zur Bodenverdichtung geführt hat.

Kraftabtrag ohne Fundamentsetzung

Die Belastung um $\sigma_{Dzul\ 55} = 206,7 \text{ kN/m}^2$ zu erreichen besteht aus einer 11,95 m hohen Erdsäule mit der Grundfläche $Ad = 1,00 \text{ m}^2$ ($h = 206,7 / \rho_{tg55} \cdot g = 11,95 \text{ m}$). Beim Streifenfundament mit beidseitigem Kraftabbau sind die Breite $bg = 1,00 \text{ m}$ und damit auch das Auflastvolumen $V = 11,95 \text{ m}^3$ zu halbieren. Ermittelte Dichte $\rho_{tg55} = 1,764 \text{ t/m}^3$.

Vorab wird das Volumen V_0 des Erdeigengewichts ermittelt:

$$\text{Höhe des Erdkeils } h_0 = bg \cdot \tan 55^\circ / 2 = 1,0 \cdot 1,428 / 2 = 0,71 \text{ m}$$

$$\text{Volumen } V_0 = h_0 \cdot a \cdot bg / 2 = 0,71 \cdot 1,0 \cdot 1,0 / 2 = 0,355 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen der Auflast } V' = V \cdot bg / 2 = 11,95 \cdot 1,00 / 2 = 5,98 \text{ m}^3$$

$$\text{Gesamtvolumen } V^* = V_0 + V = 0,355 + 5,98 = 6,34 \text{ m}^3 \rightarrow Ae = V^* / a = 6,34 \text{ m}^2$$

$$\text{Höhe } h = hg = \sqrt{Ae \cdot \tan \beta t} = \sqrt{6,34 \cdot \tan 55,0^\circ} = 3,00 \text{ m}$$

$$\text{Breite } b = bg = \sqrt{Ae / \tan \beta} = \sqrt{6,34 / \tan 55,0^\circ} = 2,11 \text{ m}$$

Erdsäule mit Dichte ρ_{tg55}

$$\text{Höhe } h' = \sqrt{Ae \cdot \tan \beta t} = \sqrt{5,98 \cdot \tan 55,0^\circ} = 2,92 \text{ m}$$

$$\text{Breite } b' = \sqrt{Ae / \tan \beta} = \sqrt{5,98 / \tan 55,0^\circ} = 2,05 \text{ m}$$

Belastung durch Erdsäule auf Fläche $Ad = 1,00 \text{ m}^2$

$$\text{Höhe der Säule } hg = 2 \cdot h' \cdot b' = 2 \cdot 2,92 \cdot 2,05 = 11,97 \text{ m}$$

$$\text{Bodenpressung } \sigma_{vorh} = hg \cdot \rho_{tg55} \cdot g = 11,97 \cdot 1,764 \cdot 9,807 = 207,1 \text{ kN/m}^2$$

Kraftabtrag mit Fundamentsetzung um die Höhe $\Delta h = 0,08 \text{ m}$

Lastabtragende Erdsäule mit der ursprünglichen Höhe $h = 11,95 \text{ m}$ wird um $\Delta h = 0,08 \text{ m}$ reduziert, damit entsteht die Höhe $h' = 11,95 - 0,08 = 11,87 \text{ m}$. in gleicher Weise erhöht sich die Dichte $\rho_{tg55} = 1,764 \text{ t/m}^3$ und wird zur Dichte $\rho_{tg'} = \rho_{tg55} \cdot h / h' = 1,764 \cdot 11,95 / 11,87 = 1,776 \text{ t/m}^3$

Über die Feststoff- und Porenanteile V_f' und V_l' lässt sich der Winkel $\beta t'$ ermitteln:

$$V_f' = V_p \cdot \rho_{tg'} / \rho_{tg90} = 1,0 \cdot 1,776 / 3,00 = 0,592 \text{ m}^3$$

$$V_l' = V_p - V_f' = 1,00 - 0,592 = 0,408 \text{ m}^3$$

$$\text{Winkel } \beta t' = \rightarrow \tan \beta t' = V_f' / V_l' = 0,592 / 0,408 = 1,451 \rightarrow \beta t' = 55,4^\circ$$

$$\text{Höhe des Erdkeils } h_0 = bg \cdot \tan 55,4^\circ / 2 = 1,0 \cdot 1,451 / 2 = 0,73 \text{ m}$$

$$\text{Volumen } V_0 = h_0 \cdot a \cdot bg / 2 = 0,73 \cdot 1,0 \cdot 1,0 / 2 = 0,36 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen der Auflast } V' = (h' + \Delta h) \cdot bg / 2 = 12,03 \cdot 1,00 / 2 = 6,01 \text{ m}^3$$

$$\text{Gesamtvolumen } V^* = V_0 + V' = 0,36 + 6,01 = 6,37 \text{ m}^3 \rightarrow Ae = V^* / a = 6,37 \text{ m}^2$$

$$\text{Höhe } h = hg = \sqrt{Ae \cdot \tan \beta t} = \sqrt{6,37 \cdot \tan 55,4^\circ} = 3,04 \text{ m}$$

$$\text{Breite } b = bg = \sqrt{Ae / \tan \beta} = \sqrt{6,37 / \tan 55,4^\circ} = 2,10 \text{ m}$$

Erdsäule mit Dichte $\rho_{tg'} = 1,776 \text{ t/m}^3$

$$\text{Höhe } h' = \sqrt{Ae' \cdot \tan \beta t} = \sqrt{6,01 \cdot \tan 55,4^\circ} = 2,98 \text{ m}$$

$$\text{Breite } b' = \sqrt{Ae' / \tan \beta} = \sqrt{6,01 / \tan 55,4^\circ} = 2,04 \text{ m}$$

Belastung der Fläche $Ad = 1,00 \text{ m}^2$ durch Erdsäule mit der Höhe hg^*

$$\text{Höhe } hg^* = 2 \cdot h' \cdot b' = 2 \cdot 2,98 \cdot 2,04 = 12,16 \text{ m}$$

$$\text{Bodenpressung } \sigma_{vorh} = hg^* \cdot \rho_{tg55,4} \cdot g = 12,16 \cdot 1,776 \cdot 9,807 = 210,1 \text{ kN/m}^2$$

Ergebnis

Die Berechnungen belegen, dass bereits eine geringe Überschreitung der zulässigen Bodenpressung $\sigma_{Dzul 55} = 206,7 \text{ kN/m}^2$ zu $\sigma_{Dzul 55,4} = 210,1 \text{ kN/m}^2$ eine gravierende Bodensetzung von $\Delta h = 0,08 \text{ m}$ auslösen kann. Bei der gleichen Bodenart im feuchten oder nassen Zustand würde sich die Setzung verstärken.

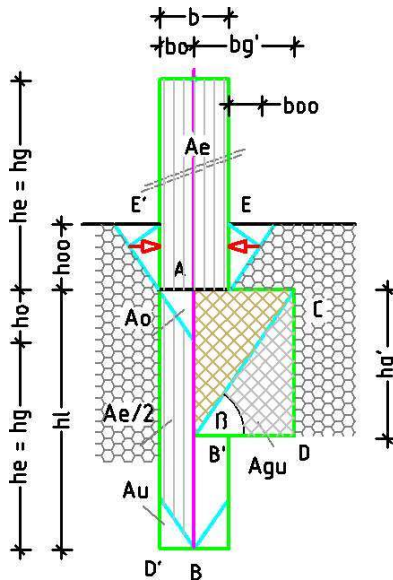


Abb. 46

In ähnlicher Weise wie vor, ließe sich rechnerisch die Auflast auf ein Fundament erhöhen, wenn eine vorhandene Einbindetiefe (DIN 1054) in der Berechnung der Auflast berücksichtigt werden würde, wie in [Abb. 46](#) dargestellt.

Von dem Ansatz der Einbindetiefe zur Lasterhöhung wird abgeraten, weil spätere Abgrabungen am Fundament oft unvermeidbar sind. In diesen Fällen fehlen dann Kraftreserven, die leicht zu gravierenden Fundamentsetzungen führen können. Wie gezeigt, verursacht schon eine geringe Auflastmehrung eine Setzung von 8 cm.

3.3 Allgemeines zum Lastabtrag über Pfähle in Böden

Pfähle tragen ihre Auflast über die Mantelreibung in das anstehende Erdreich ab. Die Größe der Auflast ist abhängig von der horizontal einwirkende Erddruckkraft auf den Pfahl (Anpressdruck). In ähnlicher Weise, wie beim Einzelfundament kann eine zu dichte Anordnung von Pfählen den Kraftabtrag stören und zur Minderung der Reibung am Pfahlmantel und somit auch zur Einschränkung der Auflast führen (Durchsacken des Pfahls). Den Kraftabtrag der Pfahlaulast in den anstehenden Boden übernehmen acht Erdblöcke, angeordnet im zwei Ebenen, siehe [Abb. 42](#).

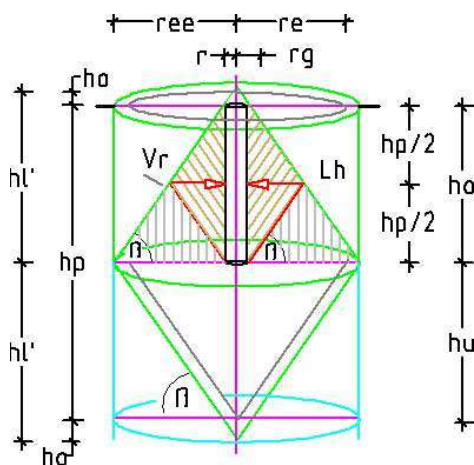


Abb. 47

Da die Auflast über einen allseitigen Anpressdruck/Erddruckkraft gegen den Pfahlmantel in den anstehenden Boden übertragen wird, ist die Oberflächenbeschaffenheit/Rauigkeit des Pfahlmantels eher unbedeutend.

Berechnet werden die Kräfte in der oberen Ebene über die Blockhöhe h_o , wobei eine kegelförmig Kraftabstrahlung im Boden angenommen wird. Die Bodendichte und den Neigungs-/ Reibungswinkel β bestimmt die anstehende Bodenart, [Abs. 2.6](#).

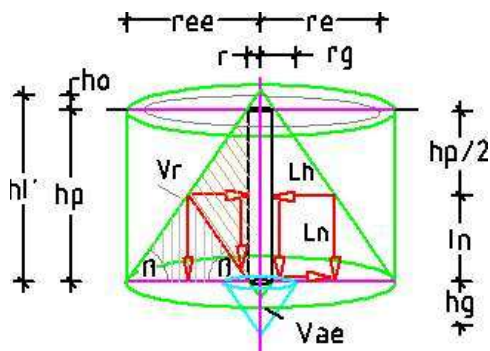


Abb. 48

Für die Kraftermittlung ist das System des ‚liegenden Erdkeils‘ anzuwenden. Wie in der Abb.47 dargestellt, bilden sich die Kräfte Lh und Ln im Doppelkegel mit der Höhe ho und dem Radius re aus. Hierbei wirken die Erddruckkräfte gegen die vertikale Pfahlachse. Verschiebt man den Kraftangriff von der Bezugsachse an den Pfahlmantel, so bildet sich mit der Höhe hl und dem Radius ree = r + re an der Achse eine Schnittfläche aus.

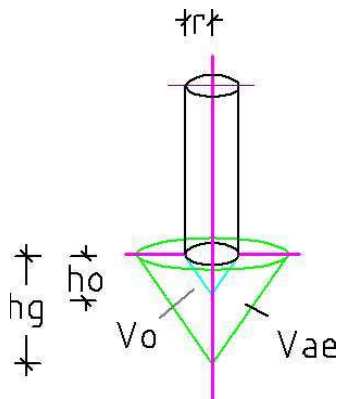


Abb. 49 zeigt den Kraftabbau der Auflast und des Bodeneigengewichts.

Die Erddruckkräfte sind beidseitig gegen der vertikale Achse zu ermitteln. Hiernach sind diese Kräfte um die Kraftanteile zu reduzieren, die auf den Pfahlradius entfallen. Letztlich verbleiben die Erdkräfte, die zur Ableitung der Pfahlaufast in den anstehenden Boden angesetzt werden können. In der Ebene unterhalb des Pfahlfußes kann die Kraft G_f über die Bodenpressung σ_{Dzul} und die Auflastfläche des Fußes ermittelt werden. Der Kraftabtrag erfolgt über das Kegelvolumen Vae, welches das Volumen Vo des Erdeigengewichts einschließt, Abb. 49.

Der Kraftabtrag entspricht jenem eines kreisrunden Fundaments, siehe Buch, S. 169, Abs. 4.3.5. Beispiele folgen.

3.4 Einzelpfahl, eingebunden in die obere Kraftebene

Vorgegeben wird ein Ortbeton-Pfahl $d = 0,60\text{ m}$ (ohne Fußverbreiterung) mit der Dichte $\rho_{pf} = 2,40\text{ t/m}^3$, der in einen feuchten Boden zu setzen ist. Im trockenen Zustand weist der Boden die Dichte $ptg = 1,764\text{ t/m}^3$ und dem Neigungswinkel $\beta t = 55^\circ$ auf. Das von dem Porengefüge des Bodens aufgenommene Wasser soll 180 Liter pro $1,0\text{ m}^3$ betragen.

Zu berechnen sind die Pfahlhöhe hp und die Nutzlast GG^* , die ohne Überlastung des Erdreichs auf den Pfahl aufgetragen werden kann.

Eigenschaften des feuchten Bodens

Zunächst werden über die Trockendichte das Feststoffvolumen V_f und das Porenvolumen V_l zu ermittelt:

$$\text{Feststoffvolumen } V_f = V \rho_{90} \cdot ptg / ptg_{90} = 1,00 \cdot 1,764 / 3,00 = 0,588\text{ m}^3$$

$$\text{Porenvolumen } V_l = V \rho_{90} - V_f = 1,000 - 0,412\text{ m}^3$$

$$\text{Feuchtdichte } pig = (0,588 \cdot 3,0 + 0,180 \cdot 1,0) / 1,0 = 1,944\text{ t/m}^3$$

$$\text{Porenvolumen} \rightarrow \text{ vom Wasser besetzt: } V_{ln} = 0,180\text{ m}^3$$

Porenvolumen \rightarrow vom Wasser unbesetzt:

$$Vlt = V_{l55} - V_{ln} = 0,412 - 0,180 = 0,232 \text{ m}^3$$

Fiktives Feststoffvolumen V_{fn}

$$V_{fn} = V_{ln} \cdot p_{wg} / p_{tg90} = 0,180 \cdot 1,0 / 3,0 = 0,060$$

Neigungswinkel β_i

$$\tan \beta_i = V_f / (V_l + V_{fn}) = 0,588 / (0,412 + 0,060) = 1,246 \rightarrow \beta_i = 51,2^\circ$$

Zul. Bodenpressung σ_{Dzul} und Kraftausbreitung

Die Pressung wird ermittelt über die Kraftfläche $A = V^* / a = 100 \text{ m}^2$, den Neigungswinkel $\beta_i = 51,2^\circ$, $\tan \beta_i = 1,246$ bei einseitiger Kraftausdehnung:

Kraftfläche: Höhe $h_{51} =$

$$h_{51} = \sqrt{V^* \cdot \tan \beta_i / a} = \sqrt{100 \cdot 1,246 / 1,0} = 11,16 \text{ m}$$

Kraftfläche: Breite $b_{51} =$

$$b_{51} = \sqrt{V^* / \tan \beta_i / a} = \sqrt{100 \cdot 1,0 / 1,246} = 8,96 \text{ m}$$

Gewichtskraft $G_t \rightarrow$ mit $g = 9,807 \text{ m/s}^2$

$$G_t = V_i \cdot p_{tg55} \cdot g = 11,16 \cdot 1,764 \cdot 9,807 = 193,1 \text{ kN}$$

$$\text{Bodenpressung } \sigma_{Dzul} = G_t / A_d = 193,1 / 1,00 = 193,1 \text{ kN/m}^2$$

Die zuvor über die Tiefe $a = 1,00 \text{ m}$ ermittelte einseitige Kraftausbreitung mit der Höhe h_0 und der Breite b reduziert sich bei allseitiger Kraftausbreitung, wie beim Einzelpfahl gegeben. Unverändert bleibt der Neigungswinkel des anstehenden Bodens. Zur Ermittlung der neuen Höhe h' und der Breite b' wird wieder auf die quadratische Auflastfläche $A_d = 1,00 \text{ m}^2$ eine 100 m hohe Erdsäule des gleichen Bodens gestellt, $V^* = 100 \text{ m}^3$ und eine allseitige Kraftausbreitung zugelassen:

$$\text{Höhe } h_0 = h_p = \sqrt[3]{V^* \cdot \tan \beta_i^2} = \sqrt[3]{100 \cdot 1,246^2} = 5,37 \text{ m}$$

$$\text{Breite } b' = r_e = \sqrt{V^* / h_0} = \sqrt{100 / 5,37} = 4,31 \text{ m}$$

$$\text{Grundfläche } A_k = b'^2 = 4,31^2 = 18,6 \text{ m}^2$$

Kraftansatz gegen die Pfahlachse mit der Höhe h_l

Wie ausgeführt, werden für die Ermittlung der Erddruckkraft gegen den Pfahlmantel vier Erdblöcke gebündelt. Damit steht die quadratische Grundfläche $\Sigma A_k = 4 \cdot A_k = 4 \cdot 18,6 = 74,3 \text{ m}^2$ zur Verfügung, in die ein Kegel mit dem Radius $r_e = 4,31 \text{ m}$ und der Höhe $h_0 = 5,37 \text{ m}$ einzustellen wäre.

