

Die Formelsammlungen sind teilweise stark veraltet (Vorlesungsinhalte aus vergangenen Semestern, alte Normen...) und sollten lediglich als Hilfestellung zum Verfassen eigener Formelsammlungen dienen. Kontrolliert auf jeden Fall die Formeln, es haben sich auch Fehler eingeschlichen.

Geotechnisches Ingenieurwesen

Formelsammlung

Jan Höffgen

14. März 2013

Diese Zusammenfassung wurde auf der Basis der Bachelor-Vorlesungen
Bodenmechanik I im SS 2012 und
Grundbau I im WS 2012/13
sowie den zugehörigen Übungen erstellt.

Besonderer Dank geht an *Lukas Windeck*, der viel zu dieser Zusammenfassung beigetragen hat.

Kein Anspruch auf Vollständigkeit oder Fehlerfreiheit.
Wer einen Fehler findet, melde ihn mir bitte.

Inhaltsverzeichnis

1	Bodenklassifizierung	3
1.1	Bodenkenngrößen	3
1.2	Bodenklassifizierung	3
1.3	Baugrunderkundungen	5
1.3.1	Sondierungen	5
1.3.2	Plattendruckversuch	5
1.3.3	Proctor-Versuch	6
2	Durchströmung, Durchlässigkeit	6
2.1	Durchlässigkeitsversuche	6
2.1.1	Durchlässigkeitsversuch mit konstanter Druckhöhe	6
2.1.2	Durchlässigkeitsversuch mit veränderlicher Druckhöhe	7
2.1.3	Pumpversuch	7
2.1.4	Abschätzung des k-Werts aus Kornverteilung	7
2.1.5	Durchlässigkeit in geschichtetem Baugrund	7
2.2	Strömungsnetz	8
2.2.1	Ermittlung der Wasserdruckverteilung aus SN	8
2.2.2	Ermittlung des k-Werts	8
2.3	Druck und Spannungen bei Grundwasserströmungen	8

3 Spannungs- und Setzberechnung	9
3.1 Kompressionsversuch	9
3.2 Spannungsberechnung	10
3.3 Setzberechnung	11
3.3.1 Indirekte Setzberechnung	11
3.3.2 Direkte Setzberechnung	11
3.3.3 Schiefstellung	12
3.3.4 Zulässige Setzungen, Verkantungen und Krümmungen	12
3.4 Konsolidierung	12
4 Scherfestigkeit	14
4.1 Rahmenscherversuch	14
4.2 Triaxialversuch	15
4.3 Scherverhalten von Böden	16
5 Erddruckberechnung	17
6 Böschungsbruch	19
6.1 Berechnung des Ausnutzungsgrads (ebene Gleitfuge)	19
6.2 Gleitkreisberechnung	19
6.3 Lamellenfreies Verfahren	21
6.4 Lamellenverfahren nach Bishop	22
7 Grundbruch (DIN 4017)	22
8 Grundwasserhaltungen	24
8.1 Sickergraben	24
8.2 Mehrbrunnenanlage	25
8.3 Vakuumbrunnen	26
8.4 Wiederversickerung	26
8.5 Aufschwimmen, hydraulischer Grundbruch	27
9 Flachgründungen	27
9.1 Spannungstrapezverfahren	27
9.2 Vereinfachter Nachweis	27
9.3 Ausführlicher Nachweis	29
9.4 Winkelstützmauer	30
10 Baugrubenumschließung	30
10.1 Verankerte Spundwand bei freier Auflagerung	30
10.2 Voll eingespannte, ungestützte Spundwand	33
10.3 Wahl eines Spundwandprofils	34
10.4 Trägerbohlwand mit freier Fußauflagerung	34
10.5 Bruch in der tiefen Gleitfuge	37
10.5.1 Verfahren nach Kranz	37
10.5.2 Verfahren nach DIN 1054-100	39
11 Pfahlgründungen	40
11.1 Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei druckbeanspruchten Pfählen	40
11.2 Nachweis im Grenzzustand der Lagesicherheit (UPL) bei zugbeanspruchten Pfählen	42
11.3 Widerstands-Setzungs-Linie (WSL)	43
11.4 Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)	43
12 Bodenverbesserung	45
12.1 Bodenverbesserung durch Vorbelastung (statisch, für bindige Böden)	45
12.2 Dynamische Verdichtung (für nichtbindige Böden)	45
12.3 Anmerkungen	45
13 Tunnelbau	46

1 Bodenklassifizierung

1.1 Bodenkenngrößen

- Kornwichte $\gamma_s = \frac{G_d}{V_k} = \frac{\gamma_d}{1-n} = \frac{\gamma}{(1-n)(1+w)} = \gamma_w + \frac{\gamma'}{1-n}$
 - Feststoffvolumen V_k im Pyknometerversuch (AfB S. 2.3)
- Trockenwichte $\gamma_d = \frac{G_d}{V} = (1-n) \cdot \gamma_s = \frac{\gamma}{1+w} = \gamma_r - n \cdot \gamma_w = \gamma_s \cdot \frac{\gamma_r - \gamma_w}{\gamma_s - \gamma_w} = \frac{S_r \cdot \gamma_w \cdot \gamma_s}{w \cdot \gamma_s + S_r \cdot \gamma_w}$
- Feuchtwichte $\gamma = \frac{G}{V} = (1+w) \cdot \gamma_d = (1-n) \cdot (1+w) \cdot \gamma_s = (1+w) \cdot \frac{S_r \cdot \gamma_w \cdot \gamma_s}{w \cdot \gamma_s + S_r \cdot \gamma_w} = (1+w) \cdot (\gamma_r - n \cdot \gamma_w)$
 - Feuchtvolumen V mit Tauchwägung in Paraffin (bindige Böden) oder Ersatzverfahren (AfB S. 2.4)
- Sättigungswichte $\gamma_r = \frac{G_r}{V} = \gamma_d + n \cdot \gamma_w = (1-n) \cdot \gamma_s + n \cdot \gamma_w = (1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s}) \cdot \gamma_d + \gamma_w = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+w} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_s} + \gamma_w$
- Auftriebswichte $\gamma' = \gamma_r - \gamma_w = (1-n)(\gamma_s - \gamma_w)$
- Porenzahl $e = \frac{V_0}{V_k} = \frac{n}{1-n} = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 = (1+w) \frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 = \frac{w \cdot \gamma_s}{S_r \cdot \gamma_w} = \frac{\gamma_s - \gamma_r}{\gamma_r - \gamma_w}$
- Porenanteil $n = \frac{V_0}{V} = \frac{e}{1+e} = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s} = 1 - \frac{\gamma}{(1+w) \cdot \gamma_s} = \frac{w \cdot \gamma_s}{w \cdot \gamma_s + S_r \cdot \gamma_w} = \frac{\gamma_s - \gamma_r}{\gamma_s - \gamma_w} = 1 - \frac{\gamma'}{\gamma_s - \gamma_w}$
- Wassergehalt $w = \frac{G_w}{G_d} = \frac{\gamma}{\gamma_d} - 1 = \frac{\gamma}{(1-n) \cdot \gamma_s} - 1 = \frac{(\gamma_s - \gamma) \cdot S_r \cdot \gamma_w}{(\gamma - S_r \cdot \gamma_w) \cdot \gamma_s} = S_r \cdot (\frac{\gamma_w}{\gamma_d} - \frac{\gamma_w}{\gamma_s})$
- Max. Wassergehalt ($S_r \equiv 1$) $w_{\max} = \frac{n}{1-n} \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s} = n \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_d} = e \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s} = \frac{\gamma_r}{\gamma_d} - 1 = \frac{(\gamma_s - \gamma_r) \cdot \gamma_w}{(\gamma_r - \gamma_w) \cdot \gamma_s} = \frac{\gamma_w}{\gamma_d} - \frac{\gamma_w}{\gamma_s}$
- Sättigungszahl $S_r = \frac{w}{w_{\max}} = \frac{\gamma - \gamma_d}{n \cdot \gamma_w} = \frac{(1+e) \cdot \gamma - \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{w \cdot \gamma \cdot \gamma_s}{\gamma_w \cdot ((1+w) \cdot \gamma_s - \gamma)} = \frac{w \cdot \gamma_d \cdot \gamma_s}{\gamma_w \cdot (\gamma_s - \gamma_d)}$
- Übersicht: AfB S. 2.6 Bild 2.7

1.2 Bodenklassifizierung

- Korngrößenverteilung (AfB S. 2.10f)
 - Siebanalyse (für $60\text{mm} \geq d \geq 0.063\text{mm}$)
 - Sedimentationsanalyse (für bindige Böden nach Abschlämzung der Feinanteile mit $d \leq 0.125\text{mm}$)
 - Ungleichförmigkeit $C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$
 - Krümmungszahl $C_C = \frac{d_{30}^2}{d_{60} \cdot d_{10}}$
 - Einteilung der Bodenarten
 - * Klassifizierung grobkörniger Böden nach DIN 4022 (AfB S. 1.43)

Feinkorn (Schlammkorn)				Grobkorn (Siebkorn)						Steine	Blöcke
TON	SCHLUFF			SAND			KIES				
T	fein fU	mittel mU	Grob GU	fein fS	mittel mS	grob gS	fein fG	mittel mG	grob gG	X	Y
	0,002	0,006	0,02	0,06	0,2	0,6	2,0	6,0	20	63	200

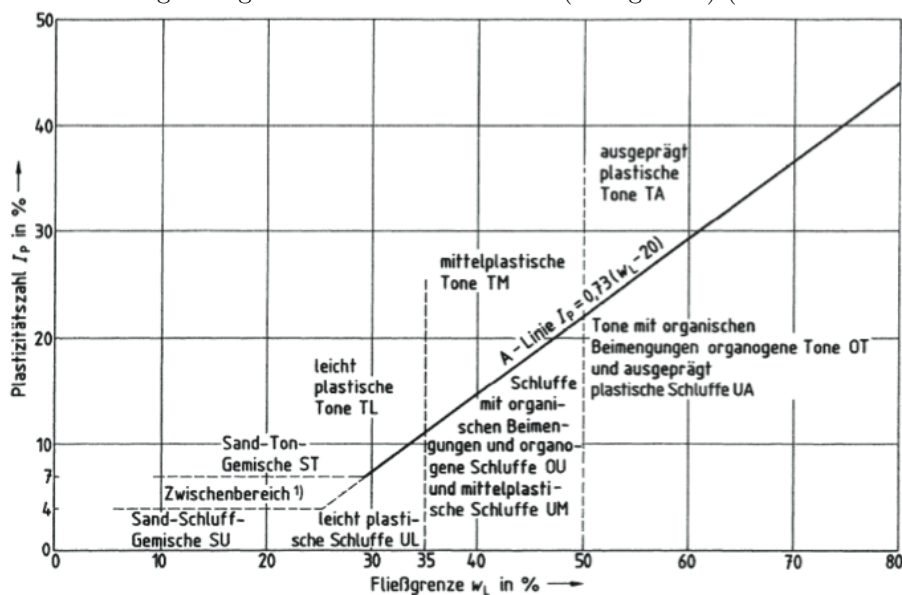
* Klassifizierung grobkörniger Böden nach DIN 18196 (AfB S. 2.25)