Die Erddruckkraft, die beidseitig der vertikalen Kegelachse aus dem Volumen der Kraft L_h zu ermitteln ist, würde sich an der Achse ausrichten. Will man von diesem Regelfall abweichen und den vollen Erddruck aus der Fläche $A_r = h_0 \cdot r_e / 2$ gegen den Mantel wirken lassen, so ist der Kegel mit dem Radius $r_{ee} = r_e + r = 4,31 + 0,30 = 4,61 \text{ m}$ auf die Höhe $h_l =$ aufzurichten auf:

$$h_l = r_{ee} \cdot \tan \beta_i = 4,61 \cdot 1,246 = 5,74 \text{ m.}$$

$$\text{Grundfläche des Kegels } A_{kr} = \pi \cdot r_{ee}^2 = \pi \cdot 4,61^2 = 66,8 \text{ m}^2$$

$$\text{Kegelvolumen } V_{kr} = A_{kr} \cdot h_0 / 3 = 66,8 \cdot 5,74 / 3 = 127,8 \text{ m}^3$$

In den Kegel ist ein Doppelkegel mit der Höhe $h_l = 5,74 \text{ m}$ und dem Durchmesser

$dk = 4,61 \text{ m}$ einzufügen. Sein Volumen V_{ka} errechnet sich:

$$\text{Kreiskegel } V_{ka} = \pi \cdot dk^2 \cdot h_l / 3 = \pi \cdot 4,61^2 \cdot 5,74 / 12 = 31,9 \text{ m}^3$$

Ermittlung des Erddrucks gegen die Pfahlachse

Über das Volumen $V_{ka} = 31,9 \text{ m}^3$ des Doppelkegels und mit der Dichte $\rho_{ig} = 1,764 \text{ t/m}^3$ lassen sich die Gewichtskraft G_{pf} ermitteln und aufteilen auf zwei Keilseiten:

$$\text{Gewichtskraft } G_{pf} = V_{ka} \cdot \rho_{ig} \cdot g = 31,9 \cdot 1,764 \cdot 9,807 = 551,8 \text{ kN}$$

$$\text{Je Pfahlseite } G_{pf}' = G_{pf} / 2 = 551,8 / 2 = 275,9 \text{ kN}$$

Erddruck je Seite $Lh' = G_{pf}' / \tan \beta_i = 275,9 / 1,246 = 221,4 \text{ kN}$ gegen die Pfahlachse. Die Erddruckkraft Lh , die beidseitig gegen den Pfahlmantel wirkt, errechnet sich über den Ansatz $Lh = Lh' \cdot r_e / r_{ee} = 221,4 \cdot 4,31 / 4,61 = 207,0 \text{ kN}$. Damit kann der Pfahl bei doppelseitigem Ansatz der Erddruckkraft Lh über Anpressdruck der Erddruckkräfte die Kraft / Auflast GG abtragen:

$$\text{Abtrag über den Pfahlmantel } GG = 2 \cdot Lh = 2 \cdot 207,0 \cdot \tan \beta_i = 2 \cdot 207,0 \cdot 1,246 = 515,8 \text{ kN.}$$

Lastabtrag über den Pfahlfuß

Über die Bodenpressung $\sigma_{Dzul} = 193,1 \text{ kN/m}^2$ kann über den Pfahlfuß $d = 0,60 \text{ m}$ die Kraft $G_f = \sigma_{Dzul} \cdot (\pi \cdot r^2) = 193,1 \cdot \pi \cdot 0,30^2 = 54,6 \text{ kN}$ vom Boden aufgenommen und abgetragen werden. Für den Lastabtrag im Boden ist zunächst der Kegel des Erdeigengewichts zu ermitteln und dieses Volumen V_f zum Volumen V_{G_f} der Kraft G_f zu addieren:

$$\text{Volumen } V_f = (\pi \cdot 0,30^2) \cdot r \cdot \tan \beta_i / 3 = 0,28 \cdot 0,3 \cdot 1,246 / 3 = 0,035 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen } V_{G_f} = G_f / (\rho_{ig} \cdot g) = 54,6 / (1,764 \cdot 9,807) = 31,56 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen } \Sigma V_f = V_f + V_{G_f} = 0,035 + 31,56 = 31,6 \text{ m}^3$$

Aus dem Volumen ΣV_f ist ein Erdkegel zu formen, der die Kraft G_f abträgt:

$$\Sigma V_f = \pi \cdot h \cdot (h / \tan \beta_i)^2 / 3 = \pi \cdot h^3 / 1,246^2 \cdot 3 =$$

$$h = \sqrt[3]{\Sigma V_f \cdot 1,246^2 \cdot 3 / \pi} = \sqrt[3]{31,6 \cdot 1,483} = 3,60 \text{ m}$$

$$r_g = h / \tan \beta_i = 3,60 / 1,246 = 2,89 \text{ m}$$

Eigengewicht des Pfahls

$$\text{Volumen } V_{hp} = \pi \cdot r^2 \cdot h_p / 3 = \pi \cdot 0,30^2 \cdot 5,37 / 3 = 0,51 \text{ m}^3$$

$$\text{Pfähleigengewicht } GG_f = V_{hp} \cdot \rho_{pf} \cdot g = 0,51 \cdot 2,40 \cdot 9,807 = 12,0 \text{ kN}$$

Nutzlast GG^* , die auf den Pfahl aufgetragen werden kann, setzt sich zusammen aus:

$$\text{Kraftabtrag über den Pfahlmantel } GG = 515,8 \text{ kN}$$

$$\text{Kraftabtrag über den Pfahlfuß } G_f = 54,6 \text{ kN}$$

$$\text{abzüglich Pfähleigengewicht } GG_f = 12,0 \text{ kN}$$

$$\text{Nutzlast } GG^* = 515,8 + 54,6 - 12,0 = 558,4 \text{ kN}$$

Ergebnis

Der Pfahl $\phi 0,60 \text{ m}$ mit der Höhe $h = 5,37 \text{ m}$ kann im feuchten Boden mit der Dichte $\rho_{ig} = 1,944 \text{ t/m}^3$ und dem Bodenwinkel $\beta_i = 51,2^\circ$ die Nutzlast $GG^* = 558,4 \text{ kN}$ abtragen. Unter dieser Last setzt sich der Pfahl nicht.

Unberücksichtigt in die Kraftermittlung blieben exzentrische und dynamische Pfahlbelastungen sowie sicherheitsrelevante Faktoren, die Einfluss auf die Pfahlbemessung nehmen könnten.

3.5 Einzelpfahl, eingebunden in beide Kraftebenen

Für dieses Beispiel werden die Vorgaben und Teilergebnisse des Abs. 3.4 übernommen. Zusätzlich ermittelt wird die Kraft, die über den Pfahlmantel der unteren Ebene in den anstehenden Boden übertragen werden kann, siehe Abb. 50.

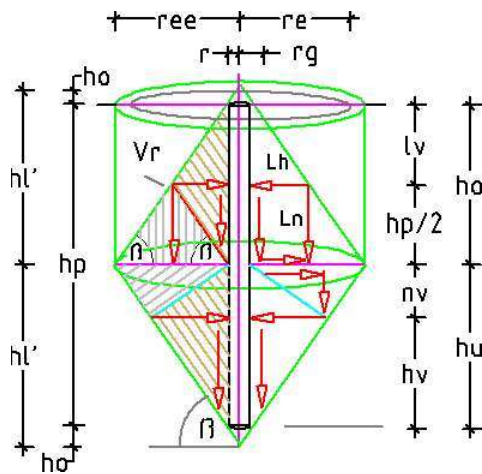


Abb. 50

Den Blockhöhen $h_o = h_u = 5,37$ m angepasst, kann die Pfahlhöhe auf $h_p = 10,74$ m erhöht werden. Bereits ermittelt wurde die Kraft $GG = 515,8$ kN, die über den Pfahlmantel der oberen Ebene in das Erdreich abgetragen werden kann. Zu berechnen ist die Kraft $GG' = 2 \cdot H_v$ der unteren Ebene, wobei das Kraftsystem eines ‚stehenden Erdkeils‘ anzuwenden ist. In die Berechnung einsteigen kann man über die Höhe $h_l = 5,74$ m, den Radius $ree = 4,61$ m und den Neigungswinkel $\beta_i = 51,2^\circ$, $\tan \beta_i = 1,246$.

Berechnet werden die Erddruckkräfte H_f über den Kreiskegel des aktiven Bodens

Winkel = $\beta_i = 51,2^\circ$, $\tan \beta_i = 1,246$

Höhe $n_v = h_l \cdot \cos \beta_i^2 = 5,74 \cdot 0,393 = 2,25$ m

Höhe $h_v = h_l \cdot \sin \beta_i^2 = 5,74 \cdot 0,607 = 3,49$ m

Radius ree' in der Höhe h_v

$ree' = h_l \cdot \cos \beta_i \cdot \sin \beta_i = 5,74 \cdot 0,627 \cdot 0,780 = 2,81$ m

$dk' = 2 \cdot ree' = 2 \cdot 2,81 = 5,62$ m

Volumen $Vka' = \pi \cdot dk'^2 \cdot h_l / 3 = \pi \cdot 5,62^2 \cdot 5,74 / 12 = 47,46$ m³

Gewichtskraft $G_{pf}' = Vka' \cdot \rho_{ig} \cdot g = 47,46 \cdot 1,764 \cdot 9,807 = 821,0$ kN

Je Pfahlseite $G_{pf} = G_{pf}' / 2 = 821,0 / 2 = 410,5$ kN,

damit wirkt beidseitig gegen die Pfahlachse die Erddruck

$Lh' = G_{pf}' / \tan \beta_i = 410,5 / 1,246 = 339,5$ kN

Die Kraft Lh' reduziert sich durch die Verschiebung von der Pfahlachse an den Pfahlmantel, somit $Lh = Lh' \cdot re / ree = 339,5 \cdot 4,31 / 4,61 = 317,4$ kN.

Damit kann der Pfahl bei doppelseitigem Ansatz der Erddruckkraft Lh über den Erddruck auf den Mantel die folgende Kraft / Auflast GG' abtragen:

$GG' = 2 \cdot Lh = 2 \cdot 317,4 \cdot \tan \beta_i = 2 \cdot 317,4 \cdot 1,246 = 791,0$ kN

plus der Kraft $GG = 515,8$ kN aus der oberen Ebene

abzüglich des Pfahleigengewichts aus der Höhe $h_p' = 10,74$ m,

folglich $2 \cdot GG_f = 2 \cdot 12,0 = 24$ kN

Ergebnis

Der Einzelpfahl ϕ 0,60 m mit der Höhe $h_p = 10,74$ m kann im feuchten Boden mit der Dichte $\rho_{ig} = 1,944$ t/m³ und dem Bodenwinkel $\beta_i = 51,2^\circ$ die Nutzlast $GG^* = 515,8 + 791,0 - 24,0 = 1.283$ kN abtragen.

Unter dieser Last setzt sich der Pfahl nicht.

3.6 Einzelfahl, eingebunden in die erweiterte obere Kraftebene

Die Erweiterung ergibt sich aus dem Ansatz der Lastfläche des anstehenden Bodens direkt an den Pfahlmantel. Hierdurch erweitert sich der Radius re zum Radius $ree = re + r = 6,85 + 0,30 = 7,15$ m

Für die gewählte Bodenart mit dem Neigungswinkel $\beta_i = 51,2^\circ$ wurde bei einseitiger Kraftausbreitung die Kraftfläche mit der Höhe $h_{51} = 11,16$ m und der Breite $b_{51} = 8,96$ m errechnet, Abs. 2.6. In Anlehnung an die Verteilung der Auflast bei Einzelfundamenten wurde ein allseitiger Kraftabtrag im Erdreich angenommen, welche die Höhe h_{51} zur Höhe $h_o = 5,37$ m werden ließ. Bei Fundamenten, die einen flächigen Lastauftrag auf das anstehende Erdreich erfordert, dürfte diese Lastverteilung richtig sein.

Die quadratische Säule nimmt die Höhe h_o und die Breite b' ein:

$$\text{Höhe } h_o = h_p = \sqrt[3]{\Sigma V^* \cdot \tan \beta_i^2} = \sqrt[3]{400 \cdot 1,246^2} = 8,53 \text{ m}$$

$$\text{Breite } b' = re = \sqrt{\Sigma V^* / h_o} = \sqrt{400 / 8,53} = 6,85 \text{ m}$$

$$\text{Grundfläche } A_k = b'^2 = 6,85^2 = 46,92 \text{ m}^2$$

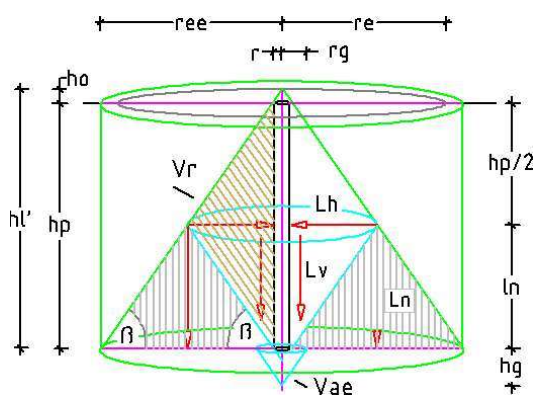


Abb. 51

In diese quadratische Säule ist der Erdkegel mit dem Radius $re = 6,85$ m und der Höhe $h_p = 8,53$ m zu stellen. Über den Radius $ree = re + r = 6,85 + 0,30 = 7,15$ m kann dann die Höhe $h_l = ree \cdot \tan \beta_i = 7,15 \cdot 1,246 = 8,90$ m bestimmt werden. Das Volumen V_{kr} des aktiven Doppelkegels lässt sich ermitteln über die Höhe h_l und den Radius $ree/2$ bzw. $dk = ree$. Es bildet sich Kreiskegel $V_{ka} = \pi \cdot dk^2 \cdot h_l / 3 = \pi \cdot 7,15^2 \cdot 8,90 / 12 = 119,1 \text{ m}^3$ aus, siehe

Abb. 51.

Ermittlung des Erddrucks gegen die Pfahlachse

Die Erddruckkraft L_h , die beidseitig auf die Pfahlachse einwirkt, kann über die Gewichtskraft G_{pf} des Doppelkegels ermittelt werden. Hierzu anzusetzen sind das Volumen $V_{ka} = 119,1 \text{ m}^3$ und die Bodendichte $\rho_{ig} = 1,764 \text{ t/m}^3$. Es errechnen sich:

$$\text{Gewichtskraft } G_{pf} = V_{ka} \cdot \rho_{ig} \cdot g = 119,1 \cdot 1,764 \cdot 9,807 = 2060,0 \text{ kN,}$$

$$\text{je Pfahlseite } G_{pf}' = G_{pf} / 2 = 2060 / 2 = 1030,0 \text{ kN.}$$

$$\text{Erddruckkraft gegen die Pfahlachse: } L_h' = G_{pf}' / \tan \beta_i = 1030,0 / 1,246 = 826,8 \text{ kN}$$

Für den Ansatz der Erddruckkraft gegen den **Pfahlmantel** ist die Erddruckkraft L_h' zu reduzieren auf die Kraft L_h : Erddruckkraft $L_h = L_h' \cdot re / ree = 826,8 \cdot 6,85 / 7,15 = 792,1 \text{ kN}$.

Über den beidseitigen Anpressdruck der Erddruckkraft $L_h = 792,1 \text{ kN}$ kann der Pfahl die Auflast $GG = 2 \cdot L_n = 2 \cdot L_h \cdot \tan \beta_i = 2 \cdot 792,1 \cdot 1,246 = 1.973,9 \text{ kN}$ abtragen.

Eigengewicht des Pfahls

$$\text{Volumen } V_{hp} = \pi \cdot r^2 \cdot h_p / 3 = \pi \cdot 0,30^2 \cdot 8,53 / 3 = 0,80 \text{ m}^3$$

$$\text{Pfähleigengewicht } GG_f = V_{hp} \cdot \rho_{pf} \cdot g = 0,80 \cdot 2,40 \cdot 9,807 = 18,9 \text{ kN}$$

Nutzlast GG^* , die auf den Pfahl aufgetragen werden kann, setzt sich zusammen aus:

$$\text{Kraftabtrag über den Pfahlmantel } GG = 1.973,9 \text{ kN}$$

Kraftabtrag über den Pfahlfuß $G_f = 54,6 \text{ kN}$, wie zuvor ermittelt
 abzüglich Pfahleigengewicht $GG_f = 18,9 \text{ kN}$
 Nutzlast $GG^* = 1,973,9 + 54,6 - 18,9 = 2.009,6 \text{ kN}$

Ergebnis

Wie eingangs ausgeführt, ist zu prüfen, ob bei Pfählen die vier quadratischen Erdblöcke mit dem Volumen $\Sigma V^* = 400 \text{ m}^3$ und bei **einseitiger Kraftausbreitung** angesetzt werden können. In diesem Fall kann der Pfahl $\phi 0,60 \text{ m}$ mit der Höhe $h = 8,53 \text{ m}$ im feuchten Boden mit der Dichte $\rho_{ig} = 1,944 \text{ t/m}^3$ und dem Bodenwinkel $\beta_i = 51,2^\circ$ die Nutzlast $GG^* = 2009,6 \text{ kN}$ abtragen. Unberücksichtigt in die Kraftermittlung blieben exzentrische und dynamische Pfahlbelastungen sowie sicherheitsrelevante Faktoren, die Einfluss auf die Pfahlbemessung nehmen könnten.

3.7 Allgemeines zu erdverlegten Rohrleitungen

In der einschlägigen Fachliteratur wird kaum ein Thema differenzierter dargestellt als die „Vertikale Belastung erdverlegter Kanalrohre“. Um Aufklärung zu leisten, führte das **IKT-Institut** für Unterirdische Infrastruktur, Gelsenkirchen (www.ikt.de) im Jahr 2003 Versuchsanordnungen durch und stellte diese vor in der Schrift „Erneuerung mit Berstverfahren - Bemessung, Prüfung und Qualitätssicherung von Abwasserrohren“, siehe Bilder 20 bis 27, S. 29ff.

Der Laborausstattung angepasst, wählte das **IKT** eine Rohrüberdeckung mit einem eher sandigen Boden von 0,70 m Höhe. Oberhalb des Rohres wurden mit variierendem mechanischem Druck „fehlende“ Bodenmassen zwischen 2,00 m und 8,00 m ausgeglichen. Bei angenommenen Verkehrslasten wurde der Pressdruck auf den Boden der Rohrüberdeckung erhöht. Die Laborergebnisse, in Bezug gebracht mit den Reibungskräfte nach der Silo-Theorie, stellen heute die Berechnungsvorgabe ATV-DVWK A 161 dar. Den Ausführungen des IKT-Instituts ist entgegenzuhalten, dass variierende Pressdrücke auf ein Rohr nicht den Erdkräften entsprechen können, die sich in der Grabenverfüllung bei freier Kraftentfaltung ausbilden. Zudem bedienen sich IKT und ATV der Silo-Theorie, um eine Wandreibung zu belegen, die es so nicht gibt, siehe [Abs. 2.11](#).

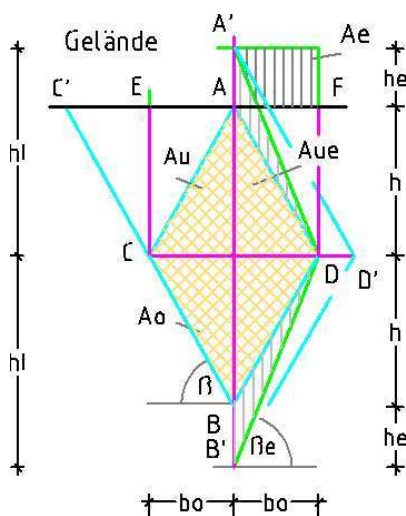


Abb. 52 zeigt Kraftflächen links ohne und rechts unter Auflast.

Im [Abs. 2.14](#) [Abb.43](#) wird gezeigt, dass die neue Erddrucklehre eine vertikale und horizontale Achse durch den Rohrmittelpunkt führt und in jedem Quadranten einen Erdblock stellt. Anwendbar ist dieses Kraftsystem bei grabenloser Rohrverlegung oder bergmännisch vorgetriebenen Tunnelstrecken. Bei Rohrverlegungen in offenen Gräben richten sich die Erdkräfte des anstehenden Bodens an der Grabenwand aus. Damit rückt die horizontale Systemachse von der Rohrmitte in die Ebene der Grabensohle. Über die Bodendichte, das Volumen $V^* = 100 \text{ m}^3$ und die Tiefe $a = 1,00 \text{ m}$ des Erdblocks lassen sich der Neigungswinkel β , die Höhe $h = h_o = h_u$ und Breite $b = b_o = b_u$ der Kraftflächen bestimmen.

Nachstehend wird in den **Abb. 53** und **54** dargestellt, dass die Kraftflächen der beiden Kraftebenen zunächst an die lotrechte Achse A-B anzulegen sind. Damit bestimmen sich über den Neigungswinkel β die Höhe und Breite der Kraftflächen. Der maximale Krafteinfluss auf das Rohr wird begrenzt, wenn die Kraftfläche an der Achse A-B die Höhe $h = hg = \sqrt{Ae \cdot \tan \beta t}$ erreicht, siehe **Abs. 2.6** **Abb. 14** u. **15**.

Hiernach sind die Kraftflächen Ar und Aa bis an die lotrechte Achse G-G' heranzuführen, siehe **Abb. 53** rechte Seite. In der **Abb. 54** wird der Vorgang gezeigt, wenn eine Verkehrslast mit der Ersatzlasthöhe he in die Kraftermittlung einzubeziehen ist. Durch die externe Auflast wandelt sich der Neigungswinkel β zum Winkel β_e .

In den oberen Quadranten errechnen sich die polaren Erddruckkräfte gegen die Ebene G-G' über die ‚liegenden‘ Keilflächen und in den unteren Quadranten über die ‚stehenden‘ Keilformen. Berechnungsbeispiele folgen.

Zur Abklärung der häufigsten Schadensfälle im Kanalbau, wie Achsverschiebungen und Unterbögen in der Leitung, Rohrrisse, Rohrbrüche und abgetrennte Hausanschlussleitungen wurde die Versuchsreihe 6 durchgeführt. Es sollten die Wirkungen nachempfunden werden, wenn ein offener Kanalgraben mit einem Material verfüllt wird, dessen Dichte die Dichte des anstehenden Bodens weit übersteigt. Für den Versuch wurden als Füllmaterial trockener Basaltgrus mit der Dichte $\rho_{tg} = 1,850 \text{ t/m}^3$ und für den anstehenden weniger tragfähigen Boden Industrieriwatte verwandt. Die Versuchsanordnung ist im Buch beschrieben worden.

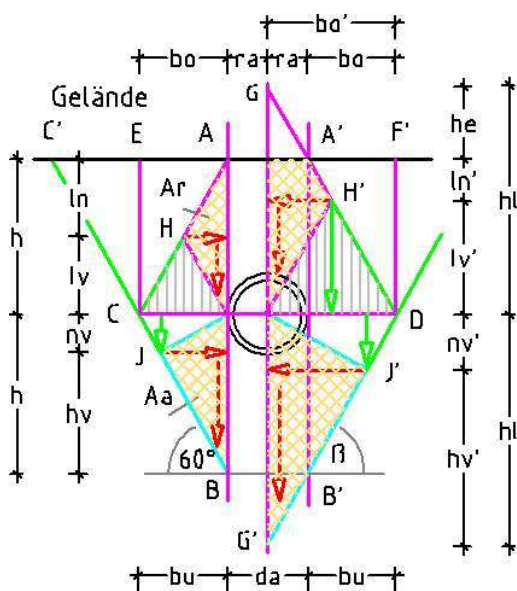


Abb. 53

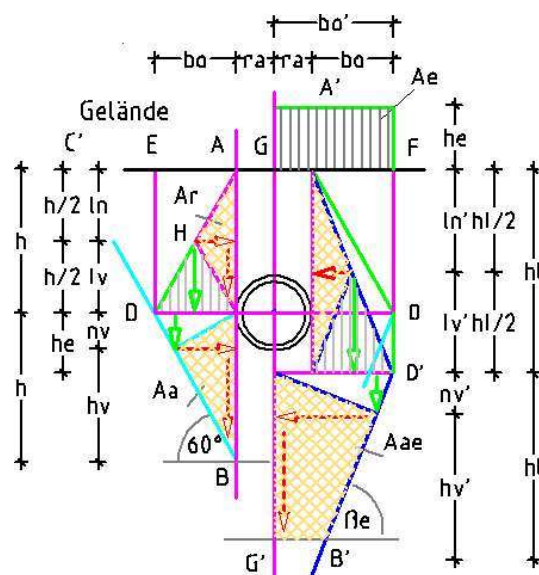


Abb. 54

Die **Abb. 55** zeigt, dass die Art der Grabenverfüllung dazu beitragen kann die Hauptleitung aus ihrer Soll-Lage zu verschieben und deren Hausanschlussleitungen abreißen zu lassen.

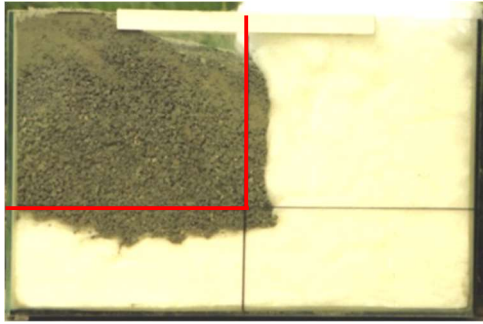


Abb. 55 zeigt die Verdrängung des leichteren Bodens durch die schwerere Grabenverfüllung.

3.8 Berechnungsbeispiel – Rohrleitung DN 500 Sb ohne Verkehrslast

Im anstehenden Boden soll ein Kanalrohr DN 500 Sb mit der Sohlentiefe $h_s = 5,00$ m in einem offenen, verbauten Graben verlegt werden. Das Rohr mit der Wanddicke $s = 80$ mm ist auf eine Rohrbettung mit der Höhe $h_b = 0,10$ m zu verlegen. Für den Grabenverbau sind Verbaufacheln $vd = 0,12$ m vorgesehen. Die Arbeitsraumbreite bg ist gemäß den Vorschriften zu ermitteln. Als Baugrund steht ein Boden mit der Feuchtdichte $\rho_{ig} = 1,845$ t/m³ und dem Wasservolumen $V_w = 0,102$ t/m³ an.

Für die Grabenverfüllung ist 'steinige Erde' zu verwenden. Im verdichteten Zustand beträgt bei einem Wassergehalt $V_w = 0,060$ m³ ihre Feuchtdichte $\rho_{ig} = 2,120$ t/m³. Unberücksichtigt bleibt eine Belastung aus Verkehr.

Zur berechnen sind:

die Abmessungen des Kanalgrabens und die Kräfte, die auf das verlegte Rohr wirken.

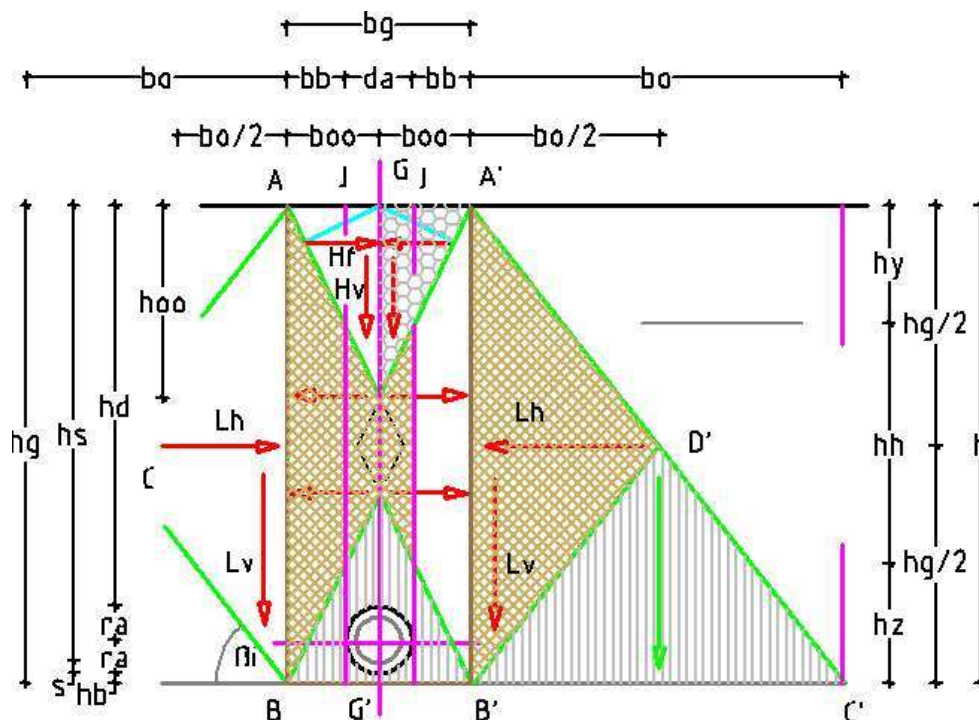


Abb. 56 zeigt die Erdkeile der Grabenverfüllung und links jene des anstehenden Bodens.

Berechnet werden:

1. Grabenquerschnitt

$$\text{Grabentiefe } hg = hs + s + hb = 5,00 + 0,08 + 0,10 = 5,18 \text{ m}$$

$$\text{Grabenbreite } bg = di + 2(s + ar + vd) = 0,50 + 2(0,08 + 0,50 + 0,12) = 1,90 \text{ m}$$

$$\text{Rohrüberdeckungshöhe } hd = hs - di - s = 5,00 - 0,50 - 0,08 = 4,42 \text{ m}$$

$$\text{Rohraußenradius } ra = (ri + s) = 0,25 + 0,08 = 0,33 \text{ m}$$

$$\text{Berechnungshöhe für den anstehenden Boden } h = hg = 5,18 \text{ m}$$

2. Anstehender Boden: Ermittlung des Bodenwinkels

$$\text{Trockendichte } ptg = pig - w = 1,845 - 0,102 = 1,743 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Feststoffvolumen } Vf = ptg / ptg_{90} = 1,743 / 3,00 = 0,581 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Porenvolumen } Vl = Vp - Vf = 1,0 - 0,581 = 0,419 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Winkel } \tan \beta t = Vf / Vl = 0,581 / 0,419 = 1,387 \rightarrow \beta t = 54,2^\circ$$

$$\text{Winkel } \tan \beta i = Vf / (Vl + Vw) = 0,581 / (0,419 + 0,102 / 3) = 1,282 \rightarrow \beta i = 52,0^\circ$$

3. Ermittlung der Kraftflächen und Kräfte des anstehenden Bodens

über die Höhe $hg = 5,18 \text{ m}$ und den Winkel $\beta i = 52,0^\circ$:

$$\text{Breite } bo = hg / \tan \beta i = 5,18 / 1,280 = 4,05 \text{ m}$$

$$\text{Kraftfläche } Au (A'-C'-M) = hg \cdot bo / 2 = 5,18 \cdot 4,05 / 2 = 10,49 \text{ m}^2$$

$$\text{Gewichtskraft } Gu = Au \cdot a \cdot pig \cdot g = 10,49 \cdot 1,00 \cdot 1,845 \cdot 9,807 = 189,8 \text{ kN}$$

$$\text{Kraftzahl } git = Gu / hg = 189,8 / 5,18 = 36,64 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Kraft } Lv = git \cdot hg \cdot a / 2 = 36,64 \cdot 5,18 \cdot 1,00 / 2 = 94,9 \text{ kN}$$

$$\text{oder } Lv = hg \cdot bo \cdot a \cdot pig \cdot g / 4 = 5,18 \cdot 4,05 \cdot 1,00 \cdot 1,845 \cdot g / 4 = 94,9 \text{ kN}$$

$$\text{Erddruckkraft } Lh = git \cdot bo \cdot a / 2 = 36,64 \cdot 4,05 \cdot 1,00 / 2 = 74,2 \text{ kN}$$

Die Kraft $Lh = 74,2 \text{ kN}$ greift in der Höhe $hg / 2$ gegen die Verbauplatten an. Aus der Grabenverfüllung wirken später gegen die Grabenwand ober- und unterhalb der horizontalen Ebene C–D' beidseitig zwei Erddruckkräfte (Abb. 56).