Merkmal	Korngrößenverteilung von der Gesamttrockenmasse $d < 63$ mm sind $\leq 0,06$ mm weniger als 40 %										gleich oder mehr als 40 %						
	Kieskorn, Sandkorn										Schluff, Ton						
Merkmal	Massenanteil des Korn ≤ 2 mm bis 60 %					über 60 %					Plastizitätsgrenze						
	Kies (G)					Sand (S)					I_p unterhalb A-Linie Schluff (U)			I_p oberhalb A-Linie Ton (T)			
Merkmal	Korngrößenverteilung von der Gesamtmasse sind $\leq 0,06$ mm										Plastizitätsgrenze						
	< 5 %		5 + 15 %		15 + 40 %		< 5 %		5 + 15 %		15 + 40 %		Fließgrenze w_L in %			Fließgrenze w_P in %	
Merkmal	$U < 6$ Cc bel.	$U \geq 6$ $1 \leq C_c \leq 3$	$U \geq 6$ $C_c < 1$ $C_c > 3$			$U < 6$ Cc bel.	$U \geq 6$ $1 \leq C_c \leq 3$	$U \geq 6$ $C_c < 1$ $C_c > 3$			< 35	35 + 50	> 50	< 35	35 + 50	> 50	
	Kies enggestuft	Kies weitgestuft	Kies intermittierend gestuft	Kies tonig oder schluffig	Kies stark tonig oder schluffig	Sand enggestuft	Sand weitgestuft	Sand intermittierend gestuft	Sand tonig oder schluffig	Sand stark tonig oder schluffig	Schluff leicht plastisch	Schluff mittel plastisch	Schluff ausgeprägt plastisch	Ton leicht plastisch	Ton mittel plastisch	Ton ausgeprägt plastisch	
Kurzzeichen	GE	GW	GI	GU GT	GU* GT*	SE	SW	SI	SU ST	SU* ST*	UL	UM	UA	TL	TM	TA	
Die Zuordnung zu T bzw. T bei G und S erfolgt anhand der Zustandsgrenzen des Feinkorns																	
Organische und organogene Böden:																	
OU, OT Schluffe / Tone mit organischen Beimengungen																	
OH grob- bis gemischtkörnige Böden mit Beimengungen humoser Art																	
OK grob- bis gemischtkörnige Böden mit kalkhaltigen, kieseligen Bildungen																	
HN nicht bis mäßig zersetzte Torfe (Humus)																	
HZ zersetzte Torfe																	
F Schlamm als Sammelbegriff für Faulschlamm, Mudde etc.																	
A Auffüllung aus Fremdstoffen																	

• Konsistenz (AfB S. 2.21)

- Fließgrenze w_L : Schließen einer Furche nach 25 Schlägen (Mittel aus 4 Versuchen, Casagrande bzw. $w_L = w(\frac{N}{25})^{0,121}$ bei Einpunktmethode); schwachbindig: 0 – 30%, bindig 30 – 100%
- Ausrollgrenze w_P : keine 2 (3)mm dicken Röllchen mehr möglich; schwachbindig 0 – 20%, bindig 20 – 40%
- Plastizitätszahl $I_p = w_L - w_P$; schwachbindig 0 – 10%, bindig 10 – 100%
 - 0 natürlicher Wassergehalt bei Fließgrenze
 - 0.25 – 0.50 breig
 - 0.50 – 0.75 weichplastisch $C_U = 10 - 15$
 - 0.75 – 1.00 steifplastisch $C_U = 15 - 50$
- Konsistenzzahl $I_c = \frac{w_L - w_P}{w_L - w_P}$;
 - 1 natürlicher Wassergehalt bei Ausrollgrenze $C_U = 100 - 200$
 - 1.00 – $I_{cs} = \frac{w_L - w_S}{w_L - w_P}$ halbfest $C_U = 100 - 400$
 - $> I_{cs}$ hart

- Klassifizierung bindiger Böden nach DIN 18196 (Casagrande) (AfB S. 2.25 Bild 2.29)



- Frostkriterium nach Schaible: Ablesen aus AfB S. 2.16 Bild 2.16
- Bestimmung der Lagerungsdichte (AfB S. 2.19f)
 - Lagerungsdichte $D = \frac{\max n - n}{\max n - \min n} = \frac{\rho_d - \min \rho_d}{\max \rho_d - \min \rho_d} = \frac{1 + \min e}{1 + e} \cdot I_D$
 - bezogene Lagerungsdichte $I_D = \frac{\max e - e}{\max e - \min e} = \frac{\max \rho_d}{\rho_d} \cdot D$
 - Verdichtungsfähigkeit (Terzhagi): $I_f = \frac{\max e - \min e}{\min e}$
 - dichteste Lagerung durch Schlaggabelverfahren (schlufffreie Sande) oder Rüttelverfahren (Schluffanteil $\leq 12\%$)
- Darstellung der Bodenarten: AfB S. 3.13f
- Kennwerte von Bodenarten: AfB S. 2.40

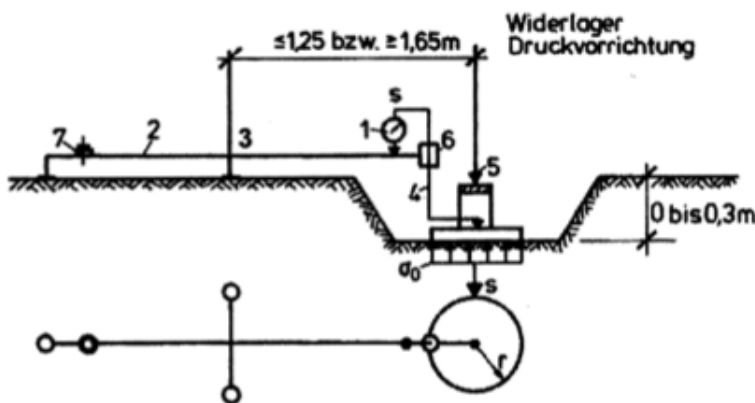
1.3 Baugrunderkundungen

- Laborversuche: AfB S. 2.41

1.3.1 Sondierungen

- Schürfgrube (AfB S. 3.3)
- Bohrung (AfB S. 3.5)
- Flügelsondierung (AfB S. 3.29)
 - Bestimmung der Scherfestigkeit c_u (Annahme: wirkt konstant über Mantel- und Stirnflächen)
 - Mantel: $M_{T,M} = c_u \cdot A_M = c_u \cdot \frac{\pi}{2} D^2 h$ [= $\pi D^3 c_u$ für $h = 2D$]
 - Stirn: $M_{T,S} = c_u \cdot \frac{\pi}{12} D^3$
 - $\Rightarrow M_T = M_{T,M} + 2M_{T,S}$ [= $\frac{7}{6} \pi D^3 c_u$ für $h = 2D$]
- andere Sondierungen: Ramm-, Standard-, Druck-, Seitendruck-, geophysikalische oder radiometrische Sondierungen (AfB S. 3.18)

1.3.2 Plattendruckversuch



- Lastplatte mit $D = 0,3 \text{ m}$, Belastung bis Eindringung $s = 5 \text{ mm}$ oder mittl. Normalspannung $\sigma_0 = 0,5 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$
- Drucksetzungslinie mit Polynomen 2. Grades für die Erst- und Wiederbelastung
- Bestimmung der E_v : Sekantenmoduln zwischen $0,3\sigma_{\max}$ und $0,7\sigma_{\max}$; $E_{v,i} = \frac{1,5r}{a_{1,i} + a_{2,i}\sigma_{\max}}$
- Überprüfung von E_{v2} (Verformungsverhalten) und $\frac{E_{v2}}{E_{v1}}$ (Verdichtungszustand) (AfB S. 3.39 Bild 3.48)

1.3.3 Proctor-Versuch

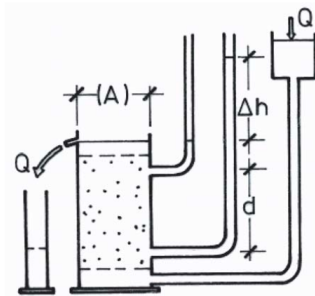
- gegeben: Versuchsreihe, Feuchtdichte ρ , Korndichte ρ_s , Masse des Porenwassers m_w und der trockenen Probe m_d (AfB S. 2.28f)
1. Bestimmung von $w = \frac{G_w}{G_d} = \frac{m_w}{m_d}$
 2. Bestimmung von $\rho_d = \frac{\rho}{1+w}$
 3. Eintragen der Versuche in ein $w - \rho_d$ -Diagramm
 4. Ablesen der Proctordichte $\rho_{d,max}$ und des opt. Wassergehalts
- Bestimmung der jeweiligen Sättigungsdichten: $\rho_r = \left(1 - \frac{\rho_w}{\rho_s}\right) \cdot \rho_d + \rho_w$
 - Bestimmung der Sättigungslinie ($S_r = 1$): $\rho_d = \frac{\rho_s}{1+w \cdot \frac{\rho_s}{\rho_w}}$
 - Luftanteil: $n_a = 1 - \rho_d \left(\frac{1}{\rho_s} + \frac{w}{\rho_w}\right)$

2 Durchströmung, Durchlässigkeit

2.1 Durchlässigkeitsversuche

- Ungenau, da eine Probe i. d. R. nur ein gestörtes, unvollständiges Abbild der natürlichen Bedingungen liefert
- AfB S. 4.10f

2.1.1 Durchlässigkeitsversuch mit konstanter Druckhöhe

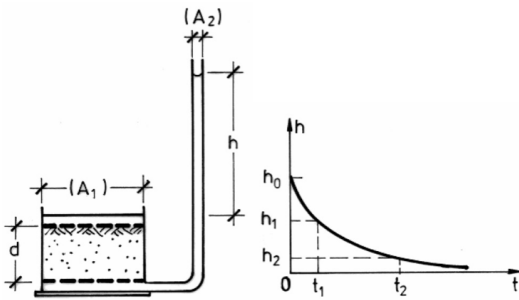


- für grobkörnige Böden
- Durchfluss $Q = v \cdot A$; Darcy: $v = k \cdot i$; $i = \frac{\Delta h}{\Delta s} = \frac{\Delta h}{d} \Rightarrow k = \frac{Q \cdot d}{A \cdot \Delta h}$ (DIN 18130)
- Bestimmung der Bodenart (AfB S. 4.7)

Erdstoff	k [m/s]
Grobkies	$1 - 10^{-1}$
Feinkies	$(0,5 - 5) \cdot 10^{-1}$
sandiger Kies	$10^{-2} - 10^{-3}$
Mittelsand	$(0,5 - 5) \cdot 10^{-3}$
schluffiger Feinsand	10^{-4}
Grobschluff	$(0,5 - 5) \cdot 10^{-5}$
Feinschluff	$(0,5 - 5) \cdot 10^{-7}$
toniger Schluff	$10^{-8} - 10^{-9}$
Ton	$10^{-8} - 10^{-11}$

- Als Einfüllversuch im Feld (AfG S. 2.28)

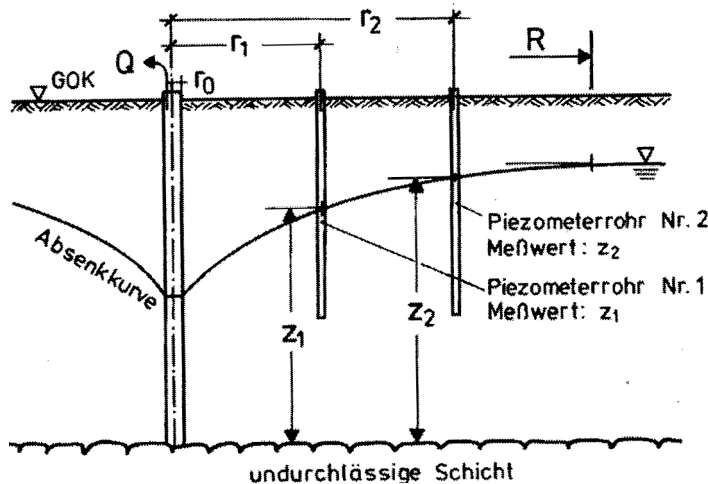
2.1.2 Durchlässigkeitsversuch mit veränderlicher Druckhöhe



- gegeben: Wasserstände in Abhängigkeit der Zeit
- $k = \frac{A_2}{A_1} \cdot \frac{d}{t_2 - t_1} \cdot \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$
- A_1 : Probenfläche, A_2 : Pipettenfläche, h_i : Wasserspiegeldifferenz zum Zeitpunkt t_i , t in sec
- Als Ausspielversuch im Feld (AfG S. 2.28)

2.1.3 Pumpversuch

- zuverlässigster Feldversuch (AfB S. 4.13, AfG S. 2.32)