Die Ermittlung der Rohrbelastung ist zunächst zurückzustellen, da gemäß Vorgabe die Grabenverfüllung mit ‚steiniger-Erde‘ erfolgen soll. Damit sind vorab die Dichte und der Bodenwinkel des Materials zu errechnen. Wie in der Abb. 56 dargestellt, baut sich auf der Grabensohle ein liegender Erdkeil auf mit senkrechtem Kraftverlauf. Beidseitig auf deren Neigungsebenen setzen sich ober- und unterhalb der horizontalen Ebene C–D' Kraftflächen auf. Durch die Überlappung der Kraftflächen bilden sich in ihnen polar wirkende Erddruckkräfte, so dass bisher auf das Rohr nur vertikale Kräfte wirken. Unterhalb der Geländeoberfläche bilden sich mit der Höhe hoo zwei stehende Erdkeile aus, deren vertikale Kräfte $2 H_v$ zur bisherigen Rohrbelastung zu addieren sind. Wie in der Abb. 57 dargestellt, summiert sich die vertikale Last auf das Rohr aus dem Erdvolumen, mit der Tiefe $a = 1,00 \text{ m}$, der Breite $da = 0,66 \text{ m}$ und der Höhe $hs' = hd + fs + hv - hoo$ oder $hs' = hd + fs - nv$.

4. Verfüllmaterial: Ermittlung des Bodenwinkels

$$\text{Trockendichte } ptg = pig - w = 2,120 - 0,060 = 2,060 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Feststoffvolumen } Vf = ptg / ptg_{90} = 2,060 / 3,00 = 0,687 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Porenvolumen } Vl = Vp - Vf = 1,0 - 0,687 = 0,313 \text{ t/m}^3$$

Winkel $\tan \beta_t = Vf / Vl = 0,687 / 0,313 = 2,195 \rightarrow \beta_t = 65,5^\circ$

Winkel $\tan \beta_i = Vf / (Vl + Vw) = 0,687 / (0,313 + 0,060 / 3) = 2,063 \rightarrow \beta_i = 64,1^\circ$

5. Ermittlung des Erdvolumens und der Kraft, welche das Rohr belastet:

Übernommen werden $bg = 1,90$ m, $da = 0,66$ m und die Höhe $hd = 4,42$ m.

Höhe $hoo = 0,5 \cdot bg \cdot \tan \beta_i = 0,5 \cdot 1,90 \cdot 2,063 = 1,96$ m

Höhe $nv = hoo \cdot \cos^2 \beta_i = 1,96 \cdot 0,191 = 0,37$ m

Höhe $hy = hoo \cdot \sin^2 \beta_i = 1,96 \cdot 0,809 = 1,59$ m

Höhe $rs = ra \cdot \sin \beta_i = 0,33 \cdot 0,900 = 0,30$ m

Höhe $fs = ra - rs = 0,33 - 0,30 = 0,03$ m

Breite $fr = ra \cdot \cos \beta_i = 0,33 \cdot 0,437 = 0,14$ m

Höhe $hs' = hd + fs - nv = 4,42 + 0,03 - 0,37 = 4,08$ m

Volumen der Rohrbelastung

$V1 = a \cdot da \cdot hs' = 1,0 \cdot 0,66 \cdot 4,08 = 2,693$ m³

Rohrbelastung durch Streckenlast qlv

$qlv = V1 \cdot \rho_{ig} \cdot g / da = 2,693 \cdot 2,120 \cdot 9,807 / 0,66 = 84,8$ kN/m²

auf das Rohr wirken im Kämpfer die Kräfte Lv

$Lv' = V1 \cdot \rho_{ig} \cdot g / 2 = 2,693 \cdot 2,120 \cdot 9,807 / 2 = 28,0$ kN

Zur Rohrbemessung ist die Kraft FV anzusetzen.

Sie errechnet sich über die vertikale Kraft Lv' und den Winkel $\beta_i = 64,1^\circ$, somit

Kraft $FV = Lv' / \sin \beta_i = 28,0 / 0,90 = 31,2$ kN

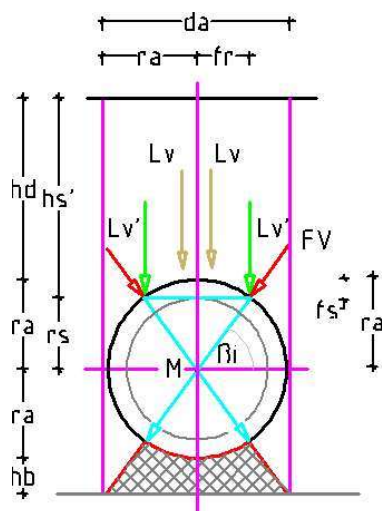


Abb. 57 zeigt die Kraftverteilung auf das Kanalrohr

Ergebnis:

Für das in der Sohlentiefe $hs = 5,00$ m zu verlegende Rohr DN 500 Sb ist ein verbauter Graben mit der Höhe $hg = 5,18$ m und der Breite $bg = 1,90$ m vorzuhalten. Als Rohrbelastung wurde die Streckenlast $qlv = 84,8$ kN/m² über die Erdsäule des Füllmaterials errechnet mit Höhe $hs' = 4,08$ m, der Breite $da = 0,66$ m und der Tiefe $a = 1,00$ m.

Für die Rohrbemessung steht damit die Kraft $FV = 31,2$ kN zur Verfügung, die beidseitig unter dem Neigungswinkel $\beta_i = 64,1^\circ$ gegen das Rohrauflegerwinkel beträgt $2a = 51,8^\circ$.

Eine Überlastung des Bodens im Auflagerbereich findet nicht statt, da Rohreigengewicht einschließlich Vollfüllung unterhalb der Bodendichte liegt. Aus dem anstehenden Boden greift die Erddruckkraft $Lh = 74,2$ kN beidseitig gegen die Verbauplatten an.

3.9 Berechnungsbeispiel – Rohrleitung DN 1800 Sb ohne Verkehrslast

Für die Kanalverlegung im offenen Graben werden vorgegeben:

Sohlentiefe $hs = 5,00$ m, Rohrwandung $s = 0,18$ m und Dicke der Verbaufel $vd = 0,12$ m. Als Grabenverfüllung und Rohrbettung $hb = 0,25$ m soll ‚steinige Erde‘ verwendet werden. Bereits berechnet sind deren Feuchtdichte $p_{ig} = 2,120$ t/m³ und Neigungswinkel $\beta_i = 64,1^\circ$ des Verfüllmaterials.

Der als Baugrund anstehende Boden soll bei einem Wasseranteil $w = 0,180$ t/m³ die Feuchtdichte $p_{ig} = 1,820$ t/m³ aufweisen. Die Berücksichtigung einer Verkehrsbelastung ist nicht vorgesehen.

Zu ermitteln sind die Abmessungen des Rohrgrabens und die Rohrbelastung.

Es werden ermittelt:

Die für die Aufgabenlösung benötigten Bezeichnungen und Anordnung der Kraftflächen können aus der [Abb. 58](#) entnommen werden.

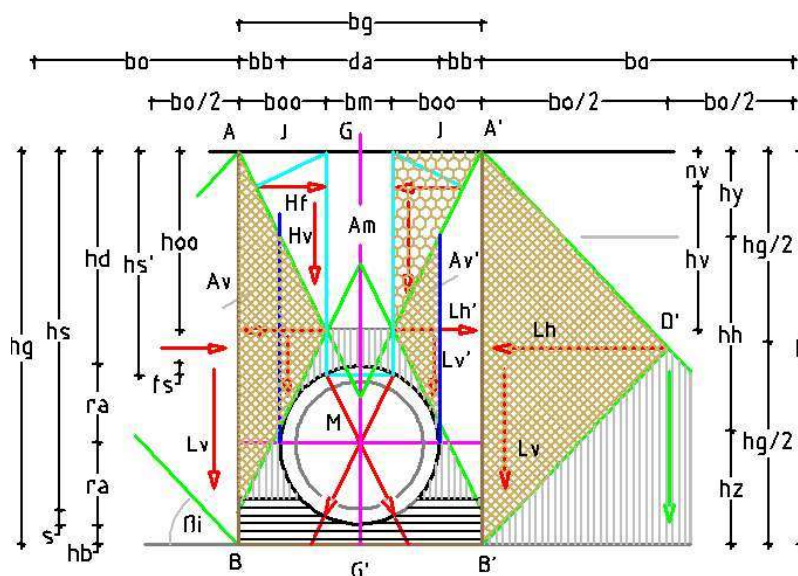
1. Grabenquerschnitt

Grabentiefe $hg = hs + s + hb = 5,00 + 0,18 + 0,25 = 5,43$ m

Grabenbreite $bg = di + 2(s + ar + vd) = 1,80 + 2(0,18 + 0,50 + 0,12) = 3,40$ m

Rohrüberdeckungshöhe $hd = hs - di - s = 5,00 - 1,80 - 0,18 = 3,02$ m

Rohraußenradius $ra = (ri + s) = 0,90 + 0,18 = 1,08$ m → $da = 2,16$ m



[Abb. 58](#) zeigt das Rohr, eingebunden in die Kraftflächen der Raute nach [Abb. 53](#) u. [54](#).

2. Anstehender Boden: Ermittlung des Bodenwinkels

Trockendichte $ptg = p_{ig} - w = 1,820 - 0,180 = 1,640$ t/m³

Feststoffvolumen $V_f = ptg / p_{tg90} = 1,640 / 3,00 = 0,547$ t/m³

Porenvolumen $V_l = V_p - V_f = 1,0 - 0,547 = 0,453$ t/m³

Winkel $\tan \beta_t = V_f / V_l = 0,547 / 0,453 = 1,207$ → $\beta_t = 50,3^\circ$

Winkel $\tan \beta_i = V_f / (V_l + V_w) = 0,547 / (0,453 + 0,180 / 3) = 1,066$ → $\beta_i = 46,8^\circ$

3. Ermittlung den Kraftflächen und Kräfte des anstehenden Bodens / Baugrund

über die Höhe $hg = 5,43$ m und den Winkel $\beta_i = 46,7^\circ$:

$$\text{Breite } bo = hg / \tan \beta_i = 5,43 / 1,066 = 5,09 \text{ m}$$

$$\text{Kraftfläche } Au = hg \cdot bo / 2 = 5,43 \cdot 5,09 / 2 = 13,83 \text{ m}^2$$

$$\text{Gewichtskraft } Gu = Au \cdot a \cdot \rho_{ig} \cdot g = 13,83 \cdot 1,00 \cdot 1,820 \cdot 9,807 = 246,8 \text{ kN}$$

$$\text{Kraftzahl } git = Gu / hg = 246,8 / 5,43 = 45,46 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Kraft } Lv = git \cdot hg \cdot a / 2 = 45,46 \cdot 5,43 \cdot 1,00 / 2 = 123,4 \text{ kN}$$

$$\text{oder } Lv = hg \cdot bo \cdot a \cdot \rho_{ig} \cdot g / 4 = 5,43 \cdot 5,09 \cdot 1,00 \cdot 1,820 \cdot g / 4 = 123,3 \text{ kN}$$

$$\text{Erddruckkraft } Lh = git \cdot bo \cdot a / 2 = 45,46 \cdot 5,09 \cdot 1,00 / 2 = 115,7 \text{ kN}$$

Die Kraft $Lh = 115,7$ kN greift in der Höhe $hg / 2$ gegen die Verbauplatten an.

4. Verfüllmaterial: Ermittlung des Bodenwinkels

Die Werte werden aus dem vorangegangenen Beispiel übernommen:

$$\text{Trockendichte } \rho_{tg} = 2,060 \text{ t/m}^3 \text{ und Winkel } \beta_t = 65,5^\circ (\tan 2,195)$$

$$\text{Feuchtdichte } \rho_{ig} = 2,120 \text{ t/m}^3 \text{ und Winkel } \beta_i = 64,1^\circ (\tan 2,063)$$

5. Ermittlung der Kraftflächen, welche das Rohr belasten

Folgt man dem Aufbau der Kraftflächen innerhalb des Rohrgrabens nach [Abb. 57](#), so zeigen sich Veränderungen infolge der größeren Grabenbreite. Eine gewisse Zuordnung der Kraftflächen ist erreichbar, wenn man zunächst die Neigungsebene des Füllmaterials mit dem Winkel β_i als Tangente an das Rohr anlegt und bis Mittelachse und an die Grabenwand führt. Über den Radius ra und den Winkel $\beta_i = 64,1^\circ (\tan 2,063)$ lassen sich die Breite bm und danach die Breite boo sowie die Höhe hoo errechnen. Gegen die Grabenwand gerichtet, bildet sich damit die Kraftfläche Av aus mit der Höhe $2 \cdot hoo$ und der Breite boo . Aus dieser Fläche belastet nur die Teilfläche mit der Höhe hh und der Breite $bg' = boo - bb$ das Rohr. In der Mitte über dem Rohr entsteht die Fläche $Am = bm \cdot hs'$, wobei die Höhe $hs' = hd + fs$ ist. Aus dem Erdkeil $hoo \cdot boo / 2$ wirkt nur die Kraft Hv auf das Rohr.

Für die Berechnung der Breite bm sind der Radius $ra = 1,08$ m und der Winkel $\beta_i = 64,1^\circ$ herangezogen worden, siehe [Abb. 57](#).

$$\text{Höhe } rs = ra \cdot \sin \beta_i = 1,08 \cdot 0,900 = 0,97 \text{ m}$$

$$\text{Höhe } fs = ra - rs = 1,08 - 0,97 = 0,11 \text{ m}$$

$$\text{Breite } fr = ra \cdot \cos \beta_i = 1,08 \cdot 0,437 = 0,47 \text{ m}$$

$$\text{Breite } bm = 2 \cdot fr = 2 \cdot 0,47 = 0,94 \text{ m}$$

$$\text{Breite } boo = (bg - bm) / 2 = (3,40 - 0,94) / 2 = 1,23 \text{ m}$$

$$\text{Höhe } hoo = boo \cdot \tan \beta_i = 1,23 \cdot 2,06 = 2,53 \text{ m}$$

$$\text{Fläche } Aoo = boo \cdot hoo / 2 = 1,23 \cdot 2,53 / 2 = 1,56 \text{ m}^2$$

Innerhalb der Keilfläche Aoo treten folgende Kraftmeter auf:

$$\text{Höhe } nv = hoo \cdot \cos^2 \beta_i = 2,53 \cdot 0,191 = 0,48 \text{ m}$$

$$\text{Höhe } hv = hoo \cdot \sin^2 \beta_i = 2,53 \cdot 0,809 = 2,05 \text{ m}$$

$$\text{Breite } hf = hoo \cdot \sin \beta_i \cdot \cos \beta_i = 2,53 \cdot 0,900 \cdot 0,437 = 0,99 \text{ m}$$

Die Fläche Aoo ist um die Fläche der Normalkraft zu reduzieren, es verbleiben:

$$\text{Fläche } Aoo' = hoo \cdot hf / 2 = 2,53 \cdot 0,99 / 2 = 1,25 \text{ m}^2$$

Berechnung der Fläche A_v

$$A_v = 2 \cdot h_{oo} \cdot b_{oo} / 2 = 2,53 \cdot 1,23 = 3,11 \text{ m}^2$$

davon belastet nur die Teilfläche A_v' das Rohr:

$$\text{Breite } b_b = (b_g - d_a) / 2 = (3,40 - 2,16) / 2 = 0,62 \text{ m}$$

$$\text{Breite } b_{oo}' = b_{oo} - b_b = 1,23 - 0,62 = 0,61 \text{ m}$$

$$\text{Höhe } h_h = 2 \cdot (b_{oo}' \cdot \tan \beta_i) = 2 \cdot (0,61 \cdot 2,063) = 2,52 \text{ m}$$

$$\text{Fläche } A_v' = b_{oo}' \cdot h_h / 2 = 0,61 \cdot 2,52 / 2 = 0,77 \text{ m}^2$$

Berechnung der Fläche A_m

mit der Breite $b_m = 0,94 \text{ m}$ und der Höhe $h_s' = h_d + f_s = 3,02 + 0,11 = 3,13 \text{ m}$

$$\text{Fläche } A_m = b_m \cdot h_s' = 0,94 \cdot 3,13 = 2,94 \text{ m}^2$$

Über die Berechnungstiefe $a = 1,00 \text{ m}$ und die Flächen lassen sich die Volumina V_m und V_a ermitteln, wobei deren Gewichtskräfte das Rohr an unterschiedlichen Stellen belastet.