- freier GW-Spiegel: $k = \frac{Q}{\pi} \frac{\ln r_2 - \ln r_1}{z_2^2 - z_1^2}$
- gespanntes GW in Schicht n: $k_n = \frac{Q_n}{2\pi \cdot m_n} \frac{\ln r_2 - \ln r_1}{z_2^2 - z_1^2}$ (Schichtdicke m) [vgl. AfG S. 2.34]
- weitere Auswertungsmöglichkeiten eines Pumpversuchs: AfG S. 2.33

2.1.4 Abschätzung des k-Werts aus Kornverteilung

- Für $U < 5$: $k \approx 0.0116 \cdot d_{10}^2$ (AfG S. 2.27)
- Für $1 < U < 20$: $k \approx c(U) \cdot d_{10}^2$ (AfG Bild 2.33 einfg)

2.1.5 Durchlässigkeit in geschichtetem Baugrund

- Fließen parallel zu Schichten (horizontal): $v_{mh} = \frac{\sum v_i d_i}{d} = k_h \cdot i$, $d = \sum d_i$, $v_i = k_i \cdot i \rightarrow k_h = \frac{\sum k_i d_i}{d}$
- Fließen senkrecht zu Schichten (vertikal): $v_v = k_i i_i = k_v \cdot \frac{h}{d}$, $h = \sum i_i d_i = \sum h_i$, $k_v = \frac{d \cdot v_v}{\sum i_i d_i} = \frac{d}{\sum \frac{d_i}{k_i}}$
- $k_h \geq k_v$ (AfB S. 4.15f)

2.2 Strömungsnetz

- Äquipotentiallinien (ÄL): gleiches Potential
- Stromlinien (SL): Bahn eines Wasserteilchens
- Regeln
 - ÄL und SL stehen annähernd senkrecht aufeinander
 - ÄL und SL bilden etwa quadratische Maschen
 - ÄL dürfen sich nicht schneiden
 - SL dürfen sich nicht schneiden
- Vorgehen
 1. Randstromlinien und Randäquipotentiallinien zeichnen
 - RSL: unterer Rand, Berührungslinie Wand-Boden, äußere Ränder des Netzes /gedachte vertikale Wände in einer Entfernung von zweifacher Wandhöhe
 - RÄL: freie obere Ränder des Bodens
 2. Anfangs- und Endströmungsrichtung festlegen
 3. SL zeichnen (zunächst wenige)
 4. passende ÄL zeichnen
 5. Netz verdichten
- Übergangsbedingungen bei Schichtgrenzen: Brechung der SL und ÄL (AfB S. 4.26)
 - Kontinuität in einem Strömungskanal: $\frac{\Delta b_1}{\Delta s_1} k_1 = \frac{\Delta b_2}{\Delta s_2} k_2 \Rightarrow$ aus Quadraten werden Rechtecke
- Beispiele: AfB S. 4.22f

2.2.1 Ermittlung der Wasserdruckverteilung aus SN

- Annahme: Potential wird gleichmäßig über ÄL im quadratischen Netz abgebaut
- betrachtete SL entlang unterströmtem Körper
- Wasserdruck im Punkt i : $u_i = \gamma_w \cdot h_{ui} = \gamma_w \cdot (h_o - h_{gi} - n_i \cdot \frac{\Delta H}{n_p})$ (aus Energiesatz: $H = \frac{p}{\gamma} + z = const.$)
 - h_o : Potential Oberstrom, h_u : Potential Unterstrom, $\Delta H = h_o - h_u$: Gesamtpotentialunterschied, h_g : geodät. Höhe, n_p : Anzahl ÄL
 - für alle ÄL berechnen
 - erste RÄL $\equiv n_0 = 0$, bis dahin hydrostatischer Wasserdruck, zählt nicht in $\sum n_i$

2.2.2 Ermittlung des k-Werts

- $Q_{ges} = k \cdot \Delta H \cdot \frac{n_s}{n_p}$
 - n_s : Anzahl Stromlinien

2.3 Druck und Spannungen bei Grundwasserströmungen

- Grundwasserströmung durch mehrere Schichten
 - Wenn sich die Durchlässigkeiten verschiedener Schichten um den Faktor 1000 unterscheiden: Annahme, dass Potential nur in bindigen Schichten abgebaut wird
 - $q_1 = q_2 \Rightarrow v_1 A_1 = v_2 A_2 \xrightarrow{Darcy} k_1 i_1 = k_2 i_2 \Rightarrow i_1 = \frac{k_2}{k_1} i_2$
 - $\Delta H = \Delta h_1 + \Delta h_2 = i_1 \Delta s_1 + i_2 \Delta s_2$ mit Δs : Fließweg
 - $\Rightarrow i_2 = \frac{\Delta H}{\frac{k_2}{k_1} \Delta s_1 + \Delta s_2}$

- Beliebige Schichtanzahl: $i_i = \frac{\Delta h_i}{\Delta s_i} = \frac{\Delta H}{k_i \cdot \sum_m \frac{\Delta s_m}{k_m}}$ (m Schichten)
- Wirksame Wichten
 - Wichte unter Auftrieb: $\gamma' = \gamma_r - \gamma_w$
 - Strömungskraft $f_s = i \cdot \gamma_w$
 - Wirksame Wichten bei Grundwasserströmungen (AfB S. 4.33)
 - * Strömung nach oben: $\bar{\gamma}' = \gamma' - f_s$
 - * Strömung nach unten: $\bar{\gamma}' = \gamma' + f_s$
- Wasserdruckverteilung
 - Annahme linearen Potentialabbaus \Rightarrow Drücke an den Schichtgrenzen linear verbinden
 - in Sand und Kies kein Potentialabbau \Rightarrow hydrostatische Wasserdruckverhältnisse
 - in Schluff und Ton wird der Wasserdruck durch Strömung abgemindert: $u = (1 - i_j) \cdot \gamma_w \cdot d_j$
- Effektive Spannungen (vertikal)
 - Spannungszuwachs je Schicht = Wirksame Wichte \circ Schichtdicke
- Hydraulischer Grundbruch: Siehe Abschnitt 8.5

3 Spannungs- und Setzungsberechnung

3.1 Kompressionsversuch

- Ödometerversuch nach Terzaghi, AfB S. 5.3
- gegeben: Probengeometrie: Fläche A / Durchmesser d , Anfangshöhe $h_0 \rightarrow V$,
 - $\left\{ \begin{array}{l} \text{Probenmasse } m, \text{ Einbauwassergehalt } w \\ \text{Trockenmasse } m_d \end{array} \right\}$, Korndichte ρ_s
- Anfangsporenzahl e_0
 - über Dichten: Bestimmung der Feuchtdichte $\rho = \frac{m}{V} \Rightarrow e_0 = (1 + w) \frac{\rho_s}{\rho}$
 - über Volumenanteile: Bestimmung der Höhe der festen Phase $h_s = \frac{m_d}{A \cdot \rho_s}$ und der Höhe des Porenraums $h_{p0} = h_0 - h_s \Rightarrow e_0 = \frac{V_0}{V_k}$

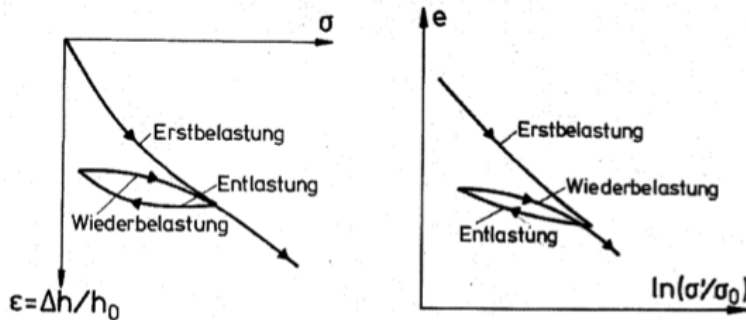
- Setzungsberechnung in Tabelle (Belastung und Entlastung)

LS	σ [$\frac{kN}{m^2}$]	Höhe [mm]	Δh [mm]	s [%]	Δs [%]	$\Delta \sigma$ [$\frac{kN}{m^2}$]	E_s [$\frac{kN}{m^2}$]	h_p [mm]	e -
0	0	a_0	0	0	0	0	-	h_{p0}	e_0
1	σ_1	a_1	$a_1 - a_0$	$\frac{\Delta h_1}{h_0} \cdot 100$	s_1	σ_1	$\frac{\Delta \sigma_1}{\Delta s_1}$	$h_{p0} - \Delta h_1$	$e_0 - s_1 \cdot (1 + e_0)$
j	σ_j	a_j	$a_j - a_0$	$\frac{\Delta h_j}{h_0} \cdot 100$	$s_j - s_{j-1}$	$\sigma_j - \sigma_{j-1}$	$\frac{\Delta \sigma_j}{\Delta s_j}$	$h_{p0} - \Delta h_j$	$e_0 - s_j \cdot (1 + e_0)$

- E_s : Steifemodul bei verhinderter Seitendehnung (Vergleichswerte: AfB S. 5.11)
- Auswerten eines Zeit-Setzungsdiagramms ($t - \varepsilon$ oder $\ln t - \varepsilon$) für eine Laststufe (bindiger Boden, AfB S. 5.5)
 - Initialsetzungen (Lastaufbringung) - Primäre Konsolidierung (Austreibung des Wassers) - Sekundäre Konsolidierung (Kriechen, Last auf Korngerüst)
 - 0%-Setzungslinie: Trennung von Initialsetzung und Primärer Konsolidierung
 - * aus \sqrt{t} -Gesetz: Wähle t_1 (optimal: 1s) und bestimme $s(\frac{t_1}{4}), s(t_1)$
 - * 0%-Linie bei $2 \cdot s(\frac{t_1}{4}) - s(t_1)$
 - * graphisch: Steigungsdreieck nach oben klappen
 - 100%-Setzungslinie (Ende der Konsolidierung) durch Schnittpunkt der beiden Tangenten an die beiden Kurvenäste

- $E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon}$
 - * $\Delta\sigma$: Laststeigerung in Laststufe
 - * $\Delta\varepsilon$: 100%- Linie

- Auswerten eines Spannungs-Porenzahl-Diagramms (AfB S. 5.6)



- Erstbelastung: Kompressionsbeiwert $C_c = -\frac{de}{d \ln \frac{\sigma'}{\sigma_v}}$
 - * einigermaßen geraden Bereich (steiler Ast) auswählen
 - * entspricht jeweils Sekantensteigung ($C_c \approx \frac{e_m - e_n}{\ln \sigma_n - \ln \sigma_m}$ ($n > m$))
 - * typische Kompressions- und Schwellbeiwerte: AfB S. 5.12, Bild 5.16
 - * Steifemodul während Belastung: $E_s = \frac{1}{C_c} \cdot (1 + e_0) \cdot \sigma'$
- Entlastung: Schwellbeiwert: $C_s = -\frac{de}{d \ln \frac{\sigma'}{\sigma_v}}$
 - * Steifemodul während Entlastung: $E_s = \frac{1}{C_s} \cdot (1 + e) \cdot \sigma'$ (gilt annähernd für Spannungsänderungen im Bereich $\sigma' \leq \sigma'_v$)
 - * Porenzahländerung bei Entlastung nach beliebiger Vorbelastung: $e = e_v - C_s \ln \frac{\sigma'}{\sigma'_v}$ (Parallelen)
 - Lastumkehr bei Spannung σ'_v und zugehöriger Porenzahl e_v
- Umrechnung von Porenzahl in äquivalente Spannung: $\sigma_e = \sigma_0 \cdot e^{\frac{e_0 - e}{C_c}}$ (Hvorslev, AfB S. 5.15)
 - * bei Sättigung: $c_u = c_{u0} \cdot e^{\frac{\gamma_s}{\gamma_w} \cdot \frac{w_0 - w}{C_c}}$
- Normalkonsolidierung: in jeder Tiefe diejenige Porenzahl, die zur in situ vorhandenen Vertikalspannung gehört
 - unter Erstbelastung keine Porenwasserüberdrücke
- Überkonsolidierung: vorbelastet bis σ_v und teilweise wieder entlastet auf σ' :
$$e = e_0 - C_c \ln \frac{\sigma'_v}{\sigma_0} - C_s \ln \frac{\sigma'}{\sigma'_v} \rightarrow \sigma_e = \sigma'_v \left(\frac{\sigma'}{\sigma'_v} \right)^{\frac{C_s}{C_c}}$$
 (AfB S. 5.19)
 - Konsolidierungsverhältnis: $\frac{\sigma_e}{\sigma'}$

3.2 Spannungsberechnung

1. Boden in i Lamellen mit näherungsweise linearem Spannungsverlauf einteilen, t_i : Tiefe der unteren Lamellengrenzen
2. Berechnung aller Spannungen aus Bodeneigengewicht an den Lamellengrenzen
 - Effektiv: $\sigma'_0(t_i) = \sigma'_0(t_{i-1}) + \gamma' \cdot (t_1 - t_{i-1})$
3. Berechnung der setzungswirksamen Zusatzspannung an der Fundamentsohle: $\Delta\sigma'(z=0) = \frac{P}{A} - \gamma' \cdot d_F$
 - Aushub ist in Zusatzspannung abzuziehen ($-\gamma' \cdot d_F$)
 - z beginnt in Fundamentsohle
 - bei angreifendem Moment: Spannungstrapez mit $\sigma_{1,2} = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{W}$ für $e = \frac{M}{V} \leq \frac{1}{6}$
4. Berechnung von $\Delta\sigma'(z) = \Delta p \cdot i \left(\frac{a}{b}, \frac{z}{b} \right)$
 - gelöst für verschiedene Fundamentformen (Rechteck, Kreis, Punkt) und gleichförmig dreiecksförmige Last (Boussinesq)

- Rechteckfundament mit Seiten $A, B; A \geq B$
 - Eckpunkt: $\Delta\sigma'(z) = (\Delta p - \gamma t) \cdot i_R(\frac{A}{B}, \frac{z}{B})$ (AfB S. 6.21f)
 - Punkt innerhalb: Rechteck in kleinere Rechtecke aufteilen, sodass P immer Eckpunkt aller Rechtecke ist: $\Delta\sigma'(z) = (i_{RI} + i_{RII} + i_{RIII} + i_{RIV})(\Delta p - \gamma t)$
 - Punkt außerhalb: $\Delta\sigma'(z) = (i_{RI} - i_{RII} - i_{RIII} + i_{RIV})(\Delta p - \gamma t)$
 - Dreieckslast (Last über veränderlich über $b, b > a$ möglich): AfB S. 6. 23
 - Kreisfundament mit Radius a - Setzung im Abstand r vom Mittelpunkt
 - Bestimmung von $\Delta\sigma'(z) = i(\frac{z}{a}, \frac{r}{a}) \cdot \Delta\sigma'(z = 0)$
 - i aus AfB S. 6.19f
5. Ablesen von i_R für jede Teilfläche (Bild 6.33 AfB) für jede Lamelle
 6. Gesamtspannung nach Bau: $\sigma'_n = \sigma'_0 + \Delta\sigma'$
 7. Berechnungsende, wenn Felshorizont/inkompressible Schicht erreicht, $\Delta\sigma'(t) < 0.2\sigma'_0(z)$ oder z dreifacher Lastbreite entspricht

3.3 Setzungsberechnung

3.3.1 Indirekte Setzungsberechnung

- Vgl. AfB S. 7.13ff
1. Zeitlich mittlere Spannung an den Lamellengrenzen: $p = \frac{1}{2}(\sigma'_n + \sigma'_0) = \sigma'_0 + \frac{\Delta\sigma'}{2}$
 2. Zeitlich mittlere Spannung in Lamellenmitte: $p_m = \frac{1}{2}(p_{unten} + p_{oben})$
 3. Zusatzspannungen in Lamellenmitte: $\Delta\sigma'_m = \frac{1}{2}(\Delta\sigma'_{unten} + \Delta\sigma'_{oben})$
 4. Steifemodul in Lamellenmitte: $E_s(p_m) = a + b \cdot p_m$ (a, b : geg. Konstanten)
 - Für $\Delta\sigma_0 \leq 0$ (Aushubgewicht größer/gleich Fundamentlast): $E_s \rightarrow \infty, s \rightarrow 0$
 5. relative Zusammendrückung der Lamelle: $\varepsilon = \frac{\Delta\sigma'_m}{E_s}$
 6. Setzung der Lamelle: $s = \varepsilon \cdot d$ (d : Lamellendicke)
 7. Gesamtsetzung: $s_{ges} = \sum_i s_i$

3.3.2 Direkte Setzungsberechnung

- Annahme homogener Schichten; nur zur Vorbemessung geeignet (AfB S. 7.4ff)
- Berechnung für Eckpunkte eines schlaffen, gleichmäßig belasteten Rechteckfundaments (AfB S. 7.8)
 1. Bestimmung der Setzungsbeiwerte f_{si}
 - Berechnung von $\frac{D_i}{b}$ und $\frac{l}{b}$
 - Ablesen von F_{1i} und F_{2i} (AfB 7.8 Bild 7.5)
 - $f_{si} = (1 - \nu_i^2) \cdot F_{1i} + (1 - \nu_i - 2\nu_i^2) \cdot F_{2i}$
 - Alternativ für $\nu = 0.5$: f_s aus AfB S. 7.9, Bild 7.6 (Eckpunkt) bzw. S. 7.10f, Bild 7.7 (kennz. Punkt)
 2. Setzung einer Schicht:¹ $s_i = \Delta\sigma_0 \cdot b \cdot \frac{f_i(\frac{z_i}{b}) - f_{i-1}(\frac{z_{i-1}}{b})}{E_{si}}$
 3. Gesamtsetzung: $s_{ges} = \Delta\sigma_0 \cdot b \cdot (\frac{f_{s1}}{E_{s1}} + \frac{f_{s2} - f_{s1}}{E_{s2}} + \dots + \frac{f_{sj} - f_{sj-1}}{E_{sj}})$
 - Für Setzung in Fundamentmitte: Aufteilung des Fundaments in 4 gleiche Rechtecke mit $b = \frac{B}{2}, l = \frac{L}{2} \Rightarrow f_{si}(\frac{D}{b}, \frac{l}{b}), s_{ges} = 4 \cdot \Delta\sigma_0 \cdot b \cdot (\frac{f_{s1}}{E_{v1}} + \frac{f_{s2} - f_{s1}}{E_{v2}} + \dots + \frac{f_{sj} - f_{sj-1}}{E_{vj}})$
 - Berechnung der Steifigkeit: $E_{vi} = E_{si} \cdot \frac{1 - \nu_i - 2\nu_i^2}{1 - \nu_i}$
- Berechnung für gleichmäßig mit σ_0 belastete Kreisfläche mit Radius R (AfB S. 7.6)

¹Da in Vorlesung und Übung widersprüchliche Formeln angegeben wurden, sind hier die Berechnungen, wie sie in Schneider Bautabellen zu finden sind.

- Setzung $s = \frac{\sigma \cdot R}{E_s} (1 + \nu) \cdot f$
- $f = \frac{z}{R} \cdot A + (1 - \nu) \cdot B$, A, B aus AfB S. 7.7, Bild 7.4
- Setzung starrer Fundamente: Umrechnung der Setzungen eines schlaffen Fundaments
 - Setzung im Kennzeichnenden Punkt (Rechteck: Abstand $b' = 0.74 \frac{B}{2}$, Kreis: Abstand $r = 0.845R$):
 $s_{starr} = s_{schlaff}$
 - Setzung im Mittelpunkt: Starres Fundament: $s_{starr} = 0.75 s_{schlaff}$

3.3.3 Schiefstellung

- Schiefstellung infolge außermittiger Belastung (AfB S. 7.22)
 - Rechteck: $\tan \alpha = \frac{M(1-\nu^2)}{a \cdot b \cdot 12 \cdot E_v} \cdot f_\alpha$
 - Kreis: $\tan \alpha = \frac{M(1-\nu^2)}{R^2 \cdot E_v} \cdot f_\alpha$
 - Schiefstellungsbeiwert f_α aus Bild 7.18
- Schiefstellung infolge waagerechter Last
 - $\tan \alpha = \frac{\tau_0(1-\nu^2)}{E_v} \cdot f_h$
 - $f_h = \frac{1}{1+1.1 \frac{b}{a}}$

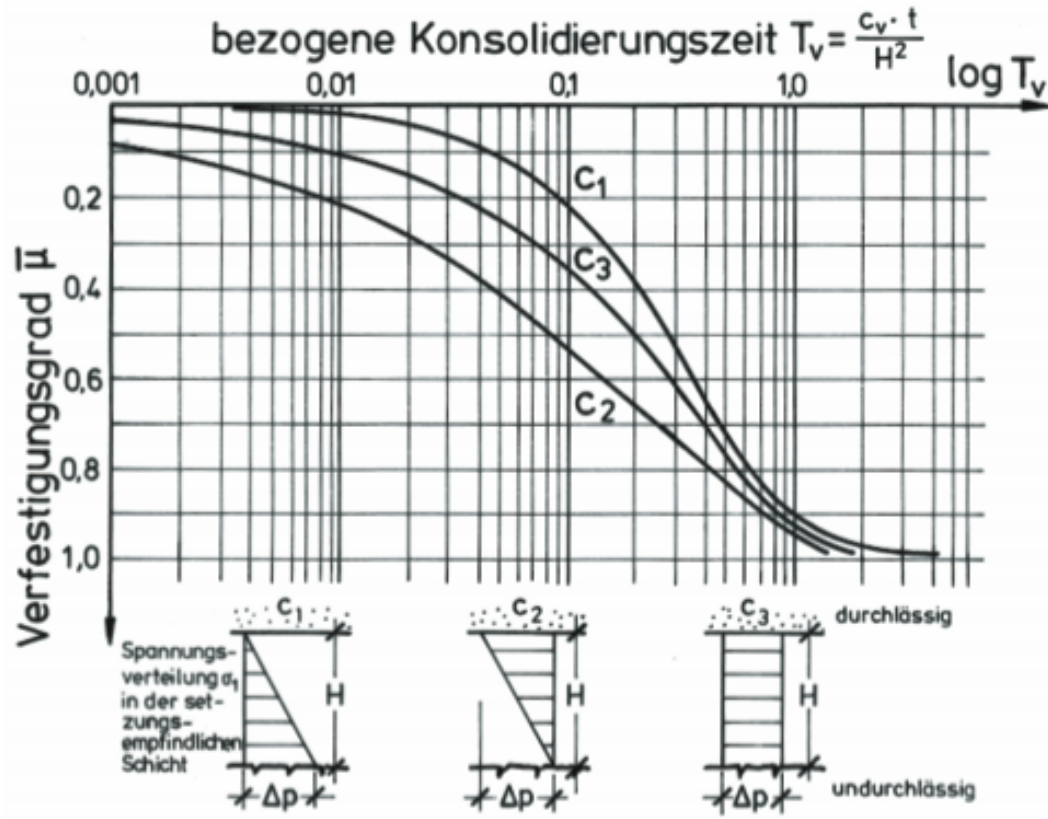
3.3.4 Zulässige Setzungen, Verkantungen und Krümmungen

- Zulässige Winkelverdrehung: AfB S. 7.24
- Zulässiger Krümmungsradius: AfB S. 7.24
- Zulässige Setzungsunterschiede: AfB S. 7.25
- Größtwerte der Setzungen: AfB S. 7.26
- Zulässige Schiefstellung (Verkantung): AfB S. 7.26