6. Ermittlung der Rohrbelastungen

Zunächst ermittelt wird die Gewichtskraft G_m , die in der Breite $b_m = 0,94 \text{ m}$ den Rohrscheitel belastet:

$$\text{Gewichtskraft } G_s = a \cdot A_m \cdot \rho_{ig} \cdot g = 1,0 \cdot 2,94 \cdot 2,120 \cdot 9,807 = 61,2 \text{ kN}$$

Aus der Kraft G_s lässt sich die Kraft F_V errechnen, die beidseitig anzusetzen ist.

$$\text{Kraft } F_V = 0,5 \cdot G_s / \sin \beta_i = 0,5 \cdot 61,2 / 0,90 = 34,0 \text{ kN}$$

Darüber hinaus wirkt beidseitig und vertikal die Gewichtskraft G_k auf die Rohrkämpfer.

$$\text{Gewichtskraft } G_k = a \cdot (A_{oo}' + A_v') \cdot \rho_{ig} = (1,25 + 0,77) \cdot 2,120 \cdot 9,807 = 42,0 \text{ kN}$$

Ergebnis:

Für das in der Sohlentiefe $h_s = 5,00 \text{ m}$ zu verlegende Rohr DN 1800 Sb ist ein verbauter Graben mit der Höhe $h_g = 5,43 \text{ m}$ und der Breite $b_g = 3,40 \text{ m}$ vorzuhalten. Belastet wird das Rohr beidseitig durch die Kraft $F_V = 34,0 \text{ kN}$, die im Scheitelbereich unter dem Winkel $\beta_i = 64,1^\circ$ anzusetzen ist. Ferner wird das Rohr durch die Kraft $G_k = 42,0 \text{ kN}$ belastet, die beidseitig vertikal auf den Rohrkämpfer zu setzen ist.

Der Kraftableitung unter dem Rohr wird nicht nachgegangen, weil das Gewicht des durch das Rohr verdrängten Bodens mit Dichte $\rho_{ig} = 2,120 \text{ t/m}^3$ größer ist als das Rohreigengewicht plus Gewicht der Wasserfüllung.

Aus dem anstehenden Boden wurde die Kraft $L_h = 115,7 \text{ kN}$ errechnet, die in der Höhe $h_g / 2 = 2,72$ gegen die Verbauplatten angreift.

3.10 Berechnungsbeispiel – Rohrleitung DN 1800 Sb mit Verkehrslast

Für die Aufgabe werden die Abmessungen des Kanalgrabens, die Rohrdimension und die Eigenschaften der Bodenarten aus dem Beispiel [Abs. 3.8](#) übernommen.

Grabentiefe $h_g = 5,43 \text{ m}$, Grabenbreite $b_g = 3,40 \text{ m}$ und Rohraußenradius $r_a = 1,08 \text{ m} \rightarrow d_a = 2,16 \text{ m}$.

Wegen der aufzubringenden Verkehrslast SLW 60 soll das Rohr in Beton gebettet werden. Als Ersatzflächenlast ist $E = 3,33 \text{ t/m}^2$ ($33,3 \text{ kN}$) anzusetzen.

Berechnet werden:

1. Ermittlung der Auflasthöhe he und des Winkels $\beta e'$ (Abb. 59)

Die Berechnung der Höhe he erfolgt über die Trockendichte $ptg = 2,060 \text{ t/m}^3$ der ‚steinigen Erde‘. Diese Dichte wird gewählt, weil das Wasser der Feuchtdichte unter Druck ausweicht und damit zum Lastabtrag nicht herangezogen werden kann.

$$\text{Auflasthöhe } he = E / ptg = 3,33 / 2,060 = 1,62 \text{ m}$$

Durch die meist starre Verbindung von Rohr und Bettung wird davon ausgegangen, dass die Verkehrslast nur horizontal im Bereich der Höhe $hd = 3,02 \text{ m}$ abgetragen werden kann, siehe Abs. 2.12 Abb. 37. Damit steht für den Kraftabbau der flachere Neigungswinkel $\beta e'$ zu Verfügung. Wie an anderer Stelle ausgeführt, verändert die Auflast die Bodendichte nicht.

Der Winkel βe errechnet sich über den Tangens $\beta e = \tan \beta i \cdot hd / (hd + he)$.

$$\text{Folglich Winkel } \beta e \rightarrow \tan \beta e = 2,063 \cdot 3,02 / (3,02 + 1,62) = 1,343 \rightarrow \beta e = 53,3^\circ$$

Unter diesem Winkel sind die Maße rs , fs und fr zu ermitteln und die Kraft FV gegen das Rohr anzusetzen.

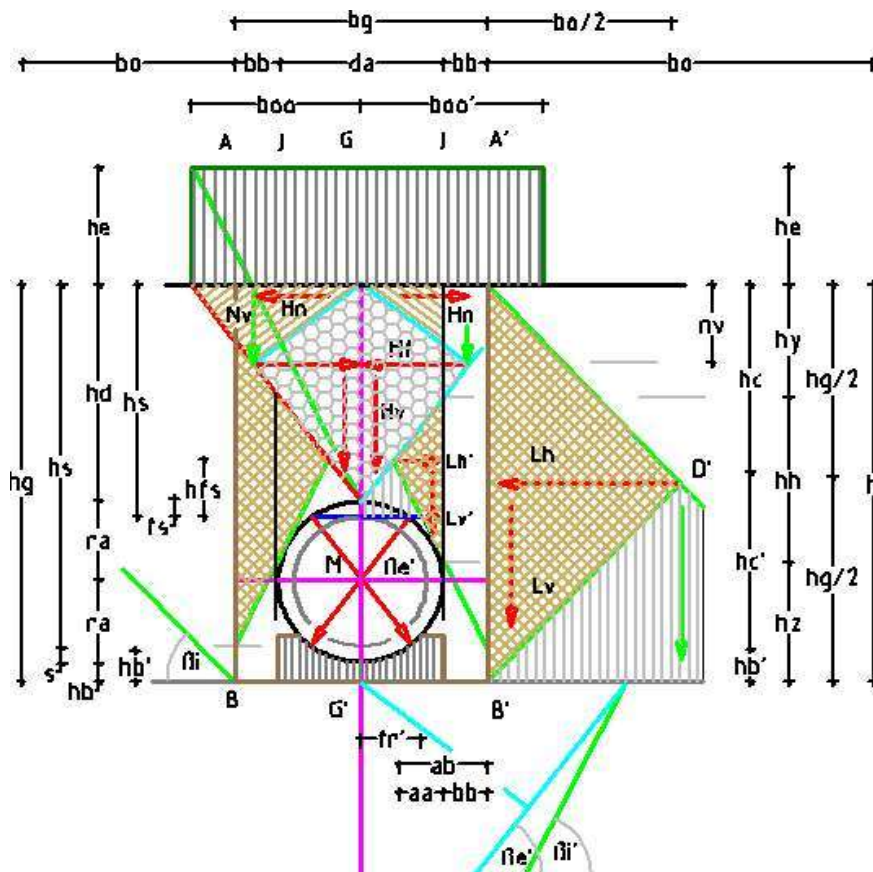


Abb. 59 zeigt das in Beton eingelagerte Kanalrohr und seine Kraftflächen.

2. Ermittlung der Kraftflächen, welche das Rohr belasten

Winkel $\beta e = 53,3^\circ$ ($\tan 1,343$)

$$\text{Höhe } rs = ra \cdot \sin \beta e = 1,08 \cdot 0,802 = 0,87 \text{ m}$$

$$\text{Höhe } fs = ra - rs = 1,08 - 0,87 = 0,21 \text{ m}$$

$$\text{Breite } fr = ra \cdot \cos \beta i = 1,08 \cdot 0,598 = 0,65 \text{ m}$$

Höhe $hd = hoo = 3,02$ m

Breite $boo = hd / \tan \beta_e = 3,02 / 1,343 = 2,25$ m

Höhe $nv = hoo \cdot \cos^2 \beta_e = 3,02 \cdot 0,357 = 1,08$ m

Höhe $hv = hoo \cdot \sin^2 \beta_e = 3,02 \cdot 0,643 = 1,94$ m

Breite $hf = hoo \cdot \sin \beta_e \cdot \cos \beta_i = 3,02 \cdot 0,802 \cdot 0,600 = 1,45$ m

Fläche Aoo' entspricht der Fläche der Hangabtriebskraft, folglich:

Fläche $Aoo' = hoo \cdot hf / 2 = 3,02 \cdot 1,45 / 2 = 2,19$ m²

Berechnung der Fläche Av'

Höhe $hh = ra + ra \cdot \tan \beta_e = 1,08 + 1,08 \cdot 1,343 = 2,53$ m

Breite $bb' = hh / (\tan \beta_e + \tan \beta_i) = 2,53 / (1,343 + 2,063) = 0,74$ m

Höhe $hho = bb' \cdot \tan \beta_e = 0,74 \cdot 1,343 = 0,99$ m

Höhe $hhu = bb' \cdot \tan \beta_i = 0,74 \cdot 2,063 = 1,53$ m

Höhe $hfs = hhu - rs = 1,53 - 0,87 = 0,66$ m (Abb. 57)

Breite $fr' = ra - rs / \tan \beta_i = 1,08 - 0,87 / 2,063 = 0,66$ m

Fläche $Av' = hh \cdot bb' / 2 = 2,53 \cdot 0,74 / 2 = 0,94$ m²

Fläche Am' über dem Rohr:

Fläche $Am' = 2 \cdot (hfs + fs) \cdot fr' / 2 = (0,66 + 0,21) \cdot 0,66 = 0,72$ m²

3. Ermittlung der Rohrbelastungen

Zunächst ermittelt wird die Gewichtskraft G_s , die in der Breite $2 fr' = 1,32$ m den Rohrscheitel belastet:

Gewichtskraft $G_s = a \cdot (Aoo' + Am' + Aoo') \cdot \rho_{ig} \cdot g = 1,0 \cdot 2,94 \cdot 2,120 \cdot 9,807 = 61,2$ Gewichtskraft $G_s = 1,0 \cdot (2,19 + 0,72 + 2,19) \cdot 2,120 \cdot 9,807 = 106,0$ kN

Aus der Kraft G_s lässt sich die Kraft FV errechnen, die beidseitig anzusetzen ist.

Kraft $FV = 0,5 \cdot G_s / \sin \beta_e = 0,5 \cdot 106,0 / 0,802 = 66,1$ kN

Beidseitig und vertikal belastet die Gewichtskraft G_k die Rohrkämpfer.

Gewichtskraft $G_k = a \cdot Av' \cdot \rho_{ig} \cdot g = 1,0 \cdot 0,94 \cdot 2,120 \cdot 9,807 = 19,5$ kN

Ergebnis:

Für das in der Sohltiefe $hs = 5,00$ m zu verlegende Rohr DN 1800 Sb ist ein verbauter Graben mit der Höhe $hg = 5,43$ m und der Breite $bg = 3,40$ m vorzuhalten. Belastet wird das Rohr beidseitig durch die Kraft $FV = 66,1$ kN, die im Scheitelbereich unter dem Winkel $\beta_e = 53,3^\circ$ anzusetzen ist. Ferner werden die Rohrkämpfer vertikal belastet jeweils durch die Kraft $G_k = 10,5$ kN.

Der Kraftableitung unter dem Rohr wird nicht nachgegangen, weil das Gewicht des durch das Rohr verdrängten Bodens mit Dichte $\rho_{ig} = 2,120$ t/m³ größer ist als das Rohreigengewicht plus Gewicht der Wasserfüllung.

Aus dem anstehenden Boden wurde die Kraft $Lh = 115,7$ kN errechnet, die in der Höhe $hg / 2 = 2,72$ gegen die Verbauplatten angreift.

3.11 Hangrutsch infolge veränderter Bodeneigenschaften

Ein Hang kann in Bewegung geraten, wenn seine Bodeneigenschaften sich durch eine kräftige Wasseraufnahme oder externe Auflasten verändern. Für das nachstehende Beispiel wird eine Dammböschung mit der Höhe $h = 5,00$ m und der Breite $bu = 7,50$ m (Steigungsverhältnis 1 : 1,5) gewählt. Der Dammboden soll bei einer Wassermenge $V_w = 65$ l/m³ die Feuchtdichte $p_{ig} = 1,765$ t/m³ aufweisen. Regen soll den feuchten Boden in einen ‚nassen‘ Roden umgewandelt und ins Rutschen gebracht haben. Als ‚nass‘ wird ein Boden bezeichnet, dessen Poren sich vollständig mit Wasser angereichert haben.

Eigenschaften des feuchten Bodens:

$$\text{Trockendichte } p_{tg} = p_{ig} - V_w \cdot p_{wg} / V_{p90}$$

$$p_{tg} = 1,765 - 0,065 \cdot 1,0 / 1,0 = 1,700 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Feststoffvolumen } V_{ft} = p_{tg} \cdot V_{p90} / p_{tg90} = 1,700 \cdot 1,0 / 3,0 = 0,567 \text{ m}^3$$

$$\text{Porenvolumen } V_{lt} = V_{p90} - V_{ft} = 1,000 - 0,567 = 0,433 \text{ m}^3$$

Neigungswinkel β_t des trockenen Bodens:

$$\tan \beta_t = V_f / V_l = 0,567 / 0,433 = 1,309 \rightarrow \text{Winkel } \beta_t = 52,6^\circ$$

Neigungswinkel β_i des feuchten Bodens:

$$\tan \beta_i = V_f / (V_l + V_w \cdot p_{wg} / p_{tg90})$$

$$\tan \beta_i = 0,567 / (0,433 + 0,065 \cdot 1,0 / 3,0) = 1,247 \rightarrow \text{Winkel } \beta_i = 51,3^\circ$$

Scherwinkel s_i des feuchten Bodens:

$$\tan s_i = (\tan \beta_i) / 2 = 1,245 / 2 = 0,624 \rightarrow \text{Winkel } s_i = 31,9^\circ$$

In der Böschung stellt sich die Scherebene des feuchten Bodens (E-L) ein. Damit wird bei der Berechnungstiefe $a = 1,00$ m das Volumen $V_e = A_e \cdot a$ auf der Scherebene zur Auflast (E-C-L). Gleichzeitig verändert die Wasseraufnahme die Eigenschaften des feuchten Bodens, so dass sich Scherwinkel von s_i nach s_e wandelt.

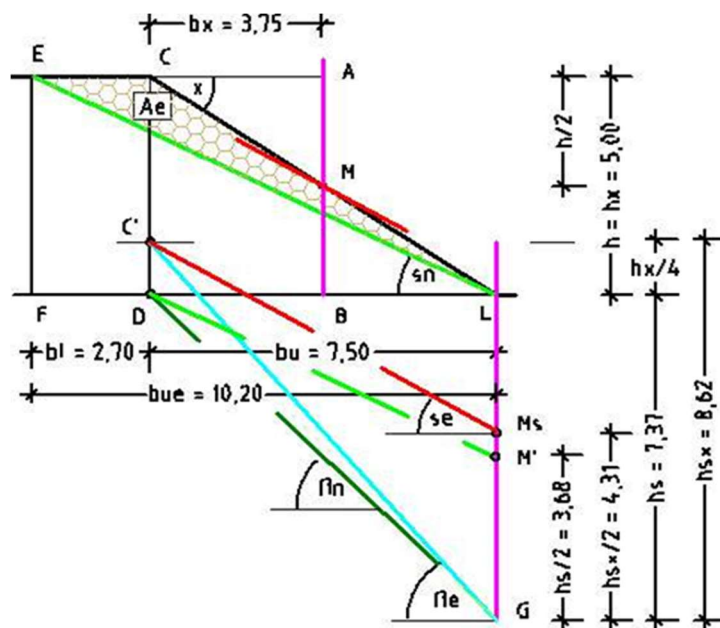


Abb.60 zeigt die Böschungsebene (C-L), die Scherebene des feuchten Bodens (C'-Ms) und die Scherebene des nassen Bodens (D-Ms).