3.4 Konsolidierung

- Konsolidierung: zeitabhängige Setzung in undurchlässigem Boden durch Austreiben von Porenwasser
- Beginn der Konsolidierung/Lastaufbringung: Aufnahme der Zusatzlast durch Porenwasserüberdruck:
 $\Delta p = \Delta u$
- Während der Konsolidierung: Übergang der Spannungen vom Porenwasser auf das Korngerüst (eff. Zusatzspannung): $\Delta p = \Delta u + \Delta \sigma'$
- Verfestigungsgrad: $\bar{\mu} = \frac{s_t}{s_\infty} = 1 - \frac{2}{3} \frac{\Delta u_{\max}}{\Delta p}$
- Konsolidierungsgrad: $\mu = \frac{\Delta \sigma'(x,t)}{\Delta p} = 1 - \frac{\Delta u}{\Delta p}$ [$= \frac{1}{2}(3\bar{\mu} - 1)$] für $\bar{\mu} \geq \frac{1}{3}$
- Konsolidierungsbeiwert: $c_v = \frac{k \cdot E_s}{\gamma_w}$
 - besser bestimmbar mit der linearen Konsolidierungstheorie: $\bar{\mu}^{\bar{\mu} \leq 0.7} \approx 2 \sqrt{\frac{c_v \cdot t}{\pi \cdot H^2}} \rightarrow c_v \approx \frac{\pi H^2}{16 t_{50}}$ ($\bar{\mu} = 0.5$)
 - Typische Konsolidierungsbeiwerte: AfB S. 8.15, Bild 8.14
- Entwässerungslänge: $H = d$ bei einseitiger Entwässerung, $H = \frac{d}{2}$ bei zweiseitiger Entwässerung

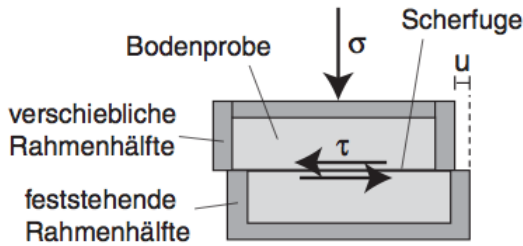
- Bezogene Konsolidierungszeit: $T_v = \frac{c_v}{H^2} t = \frac{t \cdot k \cdot E_s}{\gamma_w \cdot H^2}$, Ende der Konsolidierung wenn $T_v = 1$



- Probekörper: $\frac{t_P}{t_M} = \frac{H_P^2}{H_M^2}$
- Bestimmung der Korn-zu-Korn-Spannungen und Porenwasserdrücke zu einem bestimmten Zeitpunkt
 - Bestimmung des Verfestigungsgrades (z. B. aus Setzungslinie/ $t - \bar{u}$ -Diagramm eines Probekörpers)
 - $\Delta u_{\max} = \frac{3\Delta p}{2}(1 - \bar{u})$ (gültig für $\bar{u} > 0.3$, AfB S. 8.14, Gl 8.26)
oder Ablesen von T_v (AfB S. 8.7 Bild 8.5) $\rightarrow \frac{\Delta u}{\Delta u_0}$ (AfB S. 8.9-11 Bilder 8.8-10)
 - $\Delta \sigma' = \Delta p - \Delta u$
- Berechnung von Setzungen zu einem bestimmten Zeitpunkt (Möglichkeit 1)
 - Berechnung von $s_\infty = h_0 \frac{e(t \rightarrow \infty) - e_0}{1 + e_0}$ mit $e(t) = e_0 - C_c \ln \left(\frac{\sigma'(t)}{\sigma_0} \right)$ $\left[s_\infty = h_0 \cdot \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \ln \left(\frac{\sigma'_z + \Delta \sigma_z}{\sigma'_z} \right) \right]$
 - $s(t) = \bar{u} \cdot s_\infty$
 - Setzungen in nicht-konsolidierenden Schichten (s. o.): $s = d \cdot \frac{\Delta p}{E_s}$
- Berechnung von Setzungen zu einem bestimmten Zeitpunkt (Möglichkeit 2) (AfB S. 8.19ff)
 - Berechnung der Endsetzungen: siehe Kapitel "Setzungsberechnung": Indirekte Setzungsberechnung
 - Bestimmung von E_s (p_m in Gleichung für E_s einsetzen oder Wert aus obiger Setzungsberechnung mitteln) in Schichtmitte
 - Bestimmung der setzungswirksamen Spannungen
 - * Berechnung der bezogenen Konsolidierungszeit: $T_v = \frac{k \cdot E_s}{\gamma_w \cdot H^2} \cdot t$
 - * Aufteilung einer (näherungsweise) trapezförmigen Zusatzspannungsverteilung in Rechteck und Dreieck, Berechnung der jeweiligen $\Delta p (= \Delta u_0)$
 - * Ablesen von $\frac{\Delta u(z)}{\Delta u_0}$ für Dreieck und Rechteck, Aufsummation zu Δu_{ges} für jede Lamelle
 - * Berechnung der $\Delta \sigma'$ an den Lamellengrenzen
 - Indirekte Setzungsberechnung mit E_s aus Berechnung der Endsetzungen

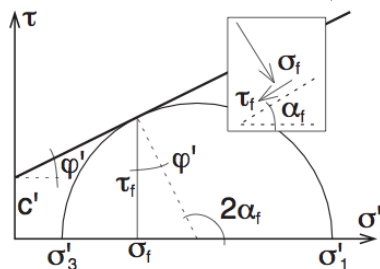
4 Scherfestigkeit

4.1 Rahmenscherversuch



- ebener Belastungszustand, nach Casagrande oder Krey (AfB S. 9.2)
- Normalspannung: $\sigma_s = \frac{P}{b^2}$, Schubspannung: $\tau_f = \frac{T}{b(b-u)}$ (AfB S. 9.5)
- Parallelogrammscherung: Schergeschwindigkeit: $\dot{\gamma} = \frac{d\gamma}{dt} = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{\Delta s/d}{\Delta t} \approx \frac{1}{d} \frac{ds}{dt}$, Δs : horiz. Versch. der Oberseite in Δt
- Zusammendrückungsgeschwindigkeit $\dot{\epsilon} = -\lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{1}{d} \frac{\Delta d}{\Delta t} = -\frac{\dot{d}}{d}$, Δd : Dickenzunahme in Δt
- Dilatanzwinkel $\nu = \arctan \frac{-\Delta d}{\Delta s} = -\arctan \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\gamma}}$
- $\tau(s)$, s: horiz. Verschiebung
 - eindeutiges Maximum erkennbar: dichter Sand, überkonsolidierter Ton
 - kein eindeutiges Maximum: lockerer Sand, normalkonsolidierter Ton

- Schergesetz nach Coulomb (AfB S. 9.6)



$$- \tau_f = c' + \sigma'_a \cdot \tan \varphi' \quad (': \text{Wassersättigung})$$

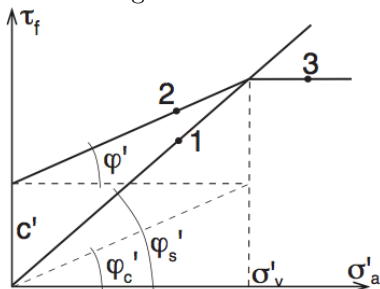
- Schergesetz nach Krey-Tiedemann (bindiger Boden)

$$- \tau_f = \sigma'_v \cdot \tan \varphi' + \sigma'_a \cdot \tan \varphi_c$$

$$- \tan \varphi'_s = \tan \varphi' + \tan \varphi_c$$

$$- c_u = \sigma' \cdot \tan \varphi'_s$$

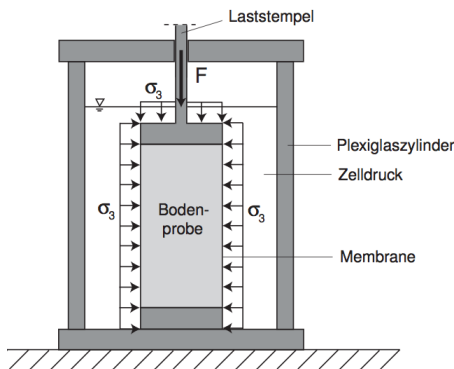
- $\tau - \sigma$ -Diagramm



1. Einzeichnen der Endschubspannungen der Versuche mit unterschiedlicher Normalspannung (Ursprungsgerade)

2. Winkel der Gesamtscherfestigkeit φ'_s zwischen Gerade und Horizontale
3. Einzeichnen der lokalen Maxima der Versuche (Schergerade)
4. Reibungswinkel φ' zwischen Schergerade und Horizontale
5. Kohäsion c' : Schnittpunkt der Schergerade mit τ -Achse
6. Schnittpunkt Schergerade-Ursprungsgerade: Ablesen der Vorbelastungsspannung σ_v
7. Undrainierte Kohäsion c_u : Wert der Schergeraden bei σ_v
8. Überkonsolidierungsverhältnis: $OCR = \frac{\text{äquivalente Spannung}}{\text{aktuelle Spannung}} = \frac{\sigma_v}{\sigma_{in situ}}$
9. Ursprungsgerade: normalkonsolidiert, Teillast mit geringerer Steigung: überkonsolidiert

4.2 Triaxialversuch



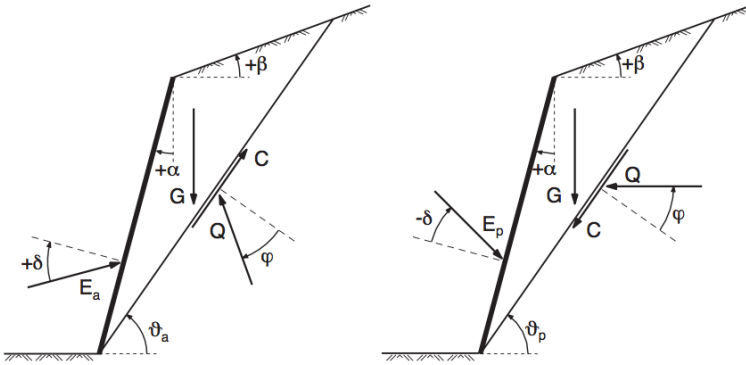
- Schergesetz nach Mohr-Coulomb unter mehrachsialer Beanspruchung
 - Auftragen der effektiven Hauptspannungen σ_3 , $\sigma_1 = \sigma_3 + \frac{P}{F_{anfang}}$ beim Bruch
 - Schergerade: Tangente an Halbkreis in Punkt für $2\alpha_f \rightarrow c', \varphi' = 2\alpha_f - \frac{\pi}{2}$ oder Tangente an mehrere Spannungskreise
 - im Grenzzustand: $\sigma_1 - \sigma_3 = (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin \varphi + 2 \cdot c' \cdot \cos \varphi$
 - auf konstante Porenzahl achten
 - Neigung der Bruchfläche gegeben: $\sigma(\alpha) = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos(2\alpha)$, $\tau(\alpha) = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \sin(2\alpha)$, $\varphi = \arctan\left(\frac{\tau}{\sigma}\right)$ (AfB Gl. 9.11)
- Schergesetz nach Tresca: wie MC mit $\alpha_f = \frac{\pi}{4} \rightarrow \varphi = 0, c_u = \tau$
- Kritisches Hauptspannungsverhältnis: $N_\varphi = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$
- Konsolidierter, drainierter (CD) Triaxialversuch (AfB S. 9.34)
 - Langsamversuch: keine bleibenden Porenwasserdrücke wegen Drainage \rightarrow nur effektive Spannungen
 - Ermittlung der Schergeraden (c', φ') im $\tau - \sigma$ -Diagramm (s. o.)
 - Alt.: Ermittlung der Bruchgeraden durch Kreismaxima im $p - q$ -Diagramm mit $p = \frac{\sigma_{1,max} + \sigma_3}{2}$, $q = \frac{\sigma_{1,max} - \sigma_3}{2}$
 - * τ -Achsenabschnitt b , Neigung α : $\sin \varphi = \tan \alpha$, $c = \frac{b}{\cos \alpha}$
- Konsolidierter, undrainierter (CU) Triaxialversuch (AfB S. 9.35)
 - Zunächst Konsolidierung mit geöffneter Drainage
 - Langsamversuch an wassergesättigten Proben: homogener Porenwasserdruck
 - Berechnung der effektiven Spannungen $\sigma' = \sigma - u$
 - Bestimmung der effektiven Scherparameter c', φ' im $\tau - \sigma'$ -Diagramm
 - * Gesamtscherfestigkeit: $\varphi'_s = \arctan\left(\frac{\sigma'_{1,max} - \sigma'_3}{\sigma'_{1,max} + \sigma'_3}\right)$
- Unkonsolidierter, undrainierter (UU) Triaxialversuch (AfB S. 9.36)

- Scherung bei voller Wassersättigung, Porenwasserdruck ändert sich mit Belastung (Zu- oder Abnahme)
- Anfangsstandfestigkeit (φ_u, c_u)
- Bestimmung der undrainierten Kohäsion c_u im $\tau - \sigma$ -Diagramm
- Völlig wassergesättigte, normalkonsolidierte Probe: $\varphi_u = 0$ (Tresca)
- Bei Vorkonsolidierung bei p_i : $c_u = \tan(\varphi_s) \cdot p_i$ (Ursprungsgerade)

4.3 Scherverhalten von Böden

- Nichtbindige Böden (AfB S 9.20)
 - Scherfestigkeit durch Reibungskräfte an den Kontaktstellen der Einzelkörner und durch Verschiebung und Drehung der Einzelkörner sowie durch Auflockerung behindernde Kräfte
 - Scherfestigkeit: $\tau_f = \sigma \cdot \tan \varphi$ (reiner Reibungsboden)
 - φ_{\min} aus Schüttung einer Böschung: $\varphi_{\min} = \beta$ beim Versagen
 - Werte für φ und ν aus Bild 9.35
 - Scherfestigkeit nimmt mit steigender Lagerungsdichte D überlinear zu
 - je ungleichförmiger, desto größer τ_f
 - je scharfkantiger die Körner und je ungleichförmiger das Korngerüst, desto größer der Dilatanzwinkel
 - anfangs dicht gelagert
 - * Scherwiderstand steigt bis T_p (peak), fällt anschließend auf T_r (residual) ab (Auflockerung)
 - anfangs locker gelagert
 - * steigt langsamer, aber monoton auf T_p
 - * im Grenzzustand negative Dilatanzwinkel möglich (Kontraktion)
 - Wenn Probe kritische Dichte/Porenzahl e_c (nahe e_{\max}) erreicht: Dilatanz im Grenzzustand verschwindet, Restreibungswinkel φ_r
 - gestättigte Böden Reduktion der Normalspannung auf die wirksame Spannung, Verflüssigung möglich
 - ungestättigte Böden: Unterdruck im Kapillarwasser \Rightarrow Kapillarkohäsion C_c
- Unvorbelastete (normalkonsolidierte) tonige Erdstoffe (AfB S. 9.25)
 - Abscheren unter Normalspannung $\sigma \geq \sigma_e$
 - $\tau_f = c_u = \text{const} \rightarrow$ reibungsfreier Boden
 - c_u proportional zu σ_e : $c_u = c_{u0} \cdot e^{\frac{\gamma_s}{\gamma_w} \cdot \frac{w_0 - w}{C_c}}$ mit c_{u0} : undrainierte Kohäsion bei $\sigma_e = \sigma_0$ (bel.)
 - Schubfestigkeit steigt mit sinkendem Wassergehalt, $\tau_f = \sigma' \tan \varphi_s$ mit φ_s : Winkel der Gesamtscherfestigkeit
 - im Grenzzustand: kritische Porenzahl $e_c = e_{c0} - C_c \ln \frac{\sigma'}{\sigma_0}$
 - Bestimmung des Anfangsgrenzzustands: schnelle Scherung (Porenwasserdrücke können sich nicht ausgleichen)
 - Bestimmung des Endgrenzzustands: langsame Scherung
- Vorbelastete (überkonsolidierte) tonige Erdstoffe (AfB S. 9.28)
 - Sprödigkeit nimmt mit dem Konsolidierungsverhältnis zu (höheres T_p)
 - $c' = \sigma_e \cdot (\tan \varphi'_s - \tan \varphi')$ (Parallele Geraden im $\tau - \sigma$ -Diagramm, Bild 9.45)
 - Beispiele für wirksame Reibungswinkel φ' und Restreibungswinkel φ'_r : AfB S. 9.30, Bild 9.46
 - Bei fortgesetzter Scherung: Streben zur kritischen Porenzahl (wie körnige Böden), Dilatanz steigt mit Konsolidierungsverhältnis, am Ende Restscherfestigkeit $\tau_f = \sigma' \tan \varphi'_r$ erreicht
 - im Grenzzustand bilden sich Scherfugen mit der Neigung $\pm \alpha_f = \frac{\pi}{2} \pm \frac{\varphi'}{2}$ aus

5 Erddruckberechnung



- Erddruck aus Bodeneigengewicht

1. Berechnung der Vertikalspannungen aus Eigengewicht und Wasserströmung
2. Bestimmung der Erddruckbeiwerte

- Bild φ : Reibungswinkel, β : Geländeneigung, α : Wandneigung, $\delta_{a/p}$: Wandreibungswinkel (i. d. R. $\delta_a = \frac{2}{3}\varphi$, $\delta_p = -\frac{2}{3}\varphi$ bei rauhen Wänden, $\delta_a = \delta_p = 0$ bei glatten Wänden, AfB S. 10.35)
- Ablesen von $K_{(a,p)h}$ aus AfB S. 10.47ff, Bild 10.56ff ($\varphi' \in [15^\circ; 45^\circ]$ in 2.5° -Schritten, $\alpha, \beta \in [-20^\circ; 20^\circ]$ in 10° -Schritten, $|\delta| = \{0, \frac{1}{3}\varphi', \frac{2}{3}\varphi'\}$)
- Berechnen von $K_{(a,p)h}$ für ebene Gleitfläche ($|\alpha| + |\delta| \geq \beta$)

- * Aktiver Erddruckbeiwert (AfB S. 10.7): $K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}}\right)^2}$ (allg.)

- $\alpha = \beta = 0, \delta \neq 0$: $K_{ah} = \frac{\cos^2 \varphi}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin \varphi}{\cos \delta}}\right)^2}$

- $\alpha = \beta = \delta = 0$: $K_{ah} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$

- * Kohäsionsbeiwert (aktiv): $K_{ach} = \frac{2 \cdot \cos \varphi \cdot \cos \beta \cdot (1 - \tan \alpha \cdot \tan \beta) \cdot \cos(\alpha - \delta_a)}{1 + \sin(\varphi + \delta_a - \alpha - \beta)}$ (AfB S. 10.13)

- * Passiver Erddruckbeiwert (AfB S. 10.16): $K_{ph} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}}\right)^2}$ (allg.)

- $\alpha = \beta = 0, \delta \neq 0$: $K_{ph} = \frac{\cos^2 \varphi}{\left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) \cdot \sin \varphi}{\cos \delta}}\right)^2}$

- $\alpha = \beta = \delta = 0$: $K_{ph} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$

3. Berechnung des aktiven Erddrucks aus Eigengewicht und Kohäsion:

$$e_{ah} = \sigma'_v \cdot K_{ah} - c \cdot K_{ach}$$

- Für $\alpha = \beta = \delta_a = 0$: $e_{ah} \approx \sigma'_v \cdot K_{ah} - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_{ah}} \cdot \sqrt{\cos(\delta_a - \alpha)}$

4. Berechnung des passiven Erddrucks: $e_{ph} = \sigma'_v \cdot K_{ph} + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_{ph}} \cdot \sqrt{\cos(\delta_p - \alpha)}$

- Kohäsion aus Sicherheit zu Null setzen

- o Bei Grundwasser: resultierender Gesamtdruck: $p_{h,res}(z) = e_h(z) + u(z)$

- o Konsolidierender Boden: resultierender Gesamtdruck: $p_{h,res}(z) = e_h(z) + \Delta u(z)$

- Erddruck infolge großflächiger Auflast p: gleichmäßige Erhöhung des Erddrucks um $e'_{ah} = p \cdot K_{ah}$

- Erddruck infolge begrenzter Auflast p (Entfernung l von Böschung, Breite s) (AfB S. 10.41)

- Gleitflächenwinkel $\vartheta_a = \varphi + 90^\circ - \arctan\left(\tan(\alpha + \varphi) + \frac{1}{\cos(\alpha + \varphi)} \cdot \sqrt{\frac{\sin(\delta_a + \varphi) \cdot \cos(\alpha + \beta)}{\sin(\varphi - \beta) \cdot \cos(\delta_a - \alpha)}}\right)$ (allg.)

- * $\alpha = \beta = 0, \delta \neq 0$: $\vartheta_a = \varphi + 90^\circ - \arctan\left(\tan \varphi + \frac{\sqrt{1 + \frac{\tan \delta_a}{\tan \varphi}}}{\cos \varphi}\right)$

- * $\alpha = \beta = \delta = 0$: $\vartheta_a = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$

- * Gleitkeil mit Steigung ϑ_a von UK der BGW lastet auf der Wand $\rightarrow K_a$ klein

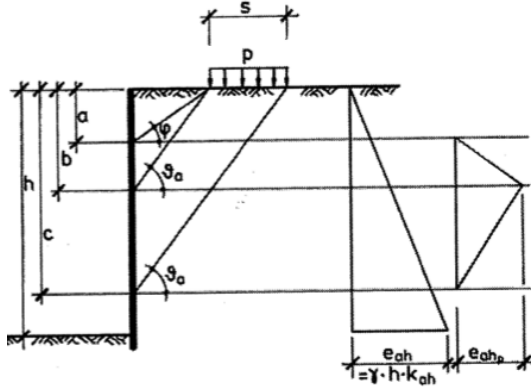
– ϑ_p : keine Berechnungsmöglichkeit im allgemeinen Fall

$$* \alpha = \beta = 0, \delta \neq 0 : \vartheta_p = -\varphi + 90^\circ - \arctan \left(-\tan \varphi + \frac{\sqrt{1 - \frac{\tan \delta_a}{\tan \varphi}}}{\cos \varphi} \right)$$

$$* \alpha = \beta = \delta = 0 : \vartheta_p = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}$$

* Gleitkeil mit Steigung ϑ_p von UK der BGW lastet auf der Wand $\rightarrow K_p$ groß

– Berechnung der dreiecksförmigen Umlagerung (Bild 10.44)



$$* \text{Beginn: } a = l \cdot \tan \varphi$$

$$* \text{Spitze: } b = l \cdot \tan \vartheta$$

$$* \text{Ende: } c = (l + s) \cdot \tan \vartheta$$

$$* \text{Maximalwert: } e_{aph} = 2 \cdot \frac{p \cdot s}{c - a} \cdot \frac{\sin(\vartheta_a - \varphi')}{\cos(\vartheta_a - \varphi' - \delta_a)} \cdot \cos \delta_a \quad (\text{AfB 10.41, Gl. 10.79})$$

– Fall $l = 0$

* Konstanter Erddruck $e_{aph} = K_{ah} \cdot p$ bis in Tiefe $b = s \cdot \tan \theta$

* Lineare Abnahme des Erddrucks auf 0 in Tiefe $z = 1.5 \cdot b$

- Erdruchedruck: keine Relativverschiebungen (verformungsarmer Bau), Erstbelastung, kohäsionslos (AfB 10.32f)

$$- K_o = 1 - \sin \varphi, \quad (\alpha = \beta = \delta = 0)$$

$$- K_o = 1 - \sin \varphi' + \frac{\cos \varphi' - 1 + \sin \varphi'}{\varphi'} \beta, \quad (\alpha = \delta = 0, \beta \neq 0)$$

– Boden vollständig konsolidiert: φ ersetzen durch φ_s

- Nachweis

$$- \text{Berechnung der Horizontalkräfte je laufendem Meter: } E_{(a,p)h} = \int_z e_{(a,p)h,g+c+p} dz$$

$$- E_{ah} < E_{ph}$$

- Vorgehen bei einem nicht konsolidierten, bindigen Boden: Berechnung des Zustands der Entwässerung ($c', \varphi'_s, \Delta u$) und der Nichtentwässerung (Anfangszustand c_u, φ_u) sowie des Endzustands (c', φ') (AfB S. 10.34)

- Freie Standhöhe eines bindigen Bodens: $h_c = \frac{4c_u}{\gamma \cdot \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2})}$ ($\alpha = \beta = \delta = p = 0$) (AfB S. 10.13)