Eigenschaften des nassen Bodens:

$$\text{Nassdichte } \rho_{ng} = \rho_{tg} + (V_{lt} \cdot \rho_{wg} / V_{p90}) =$$

$$\text{Nassdichte } \rho_{ng} = 1,700 + (0,433 \cdot 1,00 / 1,00) = 2,133 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Neigungswinkel } \beta_n = V_f / (V_l + V_l \cdot \rho_{wg} / \rho_{tg90})$$

$$\tan \beta_n = 0,567 / (0,433 + 0,433 \cdot 1,0 / 3,0) = 0,982 \rightarrow \text{Winkel } \beta_n = 44,5^\circ$$

Scherwinkel s_n des nassen Bodens

$$\tan s_n = (\tan \beta_n) / 2 = 0,982 / 2 = 0,491 \rightarrow \text{Winkel } s_n = 26,2^\circ$$

Berechnung des Scherwinkels unter Auflast

Wie im **Abb. 60** dargestellt, ist die Auflasthöhe $hx/4 = 5,00 / 4 = 1,25 \text{ m}$ oberhalb des Punktes D anzutragen, wodurch der Punkt C' entsteht. Am Punkt D ist die Neigungsebene des nassen Bodens unter dem Winkel $\beta_e = 44,5^\circ$ anzusetzen und zur Bezugsachse zum Punkt G zu führen. Hierdurch errechnet sich die Höhe $hs = bu \cdot \tan \beta_e = 7,50 \cdot 0,982 = 7,37 \text{ m}$. Vom Punkt C' bis zum Punkt G stellen sich die Neigungsebene des nassen Bodens unter Auflast' mit der Höhe $hs^* = hs + hx/4 = 7,37 + 1,25 = 8,62 \text{ m}$ und der Neigungswinkel β_e ein. Die Winkel β_e und s_e lassen sich ermitteln über $\tan \beta_e = hs^* / bu = 8,62 / 7,50 = 1,149$ (Winkel $\beta_e = 49,0^\circ$) und $\tan s_e = \tan \beta_e / 2 = 1,149 / 2 = 0,575$ (Winkel $s_e = 29,9^\circ$).

Berechnung der abgleitenden Erdmasse aus dem Hang

Es kann davon ausgegangen werden, dass sich der Boden beim Abgleiten nicht auflockert. Folglich schneidet die 'Scherbene unter Auflast' unter dem Winkel $s_e = 29,9^\circ$ am Punkt M die Böschungslinie. Über die Breite $b_{ll} = b_{rr}$ sowie die Höhe $h/2 = 5,00 / 2 = 2,50 \text{ m}$ lassen sich dann die Abtrags- und Auftragsfläche $A_l = A_r$ errechnen:

$$\text{Breite } b_{ll} = b_{rr} = h / 2 (\tan s_e) - b_r = (2,5 / 0,575) - 3,75 = 0,60 \text{ m}$$

$$\text{Fläche } A_l = A_r = b_{rr} \cdot h / 4 = 0,60 \cdot 5,00 / 4 = 0,75 \text{ m}^2$$

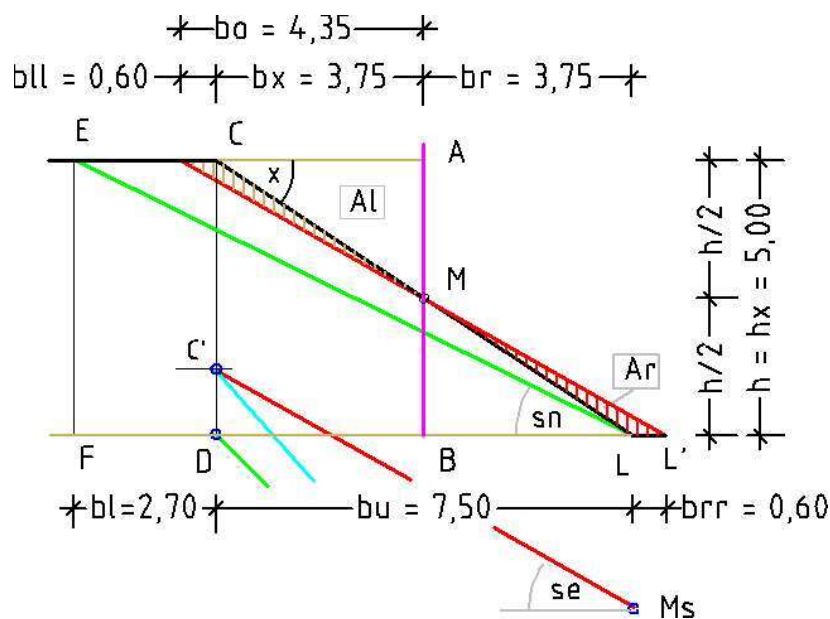


Abb. 61 zeigt die Böschungsebene (C-L), die Scherebene des feuchten Bodens (E-L) und die Scherebene des nassen Bodens (C'-H').

Ergebnis:

Die angenommene Wasseraufnahme des Dammbodens bewirkt einen Böschungsrutsch, durch den sich die 'Scherebene unter Auflast' mit dem Scherwinkel $se = 29,9^\circ$ einstellt. Zudem wird nasser Boden aus der Fläche A_l in die Fläche $A_r = 0,75 \text{ m}^2$ pro 1,00 m Dammlänge auf der Scherebene des nassen Bodens abgleiten. Diese und andere Berechnungen in der ‚Studie Erddruck‘ und im Buch zeigen, dass sich Hang- oder Bergrutsche in Voraus errechnen lassen.

3.12 Hangrutsch infolge einer Abgrabung am Böschungsfuß

Dieser Beitrag stützt sich auf die **Abb. 62** (Foto) der Uni Dresden und ein Gutachten, welches die gezeigte Bodenbewegung in der Dammböschung als Folge einer ‚unzureichenden Bodenverdichtung‘ ausweist. Mit nachstehender Berechnung wird gezeigt, dass der Gutachter eher seinem Bauchgefühl als den realen Fakten gefolgt sein muss.

Da mir die Eigenschaften des Dammbodens unbekannt sind, nutze ich meine Erfahrungen aus dem Erd- und Straßenbau und den erkennbaren Fakten, die das Foto offenbart.



Abb. 62 zeigt den Hangrutsch im Damm durch Fehlstellen am Dammfuß.

Für die Berechnung werden folgende Annahmen getroffen:

Dammhöhe $h = hx = 5,00 \text{ m}$, Böschungsbreite $bu = 7,50 \text{ m}$ und Böschungsneigung $1 : 1,5$. Aus einer Bildvergrößerung wurden die Höhe $hf = 1,40 \text{ m}$ sowie die Breiten $bff = 2,00 \text{ m}$, $bf = 1,50 \text{ m}$ und $bs = 0,50 \text{ m}$ der Fehlfläche A_f gemessen. Dem Boden werden die gleichen Eigenschaften zugeordnet, wie im **Abs. 3.11** für einen feuchten Boden ermittelt: $\beta_i = 51,3^\circ$ ($\tan \beta_i = 1,247$) und $si = 31,9^\circ$ ($\tan si = 0,624$).

Um dem Bodenverhalten infolge der Fehlstelle am Böschungsfuß nachgehen zu können, wird zunächst der Erdblock (C-A-B-D) der Bodenart über die Höhe $hx = 5,00 \text{ m}$ und die Winkel β_i und si erstellt. Aus diesem Erdblock lässt man den Boden über die Scherebene des feuchten Bodens abgleiten. Dieser Vorgang wird als Kraftkeil (D-H-G) dargestellt, wobei die Keiffläche (C-A-M) als Auflast auf der Scherebene (D-H) gesehen wird, siehe **Abb. 63**. Setzt man die Auflast mit $hx / 4$ oberhalb des Punktes D an, so zeigen sich die ‚Neigungsebene unter Auflast‘ (C-G) und die ‚Scherebene unter Auflast‘ (C-H‘).

Über die Dammbreite $bu = 7,50$ m und den Neigungswinkel β_i lassen sich errechnen die Höhe $hs = bu \cdot \tan \beta_i = 7,50 \cdot 1,247 = 9,35$ m und die Höhe $hs^* = hs + hx / 4 = 9,35 + 1,25 = 10,60$ m. Die ‚Winkel unter Auflast‘ β_e und se sind ermittelbar:

$$\text{Winkel } \beta_e \rightarrow \tan \beta_e = hs^* / bu = 10,60 / 7,50 = 1,413 \rightarrow \beta_e = 54,7^\circ$$

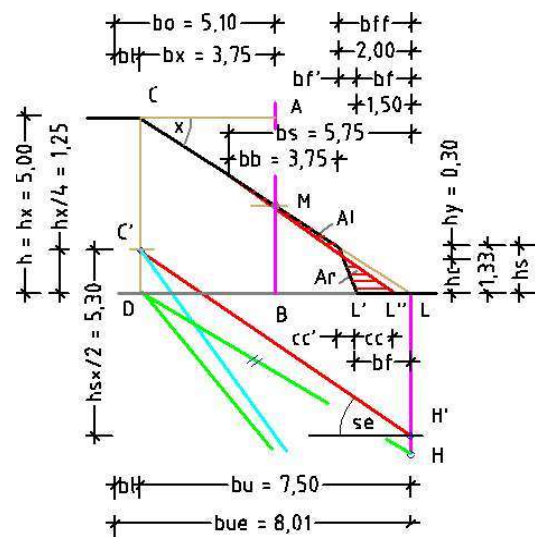
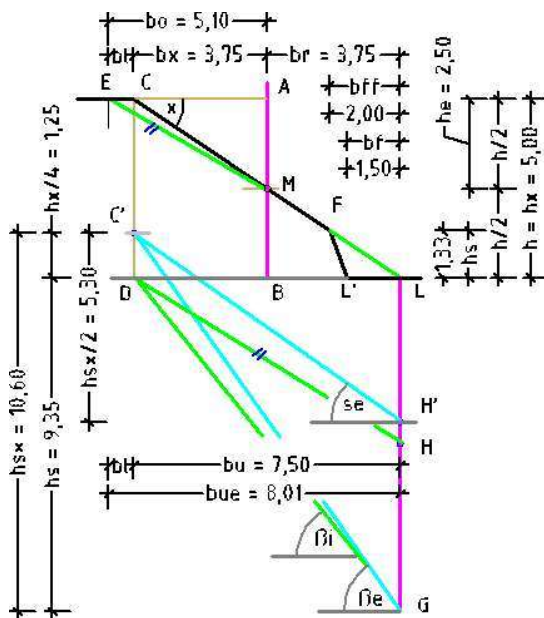
$$\text{Winkel } se \rightarrow \tan se = \tan \beta_e / 2 = 1,413 / 2 = 0,707 \rightarrow se = 35,2^\circ$$

Zur Bestimmung der Fehlmenge am Böschungsfuß sind die Winkel β_c des Geländeanstiegs L'–F sowie der Scherwinkel sx nach dem Hangrutsch zu berechnen, **Abb. 63**:

$$\text{Winkel } \beta_c \rightarrow \tan \beta_c = hf / (bff - bf) = 1,40 / (2,00 - 1,50) = 2,800 \rightarrow$$

$$\text{Winkel } \beta_c = 70,3^\circ$$

$$\text{Scherwinkel } sx \rightarrow \tan sx = h / bu = 5,00 / 7,50 = 0,667 \rightarrow \text{Winkel } sx = 33,7^\circ.$$



63

64

Abb. 63 zeigt die Vorgaben für die Winkelberechnungen.

Abb. 64 zeigt die Vorgaben für die Berechnung der Massen von Abtrag und Auftrag.

Berechnung der Bodenbewegung im Hang

Unter dem ermittelten Scherwinkel $se = 35,2^\circ$ ($\tan se = 0,707$) hat sich der Boden im Hang in Bewegung gesetzt, um die Fehlstelle am Dammfuß aufzufüllen und den Damm zu stabilisieren. Berechnet werden nachstehend die Breite bb der Abrissstelle im Hang und die Flächen des Auf- und Abtrags Ar und Al .

$$\text{Breite } bb = hy / 2 (\tan se - \tan sx) = hy / 2 (0,707 - 0,667) = 12,5 hy$$

$$\text{Fläche } Al = 12,5 hy^2 / 2 = 6,25 hy^2$$

$$\text{Fläche } Ar = hc^2 / (2 \tan se) - hc^2 / (2 \tan \beta_c)$$

$$\text{Fläche } Ar = hc^2 / (2 \cdot 0,707) - hc^2 / (2 \cdot 2,800)$$

$$\text{Fläche } Ar = 0,707 hc^2 - 0,179 hc^2 = 0,528 hc^2$$

$$\text{Höhe } hc = hs - hy = 1,33 - hy$$

Höhe hy über die Fläche $Ar = Ar$

$$6,25 hy^2 = 0,528 hc^2 = 0,528 \cdot (1,33 - hy)^2$$

$$2,5 hy = 0,727 \cdot (1,33 - hy)^2$$

$$2,5 hy - 0,967 + 0,727 hy = 0$$

$$hy = 0,967 / 3,23 = 0,30 \text{ m}$$

$$\text{Höhe } hc = hs - hy = 1,33 - 0,30 = 1,03 \text{ m}$$

$$\text{Breite } cc = hc / \tan se - hc / \tan \beta c$$

$$\text{Breite } cc = 1,03 / 0,707 - 1,03 / 2,800 = 1,09 \text{ m}$$

$$\text{Fläche } Al = hy \cdot bb / 2 = hy \cdot 12,5 hy / 2 =$$

$$\text{Fläche } Al = 0,30^2 \cdot 12,5 / 2 = 0,56 \text{ m}^2$$

$$\text{Fläche } Ar = hc \cdot cc / 2 = 1,03 \cdot 1,09 / 2 = 0,56 \text{ m}^2$$

Breite bb über:

$$hy / 2 (\tan se - \tan sx) = 12,5 hy$$

$$bb = 12,5 hy = 12,5 \cdot 0,30 = 3,75 \text{ m}$$

$$\text{Breite } bs = bb + bff = 3,75 + 2,00 = 5,75 \text{ m}$$

$$\text{Breite } bue = h / \tan si = 5,00 / 0,624 = 8,01 \text{ m}$$

$$\text{Breite } bl = bue - bu = 8,01 - 7,50 = 0,51 \text{ m}$$

Ergebnis:

Durch die berechnete Abrissbreite $bs = 5,75 \text{ m}$, die mit jener im Foto, [Abb. 62](#) übereinstimmt, kann belegt werden, dass der Hang infolge der Fehlstelle am Dammfuß in Bewegung geraten ist. Damit wäre das Gutachten der Uni Dresden infrage zu stellen, dass eine ‚unzureichende Bodenverdichtung‘ des Dammes als Auslöser der Bodenbewegung in der Böschung sieht.

3.13 ‚Übung Erddruck‘ der TUM – Teil 1: Bodeneigenschaften

Das Zentrum Geotechnik der Technischen Universität München TUM veröffentlicht die ‚Übung Erddruck‘ als Schrift L. Sie zeigt ein Beispiel zum Spannungsverhalten von Böden unter Wasser. Die Aufgabenstellung und die Eigenschaften der hierzu gewählten Bodenarten, Sand und Ton werden im Bild L-4 beschrieben. Für die Böden in Ruhe, die teils unter Wasser anstehen, sind die Erdspannungen σ'_{zz} und σ'_{xx} sowie die totalen Spannungen auf Seite 4 dargestellt.

Für den Nachvollzug der Aufgabe wurden die Aufgabenstellung, die Spannungsermittlung und die grafische Darstellung der horizontalen Spannung im Bild L-4 kopiert und nachstehend gekürzt zusammengefasst.

Beispiel:

Für den in Bild L-4 dargestellten Baugrund soll die Verteilung des Erdruhedrucks und der gesamten horizontalen Spannungen bis auf Kote - 7,0 m ermittelt werden.

Zur Ermittlung des Erdruhedrucks muss zunächst die Verteilung der effektiven Vertikalspannungen berechnet werden. Unter Verwendung des Erdruhedruckbeiwerts lassen sich daraus die effektiven Horizontalspannungen bestimmen.

Zur Vollständigkeit wird im Folgenden auch der Verlauf der Porenwasserdrücke und der totalen Spannungen dargestellt. Im Zusammenhang mit der Ermittlung des Erddrucks ist es sinnvoll, effektive Spannungen und Porenwasserdrücke getrennt zu behandeln.