6 Böschungsbruch

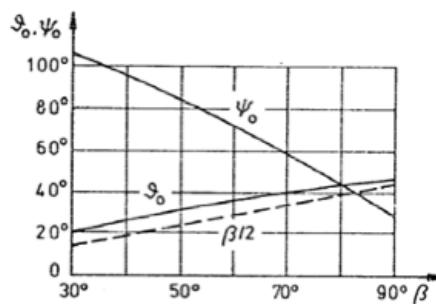
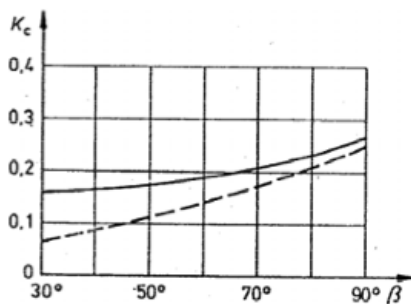
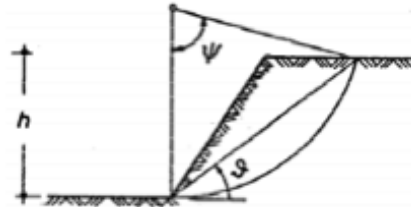
6.1 Berechnung des Ausnutzungsgrads (ebene Gleitfuge)

- $\mu = \frac{\text{treibende Kräfte/Momente}}{\text{haltende Kräfte/Momente}}$
- Reiner Reibungsboden: ohne Kohäsion, nicht durchströmt, nur Neigung (AfB S. 11.3)
 - $\mu = \frac{\tan \beta}{\frac{\tan \varphi}{\gamma \varphi}}$
- Rein kohäsiver Boden: keine Reibung, nicht durchströmt
 - Hangabtriebskraft: $E_d = G_d = \gamma \cdot h \cdot 1m \cdot \sin \beta \cdot \gamma_G$
 - Haltende Kraft: $T_d = C_{vorh,d} = \frac{c \cdot h}{\gamma_c \cdot \cos \beta}$
 - $\mu = \frac{E_d}{T_d}$
- durchströmter Reibungsboden (AfB S. 11.6, Gl. 11.19)
 - $\mu = \frac{\tan \beta}{\frac{\tan \varphi}{\gamma \varphi} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\gamma_w}{\gamma}}}$
- Durchströmter, kohäsiver Boden (AfB Gl. 11.11)
 - Treibend: $E_d = G_d + F_{s,d}$, $F_{s,d} = f_s \cdot b \cdot d_w = \gamma_w \cdot \sin \beta \cdot b \cdot d \cdot \gamma_G$ (d : Schichtdicke z. B. bis Fels)
 - Haltend: $C_{vorh,d}$
 - $\mu = \frac{E_d}{T_d}$

6.2 Gleitkreisberechnung

- $c = c_u$, $\varphi = 0$

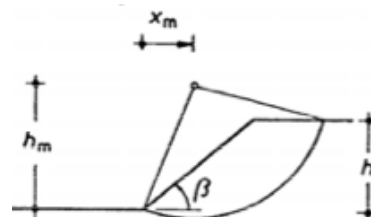
$$- c_{ud} = \frac{c_{uk}}{\gamma_c} = K_c \cdot \gamma_d \cdot h$$

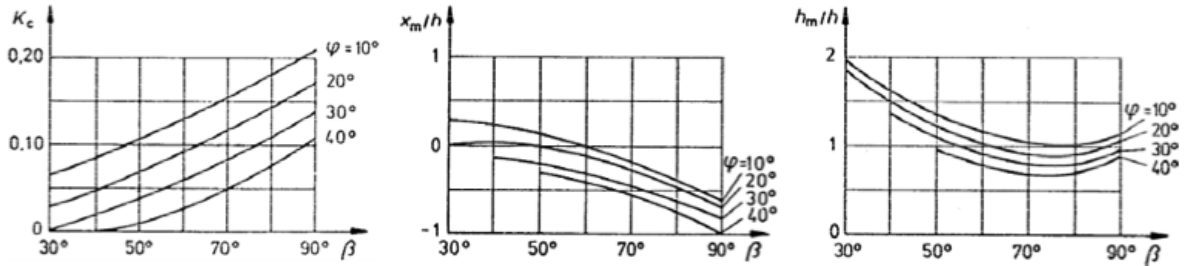


- $c > 0$, $\varphi > 0$

$$- c_d = \frac{c_k}{\gamma_c} = K_c \cdot \gamma_d \cdot h$$

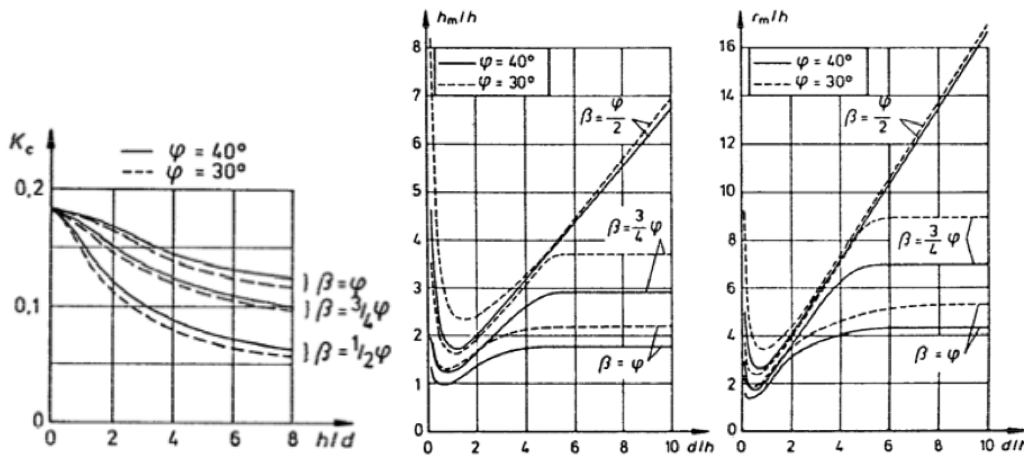
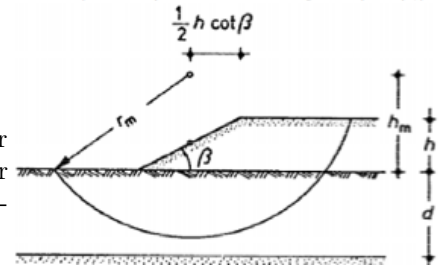
– Ablesung der Werte für $\varphi = \varphi_d$





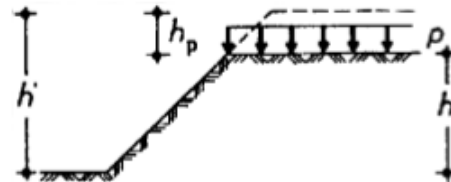
- Damm mit $c = 0$, $\varphi > 0$ auf c_u -Boden

- $c_{ud} = \frac{c_{uk}}{\gamma_c} = K_c \cdot \gamma_d \cdot h [\equiv c_{u,erf}]$
- γ_d des Dammes, c_u des Untergrunds
- Ablesung der Werte für $\varphi = \varphi_d$
- Iterative Bestimmung der maximalen Aufschüttungshöhe über Gleichsetzen der erforderlichen Kohäsion $c_{u,erf}$ mit der in der Tiefe $z_m(h) = r_m(h) - h_m(h)$ vorhandenen Kohäsion und anschließender erneuter Berechnung der Geometrieparameter



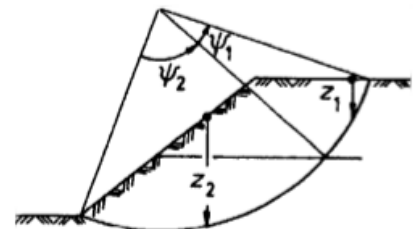
- Umrechnung von veränderlichen Auflasten in zusätzliche Höhe

- Bedingung: $p_k \leq \frac{\gamma_d \cdot h}{3} \cdot \frac{\gamma_G}{\gamma_Q}$
- zusätzliche Böschungshöhe: $h_P = \frac{p_k}{\gamma_d} \cdot \frac{\gamma_Q}{\gamma_G}$



- Mittelung der Scherparameter, wenn Gleitkreis durch mehrere Schichten (AfB S. 11.16)

- Mittlere Wichte: $\bar{\gamma} = \frac{\gamma_1 A_1 + \gamma_2 A_2}{A_1 + A_2}$, (A_i grob schätzen)
- Bestimmung der Sektorwinkel ψ_i der Schichten am Gleitkreis
- Mittlere Kohäsion: $\bar{c} = \frac{c_1 \psi_1 + c_2 \psi_2}{\psi_1 + \psi_2}$
- Bestimmung der mittleren Tiefen z_i der Gleitflächen
- Mittlerer Reibungswinkel: $\bar{\varphi} \approx \frac{\varphi_1 z_1 \psi_1 + \varphi_2 z_2 \psi_2}{z_1 \psi_1 + z_2 \psi_2}$



6.3 Lamellenfreies Verfahren

- für maximal zwei Schichten geeignet
- gegeben: Böschung mit Gleitkreis (Öffnungswinkel ψ , Radius r), Fläche des Gleitkörpers A_{GK} , durchströmte Fläche A_{du} , Neigung der Strömungskraft $\bar{\beta}_w$, Abstände vom Mittelpunkt M
- Teilsicherheitsbeiwerte (GZ GEO-3)

	BS-P	BS-T
γ_G	1.00	1.00
γ_Q	1.30	1.20
γ_φ	1.25	1.15
γ_c	1.25	1.15

1. Berechnung aller am Bruchkörper angreifenden Kräfte

- Gewichtskraft des Gleitkörpers (ohne Berücksichtigung der Auftriebswirkung):
 $G_k = \gamma_k \cdot A_{GK}$, $G_d = G_k \cdot \gamma_G$ (vertikal durch Schwerpunkt A_{GK})
- Auftriebskraft (berücksichtigt, dass im Grundwasser nur γ' angesetzt wird):
 $A_k = (\gamma - \gamma') \cdot A_{du}$, $A_d = A_k \cdot \gamma_G$ (vertikal durch SP A_{du})
- Strömungskraft
 $F_{s,k} = i \cdot \gamma_w \cdot A_{du}$, $i = \frac{\Delta h}{\Delta s} = \sin \bar{\beta}_w$, $F_{s,d} = F_{s,k} \cdot \gamma_G$ (um $\bar{\beta}_w$ geneigt durch SP A_{du})
- Kohäsion
 $c_d = \frac{c'_k}{\gamma_{c'}}$, $C_d = 2 \cdot r \cdot c_d \cdot \sin \frac{\psi}{2}$
(parallel zu Gerade durch Schnittpunkte des Gleitkreises mit GOK mit Abstand $r_c = \frac{r \cdot \psi}{2 \cdot \sin \frac{\psi}{2}}$ zu M)
- Veränderliche Einwirkungen
 $Q_d = Q_k \cdot \gamma_Q$
 - nur ansetzen, wenn sie treibend wirken, d. h. ihre Resultierenden außerhalb des Reibungskreises mit dem Radius $r_{Q,d} = r \cdot \sin \varphi_{vorh,d}$ um M liegen (wenn Streckenlast auch nur teilweise wirken kann, den Teil ansetzen, der innerhalb $r_{Q,d}$ liegt)
 - $\varphi_{vorh,d} = \arctan \frac{\tan \varphi'_k}{\gamma_\varphi}$

2. Bestimmung der Resultierenden

- Resultierende $R_{1,d}$ aus G_d, A_d, Q_d
 - $R_{1,d} = G_d - A_d + \sum Q_d$
 - Hebelarm r_{R1} über Momentengleichgewicht um M
- Resultierende $R_{2,d}$ aus $R_{1,d}, F_{s,d}$
 - Wirkungslinie von $R_{2,d}$ verläuft durch Schnittpunkt von der WL'n von $R_{1,d}$ und $F_{s,d}$
 - Betrag und Richtung von $R_{2,d}$ aus Kräfteck
- Resultierende $R_{3,d}$ aus $R_{2,d}, C_d$ äquivalent