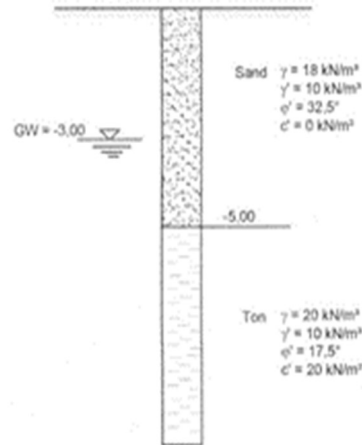


Bild L-4: Baugrundaufbau für alle Beispiele zum Erddruck

Kote	Schicht	γ / γ' [kN/m ³]	σ'_{zz} [kN/m ²]	ϕ' [°]	K_0 [-]	$\sigma'_{xx} = e_0$ [kN/m ²]
0,0			0			0
-3,0	Sand	18,0	$3 \cdot 18 = 54$	32,5	0,463	25,0
-5,0		10,0	$54 + 2 \cdot 10 = 74$			34,3
-5,0	Ton		74	17,5	0,699	51,8
-7,0		10	$74 + 2 \cdot 10 = 94$			65,8

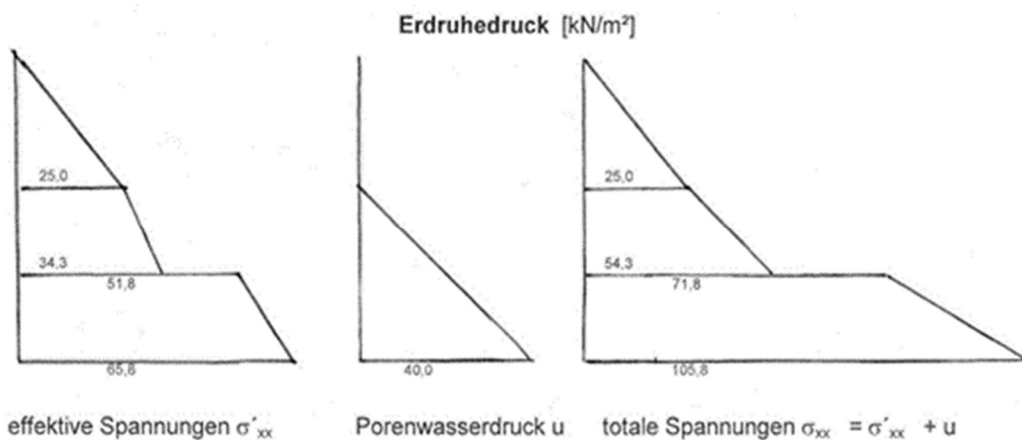


Bild L-4: Baugrundaufbau und Spannungsermittlung des Geozentrums der TUM

Die ‚Übung Erddruck‘ wird zum Anlass genommen die Unterschiede zwischen Spannungsbe-
rechnung nach derzeitiger Lehre und Kraftermittlung nach neuer Lehre aufzuzeigen. Zunächst
fällt auf, dass in der vorliegenden Aufgabenstellung die Angabe fehlt, für welchen Anwen-
dungszweck die Spannungen ermittelt worden sind. Bei Stützwänden trägt das anstehende
Wasser zur Spannungserhöhung bei, während beim Abtrag vom Pfahlaufasten das Wasser
unter Druck ausweicht und somit zum Lastabtrag nicht herangezogen werden kann.

Im Baugrundaufbau werden Böden ober- und unterhalb des Grundwasserspiegels gezeigt, de-
ren Eigenschaften sehr durch das Wasser bestimmt werden. Hier aber fehlen Angaben über
das jeweils von der Bodenart aufgenommene Wasser. Um einen gemeinsamen Nenner bei
den Bodeneigenschaften zu finden, werden zunächst nach neuer Art die Dichten und Nei-
gungswinkel von Sand und Ton berechnet.

Eigenschaften des Sandes

Vorgegeben für den Sand sind die Dichte $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ und der Winkel $\varphi' = 32,5^\circ$. Es wird über
die Dichte und den Winkel geprüft, ob der Sand sich im trockenen, feuchten oder nassen Zu-
stand befindet.

a) Trockener Sand

Dichte $\rho_{tg} = \gamma / g = 18 / 9,807 = 1,835 \text{ t/m}^3 \rightarrow (\gamma = 18,0 \text{ kN/m}^3)$

Feststoffvolumen $V_f = V_p \cdot \rho_{tg} / \rho_{tg90} = 1,00 \cdot 1,835 / 3,00 = 0,612 \text{ m}^3$

Porenvolumen $V_l = V_p - V_f = 1,000 - 0,612 = 0,388 \text{ m}^3$

Neigungswinkel $\beta_t = \rightarrow \tan \beta_t = V_f / V_l = 0,612 / 0,388 = 1,577 \rightarrow \beta = 57,6^\circ \rightarrow$

Winkel $\alpha = \varphi = 90,0^\circ - 57,6^\circ = 32,4^\circ$

Die Berechnung offenbart, dass die Lehre in ihrer Spannungsermittlung ober- und unterhalb
des Grundwasserspiegels die Dichte $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ einsetzt, obwohl Wasser den Winkel $\alpha =$
 $32,5^\circ$ (φ' , φ) verändert. Damit fehlt der Hinweis, warum die sonst bei der derzeitigen Lehre
notwendige Mobilisierung des Bodens, angezeigt durch den Winkel φ' , beim Sand überflüssig
sein soll.

b) feuchter Sand

Beobachtungen zeigen, dass Böden im Nahbereich des anstehenden Grundwassers als feucht
oder nass zu bewerten sind. Für die Vergleichsberechnung wird oberhalb des Grundwasser-
spiegels ein feuchter Sand angenommen, dessen Poren sich zu 60 % mit Wasser gefüllt haben.

Feuchtdichte $\rho_{ig} = (V_f \cdot 3,0 + 0,6 \cdot V_l \cdot \rho_{wg}) / V_p = 0,612 \cdot 3,0 + 0,6 \cdot 0,388 \cdot 1,0 =$
 $\rho_{ig} = 2,068 \text{ t/m}^3$

Winkel $\beta_i \rightarrow \tan \beta_i = V_f / (V_l + V_{li} \cdot \rho_{wg} / \rho_{tg90}) = 0,612 / (0,388 + 0,233 \cdot 1,0 / 3,0) = 1,314,$
damit Neigungswinkel $\beta_i = 52,7^\circ$.

c) nasser Sand

Ein nasser Sand oberhalb des Grundwasserspiegels würde entstehen, wenn Wasser in alle
Poren des Sandes eindringen kann:

Volumen eines Erdwürfels $V_p = 1,00 \text{ m}^3$

Nassdichte $p_{ng} = p_{tg} + V_l \cdot p_{wg} / V_p = 1,835 + 0,388 \cdot 1,0 / 1,0 = 2,223 \text{ t/m}^3$

Winkel $\beta_n \rightarrow \tan \beta_n = V_f / (V_l + V_l \cdot p_{wg} / p_{tg_{90}}) = 0,612 / (0,388 + 0,388 \cdot 1,0 / 3,0) = 1,183$,
damit Neigungswinkel $\beta_n = 49,8^\circ$.

d) nasser Sand unter Wasser

Beim nassen Boden unter Wasser wird der Porenwasserdruck mit dem Volumen $V_{ln} = V_l \cdot p_{wg} / p_{tg_{90}} = V_l / 3$ durch den konträr wirkenden hydrostatischen Wasserdruck überlagert. Ihm wird das Volumen $V_{nw} = V_l / 2$ zugeordnet. Infolge des Auftriebs wird das Volumen der Feststoffe V_f aufgeteilt in das Volumen V_{fa} mit der Dichte des Wassers und in das Volumen V_{fw} mit der Dichte des Felsgesteins.

Folglich:

Volumen $V_{fa} = 1 \cdot V_f \cdot p_{wg} / p_{tg_{98}} = 1 \cdot 0,612 \cdot 1,0 / 3,00 = 0,204 \text{ m}^3$

Volumen $V_{fw} = 2 \cdot V_f \cdot p_{wg} / p_{tg_{98}} = 2 \cdot 0,612 \cdot 1,0 / 3,00 = 0,408 \text{ m}^3$

Neigungswinkel $\beta_{nw} \rightarrow \tan \beta_{nw} = V_{fw} / (V_l + V_l / 3 - V_l / 2) = 0,408 / 0,323 = 1,263$, damit
Neigungswinkel $\beta_{nw} = 51,6^\circ$.

Dichte $p_{nwg} = [0,408 \cdot 3,0 + (0,388 - 0,388 / 6) \cdot 1,0] / 1,0 = 1,547 \text{ t/m}^3$,
bzw. $\gamma = 15,17 \text{ kN/m}^3$.

Eigenschaften des Tons

Die Lehre gibt für den Ton die Nassdichte $\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$ und die Trockendichte $\gamma = 10,0 \text{ kN/m}^3$ vor und zeigte den Winkel $\varphi' = 17,5^\circ$ an. Folgt man den Dichtenangaben, so muss der nasse Ton 10 kN Wasser aufgenommen haben. Damit nehmen Feststoff- und Porenvolumen je $0,5 \text{ m}^3$ des Erdwürfels mit dem Volumen $V_p = 1,00 \text{ m}^3$ ein.

a) nasser Ton

Nassdichte $p_{ng} = \gamma / g = 20,0 / 9,807 = 2,040 \text{ t/m}^3$

Feststoffvolumen V_f lässt sich errechnen über die Nassdichte:

$p_{ng} = (p_{tg_{90}} \cdot V_f + V_l \cdot p_{wg}) / V_p = (3,0 \cdot V_f + V_l \cdot 1,00) / 1,00 = 2,040 \text{ t/m}^3$,

bzw. Nassdichte $\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$

Feststoffvolumen $V_f = (p_{ng} - V_l) / 3 = (2,040 - 0,500) / 3 = 0,513 \text{ m}^3$

Porenvolumen $V_l = V_p - V_f = 1,000 - 0,513 = 0,487 \text{ m}^3$

Winkel $\beta_n \rightarrow \tan \beta_n = V_f / (V_l + V_l \cdot p_{wg} / p_{tg_{90}}) = 0,513 / (0,487 + 0,487 \cdot 1,0 / 3,0) = 0,790$,
damit Neigungswinkel $\beta_n = 38,3^\circ$.

b) nasser Ton unter Wasser

Volumen $V_{fa} = 1 \cdot V_f \cdot p_{wg} / p_{tg_{98}} = 1 \cdot 0,513 \cdot 1,0 / 3,00 = 0,171 \text{ m}^3$

Volumen $V_{fw} = 2 \cdot V_f \cdot p_{wg} / p_{tg_{98}} = 2 \cdot 0,513 \cdot 1,0 / 3,00 = 0,342 \text{ m}^3$

Neigungswinkel $\beta_{nw} \rightarrow \tan \beta_{nw} = V_{fw} / (V_l + V_l / 3 - V_l / 2) =$

Neigungswinkel $\beta_{nw} \rightarrow \tan \beta_{nw} = 0,342 / (0,487 + 0,487 / 6) = 0,602 \rightarrow$

Neigungswinkel $\beta_{nw} = 31,0^\circ$.

Nassdichte $p_{nwg} = [0,342 \cdot 3,0 + (0,487 - 0,487 / 6) \cdot 1,0] / 1,0 = 1,432 \text{ t/m}^3$,
bzw. $\gamma = 14,04 \text{ kN/m}^3$.

Ergebnis zu den Bodeneigenschaften

Für die Kraftermittlung nach neuer Sicht wurden folgende Dichten und Winkel errechnet:

a) Oberhalb des Wasserspiegels

Sanddichte $p_{ig} = 2,068 \text{ t/m}^3$ ($\gamma = 20,28 \text{ kN/m}^3$) und Winkel $\beta_i = 52,7^\circ$ ($\tan \beta_i = 1,314$).

b) Für den ‚nassen Sand unter Wasser‘:

Dichte $p_{nw} = 1,547 \text{ t/m}^3$ ($\gamma = 15,17 \text{ kN/m}^3$), Winkel $\beta_{nw} = 51,6^\circ$ ($\tan \beta_{nw} = 1,263$).

c) Für den ‚nassen Ton unter Wasser‘:

Dichte $p_{nw} = 1,432 \text{ t/m}^3$ ($\gamma = 14,04 \text{ kN/m}^3$), Winkel $\beta_{nw} = 31,0^\circ$ ($\tan \beta_{nw} = 0,602$).

Für den nassen Sand und den Ton unter Wasser werden die Volumina in den **Abb. 65** und **66** dargestellt.

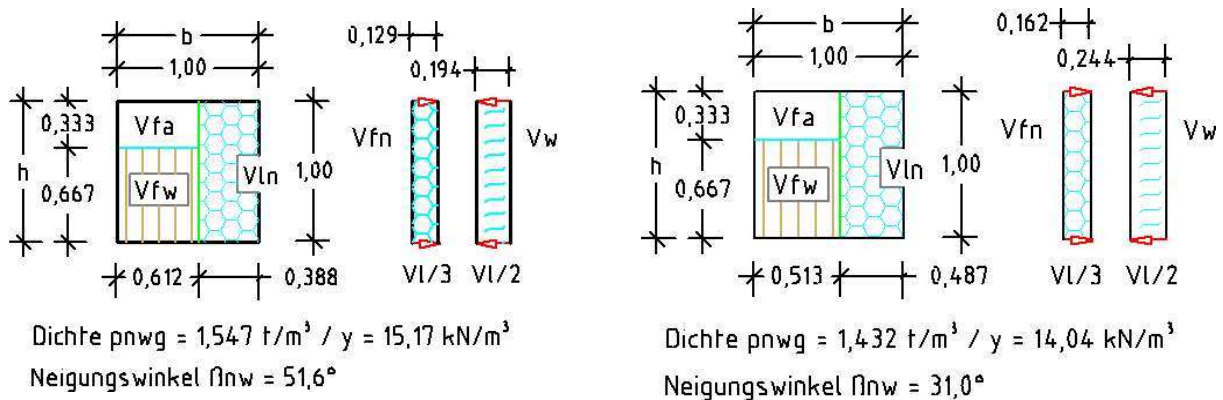


Abb. 65 zeigt das ‚Erdband‘ des nassen Sandes unter Wasser

Abb. 66 zeigt das ‚Erdband‘ des Tons unter Wasser

3.14 ‚Übung Erddruck‘ der TUM – Teil 2: Erddruck (Kote 0,00 bis –7,00 m)

Die Ergebnisse der Spannungsermittlung des Geozentrums der TUM sind im Bild L-4 dargestellt. Hier gilt es bei gleicher Aufgabenstellung, jedoch nach neuer Sicht, die Kräfte gegen eine lotrechte Wand zu ermitteln und diese der Spannungsermittlung der TUM gegenzuhalten. Zur Kraftermittlung werden die realen Bodendichten (Feststoffe plus Wasser) und Neigungswinkel herangezogen. Zunächst aufzubauen ist ein stehender Erdkeil mit der Höhe $h = 7,00 \text{ m}$. Die Keilbreiten sind über die Teilhöhen und den Neigungswinkel des dort anstehenden Bodens zu errechnen. Letztlich ist über die Summe aller Teilflächen ein fiktiver Erdkeil zu bilden, über den die Kraftermittlung geführt werden kann.

Breiten des Erdkeils:

$$\text{Kote } -7,00 \text{ m bis } -5,00 \text{ m} \rightarrow \beta_{nw} = 31,0^\circ \rightarrow \tan \beta_{nw} = 0,602$$

$$bo_1 = h_1 / \tan \beta_{nw} = 2,0 / 0,602 = 3,32 \text{ m}$$

$$\text{Kote } -5,00 \text{ m bis } -3,00 \text{ m} \rightarrow \beta_{nw} = 51,6^\circ \rightarrow \tan \beta_{nw} = 1,263$$

$$bo_2 = bo_1 + h_2 / \tan \beta_{nw} = 3,32 + 2,0 / 1,263 = 3,32 + 1,58 = 4,90 \text{ m}$$

$$\text{Kote } -3,00 \text{ m bis } -0,00 \text{ m} \rightarrow \beta_i = 52,7^\circ \rightarrow \tan \beta_i = 1,314$$

$$bb = bo_3 = bo_2 + h_3 / \tan \beta_i = 4,90 + 3,0 / 1,314 = 4,90 + 2,28 = 7,18 \text{ m}$$

Flächen des Erdkeils:

$$A_{o1} = h_1 \cdot b_{o1} / 2 = 2,0 \cdot 3,32 / 2 = 3,32 \text{ m}^2$$

$$A_{o2} = h_2 \cdot (b_{o1} + b_{o2}) / 2 = 2,0 \cdot (3,32 + 4,90) / 2 = 8,22 \text{ m}^2$$

$$A_{o3} = h_3 \cdot (b_{o2} + b_{o3}) / 2 = 3,0 \cdot (4,90 + 7,18) / 2 = 18,12 \text{ m}^2$$

$$\sum A_o = A_{o1} + A_{o2} + A_{o3} = 3,32 + 8,22 + 18,12 = 29,66 \text{ m}^2$$

Fiktiver Erdkeil:

$$\text{Keilbreite } bb = 2 \cdot \sum A_o / h = 2 \cdot 29,66 / 7,0 = 8,47 \text{ m}$$

$$\text{Winkel } \beta_m = \rightarrow \tan \beta_m = \sum h / bb = 7,00 / 8,47 = 0,826 \rightarrow \beta_m = 39,6^\circ$$

Ermittlung der Gewichtskräfte bei Berechnungstiefe $a = 1,00 \text{ m}$

$$G_1 = A_{o1} \cdot ptwg^* \cdot g = 3,32 \cdot 1,432 \cdot 9,807 = 46,6 \text{ kN}$$

$$G_2 = A_{o2} \cdot ptwg' \cdot g = 8,22 \cdot 1,547 \cdot 9,807 = 124,7 \text{ kN}$$

$$G_3 = A_{o3} \cdot pig \cdot g = 18,12 \cdot 2,068 \cdot 9,807 = 367,5 \text{ kN}$$

$$\text{Gewichtskraft } GG = G_1 + G_2 + G_3 = 46,6 + 124,7 + 367,5 = 538,8 \text{ kN}$$

$$\text{Bodendichte } pmg = GG / \sum A_o = 538,8 / 29,66 = 18,166 \text{ kN/m}^3 \rightarrow 1,852 \text{ t/m}^3$$

Erddruckermittlung

mit Gewichtskraft $GG = 538,8 \text{ kN}$ und dem Neigungswinkel $\beta_m = 39,6^\circ$

$$\text{Kraftzahl } gm = GG / h = 538,8 / 7,00 = 76,97 \text{ kN/m}$$

$$\text{Normalkraft } FN = GG \cdot \cos 39,6^\circ = 538,8 \cdot 0,771 = 415,4 \text{ kN}$$

$$(\text{Kraftmeter } fn = FN / gm = 415,4 / 76,97 = 5,40 \text{ m})$$

$$\text{Hangabtriebskraft } FH = 538,8 \cdot \sin 39,6^\circ = 343,4 \text{ kN}$$

$$(\text{Kraftmeter } fh = FH / gm = 343,4 / 76,97 = 4,46 \text{ m})$$

$$\text{Erddruckkraft } Hf = 538,8 \cdot \sin 39,6^\circ \cdot \cos 39,6^\circ = 264,6 \text{ kN}$$

$$(\text{Kraftmeter } hf = Hf / gm = 264,6 / 76,97 = 3,44 \text{ m}) \quad (\text{Kraftmeter ,K-m'})$$

$$\text{Kraft } N_v - \text{vertikaler Anteil } FN = 538,8 \cdot \cos^2 39,6^\circ = 319,9 \text{ kN} \quad (\text{K-m } nv = 4,16 \text{ m})$$

$$\text{Kraft } H_v - \text{vertikaler Anteil } FH = 538,8 \cdot \sin^2 39,6^\circ = 219,9 \text{ kN} \quad (\text{K-m } hv = 2,84 \text{ m})$$

Die Erddruckkraft $Hf = 264,6 \text{ kN}$ greift in der Höhe $hv = 2,84 \text{ m}$ gegen die fiktive Wand an.

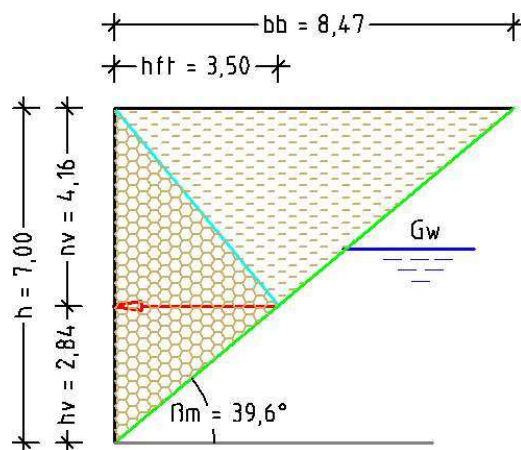
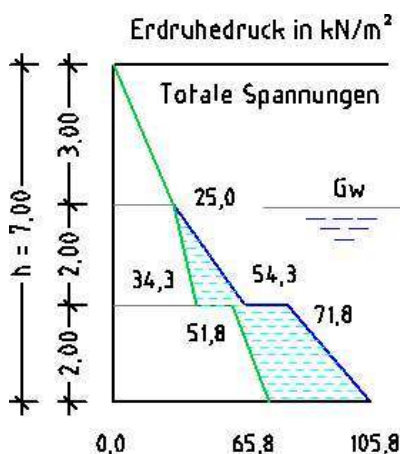


Abb. 67 zeigt nach Sicht der derzeitigen Lehre die Spannungen der Böden unter Wasser, wobei die Zahlenwerte den totalen Spannungen entsprechen sollen.

Abb. 68 zeigt nach neuer Sicht die Kraftmeter innerhalb des Erdkeils mit $h = 7,00 \text{ m}$, wobei die Erddruckkraft $Hf = 264,6 \text{ kN}$ in der Höhe $hv = 2,84 \text{ m}$ über der Basisebene gegen die Wand angreift.

Momentenvergleich

Das Moment Mb' der derzeitigen Lehre wird berechnet über die totalen Spannungen nach Bild L-4, wobei anzumerken ist, dass in den Basisebenen (Kote -3, -5 und -7) nachweislich keine horizontalen Spannungen auftreten:

$$\text{Moment } Mb' = 3,0 \cdot 25,0 \cdot (7,0 - 2,0) / 2 + (25,0 + 54,3) \cdot 3,0 + (71,8 + 105,8) \cdot 1,0$$

$$\text{Moment } Mb' = 187,5 + 237,9 + 177,6 = 603,0 \text{ kNm}$$

Bereits ermittelt Moment nach neuer Sicht

$$\text{Moment } Mb = Hf \cdot hv = 264,6 \cdot 2,84 = 751,5 \text{ kNm}$$

Ergebnis

Es kann zusammengefasst werden, dass zwischen den Momente $Mb = 751,5 \text{ kNm}$ und $Mb' = 603,0 \text{ kNm}$ eine Differenz $MB^* = 751,5 - 603,0 = 148,5 \text{ kNm}$ besteht, die bei einer Wand zur Unterbemessung von **rd. 24,0 %** führen würde.

Im Fall einer Umsetzung des Projektes **„Stützwand“** nach den Vorgaben der TUM würde sich infolge der eklatanten Unterbemessung der Wand ein Schadensfall einstellen. Wieder werden Geologe und Planer zum Schadensfall aussagen, wir sind in der Spannungsermittlung den Vorgaben der Lehre gefolgt. Die bauausführende Firma verweist auf ihre Fachkenntnisse und die Einhaltung der geltenden Normen. Danach streiten die Gutachter und Obergutachter. Letztlich berichten die Medien über die Inkompetenz der Bauschaffenden und über den Pfusch am Bau.

4 Zusammenfassung:

Die ‚Neue Erdrucklehre‘ stützt sich auf die Erkenntnisse, dass Böden in freier Natur aktive und inaktive Erdkörper ausbilden und sich die Eigenschaften aller Böden errechnen lassen. Für die Kraft- / Spannungsermittlung stehen zwei unterschiedliche Berechnungssysteme zur Verfügung, die sich an der Lage des Schwerpunktes in Erdkörper ausrichten. Es wurde erkannt, dass ‚stehende Erdkeile‘ mit dem Schwerpunkt in 2/3 der Höhe als aktiv und ‚liegende Erdkeile‘ mit dem Schwerpunkt im unteren Drittel als inaktiv zu betrachten sind, siehe Abs. 2.1 ‚Betrieb einer Sanduhr‘.

Weiterhin lassen sich die Eigenschaften von Böden exakt berechnen, egal ob diese sich im trockenen, feuchten oder nassen Zustand befinden oder unter Wasser anstehen. Hieraus ergibt sich, dass auf die bisherige Verwendung empirischer Bodenkennwerte verzichtet werden kann.

Die ‚Klassische Erdrucklehre‘ von Coulomb, die der Kraftermittlung nach ‚physikalischer Ebene‘ folgt, behält bis auf eine kleinere Ergänzung beim Lastabtrag ihre Gültigkeit. Mit der Einführung von ‚Erdblöcken‘, die für eine Berechnungsaufgabe wie Bausteine zusammengestellt werden, kann jede Bauaufgabe erfasst und Bodenüberlastungen durch die Bauwerke ausgeschlossen werden.

Die derzeitige Lehre zeigt mit der „Mohr-Coulomb’sche Bruchbedingung“ und dem „Mohr’schen Spannungskreis“ an, dass sie in der Kraftermittlung der Berechnungsart nach ‚physikalischer Ebene‘ folgen will. So ermittelt sie zunächst die Gewichtskraft aus dem Erdeigengewicht über den ‚stehenden Erdkeil‘, stellt aber darüber fest, dass zur Gewichtskraft zusätzlich „die Größe und Richtung der Scherverformung im Boden zu beachten ist“ und stellt dafür die Kraft Q in die Neigungs- / Reibungsebene. [1: P; S. P.2, Bild P01.40].

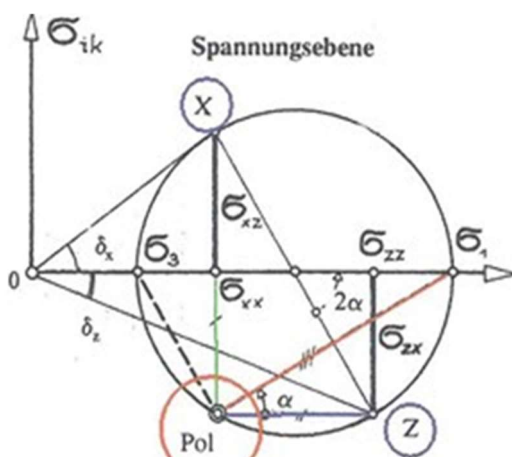


Bild I01.70: Mohr'scher Spannungskreis

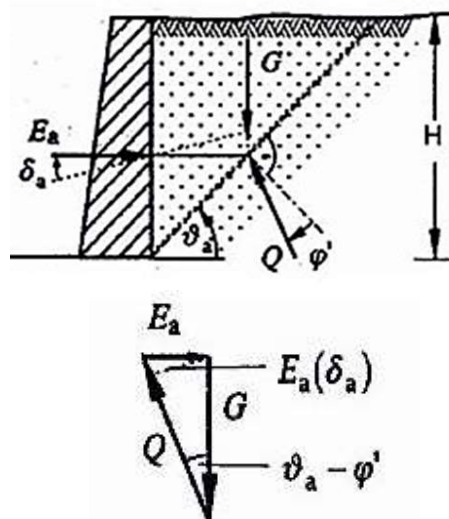
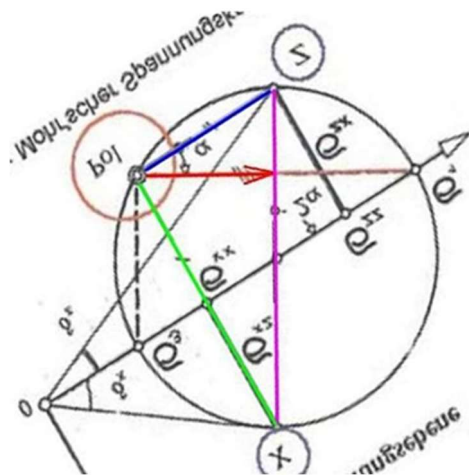


Bild P05.50 Schnitt und Krafteck ...

Weiter orientiert die Lehre sich am Spannungsbild des Wassers und dreht, um horizontale Spannung in der Basisebene (Pol-Z) nachweisen zu können, den aktiven ‚stehenden‘ Erdkeils in den inaktiven ‚liegenden‘ Keil (Bild P05.50). Wie mit der Sanduhr gezeigt, bewirkt das

Drehen des Erdkörpers um 180° den Übergang in ein anderes Berechnungssystem. Mit Hilfskonstruktionen, wie Wandreibrückkräfte, ungleiche Vektoren (δ_x und δ_z), Weckung horizontaler Spannungen und Erddruckbeiwerte, versucht die Lehre die Richtigkeit ihrer Spannungsermittlung zu belegen. Doch all diese Maßnahmen finden keine Unterstützung durch die anerkannten Regeln der Physik



Dreht man das Bild I01.70 des Mohr'schen Spannungskreises wieder zurück, entstehen wieder die Kraftverhältnisse eines ,stehenden' Erdkeils.

Hiernach nehmen die Gewichtskraft G die Ebene (Z–X) ein, die Normalkraft F_N die Ebene (Z–Pol), die Hangabtriebskraft F_H die Ebene (Pol) –X) und die Erddruckkraft H_f wirkt horizontal in der Höhe (Pol).

Fazit

Die derzeitige Erddrucklehre verlässt die Berechnungsvorgaben nach der ,Klassischen Erddrucklehre' von Coulomb und ,Physikalischer Ebene' und passt das Spannungsverhalten von Böden dem Verhalten von Wasser an. Sie übersieht hierbei, dass Böden Zerfallprodukte von Felsgesteinen sind und deren Eigenschaften im trockenen Zustand sich ableiten aus dem Zusammenwirken von Feststoffpartikeln und Porenbildung.

Des Weiteren offenbaren die Spannungsermittlungen nach derzeitiger Erddrucklehre, dass der Lehre die zwei konträren Berechnungsverfahren unbekannt sind, die getrennt bei ,stehenden' und ,liegenden' Erdkeilen anzuwenden sind, siehe Abs. 2.1 Abb. 1 und Abs. 2.4 Abb. 9 und 10. Da beide Verfahren den reinen Grundlagen der Physik folgen und die derzeitige Erddrucklehre in ihrer Spannungsermittlung die physikalische Basis verlassen hat, kann von Fehleinschätzungen in der derzeitigen Lehre geschrieben werden.

Die Konsequenzen dieser Fehleinschätzungen zeigen sich im Bild I01.70 zum ,Mohr'schen Spannungskreis'. Ursprünglich wurde die Gewichtskraft G aus einem ,stehenden Erdkeil' (Bild P05.50) ermittelt und danach die Spannungen / Kräfte in einen liegenden Erdkeil gedreht. Dreht man die Spannungen / Kräfte (X–Z–Pol) des Mohr'schen Spannungskreises in die Ausgangslage zurück (Z–X–Pol), lässt sich erkennen, dass keine Spannung / Kraft weder in Größe noch Richtung den errechneten Spannungen im stehenden Erdkeil entspricht.

Will man Schäden an erdbelasteten Bauwerken, wie Stützwänden, erdverlegten Rohrleitungen und Bauwerksenkungen zukünftig vermeiden, wäre die Vorgaben zur Spannungsberechnung der derzeitigen Lehre aufzugeben und sich wieder der ,Klassischen Erddrucklehre' von Coulomb zuzuwenden.

Es besteht Hoffnung, dass mit der Kurzfassung zur Neuen Erddrucklehre ein neuer Anfang in der Berechnung des Erddrucks gesetzt wird.

Zur Vermeidung von Bauschäden, verletzten und getöteten Personen dürfte es nunmehr Zeit sein, über die Einführung der Neuerungen zu diskutieren.

Rückseite Cover

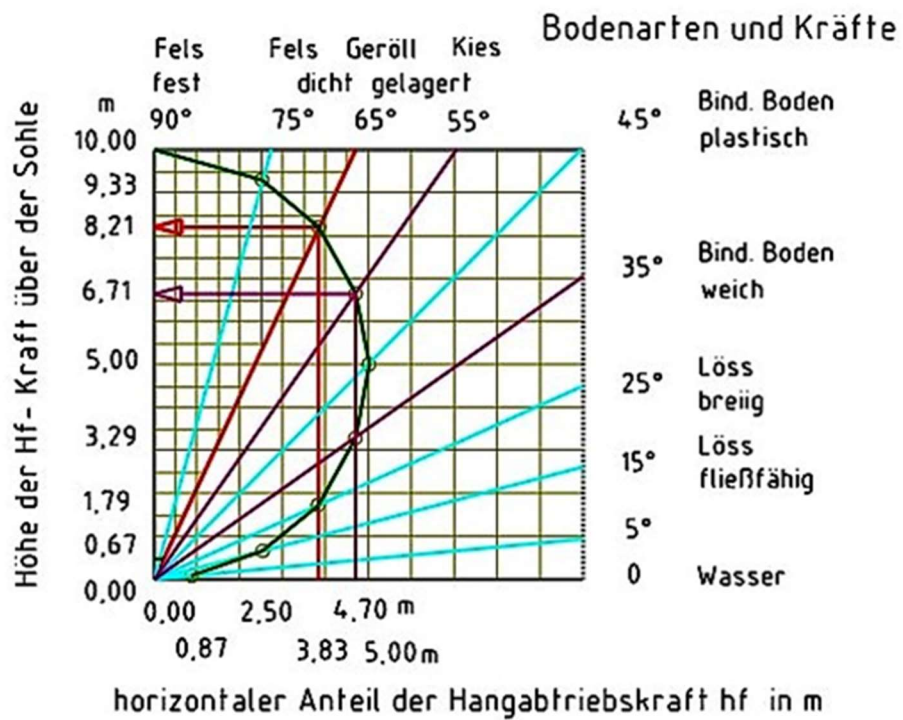


Abb. 11 zeigt im ‚Halbkreis der Bodenarten‘ die Abhängigkeiten von Neigungswinkel, Erddruckkraft und deren Angriffshöhe gegen eine Wand.

Erläuterungen siehe Abs. 2.5