3. Gleitflächenreaktionskraft Q_d entgegengesetzt gleich groß zu $R_{3,d}$ ansetzen

4. Ermittlung des statisch erforderlichen Reibungswinkels $\varphi_{d,erf}$

- Konstruktion eines Reibungskreises um M , der von der WL von Q_d tangiert wird
- Ablesen des Radius $r_{Q,d}$ des Reibungskreises
- Berechnung $\varphi_{d,erf} = \arcsin \left(\frac{r_{Q,d}}{r} \right)$

5. Nachweis: $\gamma_{\varphi'} = \frac{\tan \varphi_{k,vorh}}{\tan \varphi_{d,erf}} \stackrel{?}{\geq} \gamma_{\varphi DIN} = 1.25$

6. Ausnutzungsgrad: $\mu = \frac{M_{d,treibend}}{M_{d,haltend}}$

- $M_{d,treibend} = R_{2,d} \cdot r_{R2}$
- $M_{d,haltend} = Q_d \cdot r_{Q,d} + C_d \cdot r_c + M_{Anker}$ (mit Q_d : Gleitflächenreaktionskraft)

6.4 Lamellenverfahren nach Bishop

- Tabelle: $b \mid h_{li} \mid h_{re} \mid A \mid G_d \mid Q_d \mid U_d \mid \vartheta \mid C_d \mid (G_d + Q_d - U_d) \cdot \tan \varphi_d \mid (G_d + Q_d) \cdot \sin \vartheta$
- 1. Unterteilung der Bruchfuge in 3-10 etwa gleich breite, senkrechte Lamellen mit Breite b_i , $\frac{R}{10} \leq b_i \leq \frac{R}{5}$
- 2. Bestimmung/Messen der Lamellenhöhen auf beiden Seiten ($h_{i,li}, h_{i,re}$)
- 3. Näherungsweise Berechnung der Lamellenflächen A_i als Trapez
- 4. Berechnung des Lamellengewichts $G_{d,i} = A_i \cdot \gamma_i \cdot \gamma_G$
 - Über GW: Feucht-/Trockenwichte, unter GW: Sättigungswichte
- 5. Verkehrslasten: nur den Teil ansetzen, der außerhalb des Gleitkreises mit Radius $r = R \cdot \sin \varphi_k$ liegt, $Q_{d,i} = q_k \cdot b_i \cdot \gamma_Q$
- 6. Berechnung der Kräfte aus Porenwasserdruck auf die Gleitfläche: $U_{d,i} = \gamma_G \cdot u_i \cdot b_i = \gamma_G \cdot \gamma_{w,k} \cdot h_{w,i} \cdot b_i$
 - $h_{w,i}$: mittlere Wasserhöhe
 - Nur ansetzen, wenn in der Gleitfläche der Lamelle $\varphi \neq 0$
- 7. Abmessen der äußeren Sekantenneigung der Lamellen ϑ_i
- 8. Berechnung der Kohäsion $C_{d,i} = \frac{c_{k,i}}{\gamma_c} \cdot b_i$
- 9. Berechnung von $\tan \varphi_{d,i} = \frac{\tan \varphi}{\gamma_\varphi}$
- 10. Berechnung des treibenden Moments: $M_{E,d} = (r) \cdot \sum_i (G_{d,i} + Q_{d,i}) \cdot \sin \vartheta_i$
- 11. Berechnung des haltenden Moments: $M_{r,d} = (r) \cdot \sum_i \frac{(G_{d,i} + Q_{d,i} - U_{d,i}) \cdot \tan \varphi_{d,i} + c_{d,i} \cdot b_i}{\cos \vartheta_i + \mu \cdot \tan \varphi_{d,i} \cdot \sin \vartheta_i}$
- 12. Iteration: $\mu_{j+1} = \frac{M_{E,d}}{M_{r,d}}$ mit $\mu_0 = 1.0 \Rightarrow$ Nachweis $\mu < 1$
 - Falls Erddruck zu berücksichtigen: erweiterter Ansatz nach Bishop (AfB S. 11.22)
 - Mehrere Schichten: Lamellen an Schichtgrenzen orientieren

7 Grundbruch (DIN 4017)

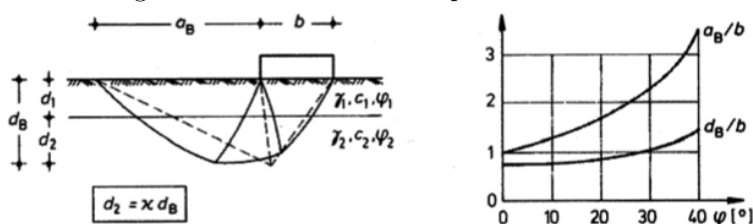
1. Bestimmung der charakteristischen Einwirkungen V_k, H_k, M_k in der Fundamentsohle
 - Erddruck aus Sicherheit vernachlässigen oder E_p nur zur Hälfte ansetzen

2. Berechnung der Bemessungswerte (GZ GEO-2) mit

	BS-P	BS-T
γ_G	1.35	1.20
γ_Q	1.50	1.30
$\gamma_{R,v}$	1.40	1.30

3. Gleitkörper in geschichtetem Baugrund (AfB S. 12.17)

- Bestimmung der Tiefe d_B des Gleitkörpers



- Mittelung der Scherparameter für Schichtgrenze in Tiefe $d_1 = (1 - \kappa) \cdot d_B \rightarrow \kappa = 1 - \frac{d_1}{d_B}$
 - $\bar{\gamma}_k = \gamma_{1,k} \cdot (1 - \kappa^2) + \bar{\gamma}_{2,k} \cdot \kappa^2$
 - $\bar{c}_k = c_{1,k} \cdot (1 - \kappa) + c_{2,k} \cdot \kappa$
 - $\bar{\varphi}_k = \varphi_{1,k} \cdot (1 - \kappa)^2 + \varphi_{2,k} \cdot \kappa \cdot (2 - \kappa)$
 - Nur sinnvoll, wenn $|\varphi_{i,k} - \bar{\varphi}_k| \leq 5^\circ$
- Alternative Berechnung bei Grundbruch in c_u -Boden unter körniger Aufschüttung: Berechnung mit Ersatzgeometrie auf OK des c_u -Bodens
 - Ersatzabmessungen: $a^* = a + 2 \cdot d_1 \cdot \tan 7^\circ$, $b^* = b + 2 \cdot d_1 \cdot \tan 7^\circ$
 - Ersatzlast: $N'_d = N_d + \gamma_{1,k} \cdot a^* \cdot b^* \cdot d \cdot \gamma_G$

4. Grundbruchwiderstand: $R_{n,k} = \underbrace{a' \cdot b'}_{\text{eff. Fläche}} \cdot \left(\underbrace{c'_k \cdot N_c}_{\text{Kohäsion}} + \underbrace{\gamma_{1,k} \cdot d \cdot N_d}_{\text{Einbindetiefe}} + \underbrace{\gamma_{2,k} \cdot b' \cdot N_b}_{\text{Fundamentbreite}} \right)$

- jeweils Anfangs- und Endzustand (c_u, φ_u bzw. c', φ')
- γ_1 : Bodenwichte über Fundamentsohle, γ_2 : Bodenwichte unter Fundamentsohle

(a) Tragfähigkeitsbeiwerte $N_{i0}(\varphi_k)$ (AfB S. 12.12, Bild 12.14)

- Tiefe: $N_{d0} = \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi'_{1k}}{2}) \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi'_{1k}}$
 - Bei Aufschüttung: $N_{d0} = 1.0$ aus Sicherheit
- Breite: $N_{b0} = (N_{d0} - 1) \cdot \tan \varphi'_{2k}$ mit N_{d0} für φ_{2k}
- Kohäsion: $\varphi_k > 0^\circ$: $N_{c0} = (N_{d0} - 1) \cdot \cot \varphi_{2k}$ mit N_{d0} für φ_{2k}

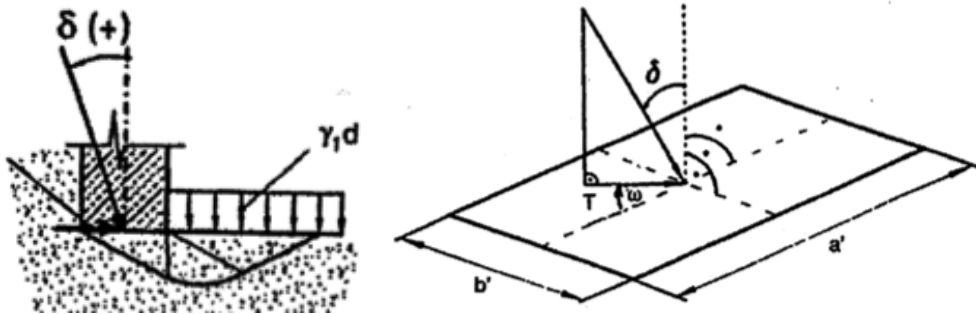
φ_k	0,0	5,0	10,0	15,0	20,0	22,5	25,0	27,5	30,0	32,5	35,0	37,5	40,0	42,5
N_{c0}	5,0	6,5	8,5	11,0	15,0	17,5	20,5	25,0	30,0	37,0	46,0	53,0	75,0	99,0
N_{d0}	1,0	1,5	2,5	4,0	6,5	8,0	10,5	14,0	18,0	25,0	33,0	46,0	64,0	92,0
N_{b0}	0,0	0,0	0,5	1,0	2,0	3,0	4,5	7,0	10,0	15,0	23,0	34,0	53,0	83,0

(b) eff. Fundamentabmessungen $a' = a - 2e_a = a - 2 \frac{M_{a,k}}{V_k}$, $b' = b - 2e_b$ ($a' \geq b'$)

(c) Formbeiwerte ν_i (AfB S. 12.12, Bild 12.15)

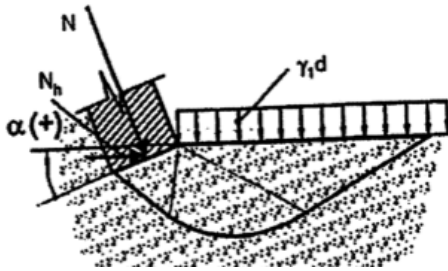
Grundrißform	$\nu_c (\varphi \neq 0)$	$\nu_c (\varphi = 0)$	ν_d	ν_b
Streifen	1,0	1,0	1,0	1,0
Rechteck	$\frac{\nu_d \cdot N_{d0} - 1}{N_{d0} - 1}$	$1 + 0,2 \cdot b/a$	$1 + b/a \cdot \sin \varphi_k$	$1 - 0,3 \cdot b/a$
Quadrat / Kreis	$N_{d0} - 1$	1,2	$1 + \sin \varphi_k$	0,7

(d) Lastneigungsbeiwerte i_i



- $\varphi_k = 0^\circ, c_k > 0 \frac{kN}{m^2}$: $i_d = 1$, $i_b = -$, $i_c = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 - \frac{H_k}{A' \cdot c_k}}$
- $\varphi_k > 0^\circ, c_k \geq 0 \frac{kN}{m^2}$
 - $\delta > 0^\circ$: $i_b = (1 - \tan \delta)^{m+1}$, $i_d = (1 - \tan \delta)^m$, $i_c = \frac{i_d \cdot N_{d0} - 1}{N_{d0} - 1}$
 - $\delta < 0^\circ$: $i_b = (1 - 0.04 \cdot \delta)^{0.64 + 0.028 \cdot \varphi_k}$, $i_d = (1 - 0.0244 \cdot \delta)^{0.03 + 0.04 \cdot \varphi_k}$, $i_c = \frac{i_d \cdot N_{d0} - 1}{N_{d0} - 1}$
 - * $m = m_a \cos^2 \omega + m_b \sin^2 \omega = \frac{2 + \frac{a'}{b'}}{1 + \frac{a'}{b'}} \cos^2 \omega + \frac{2 + \frac{b'}{a'}}{1 + \frac{b'}{a'}} \sin^2 \omega$
 - * $\tan \delta = \frac{H_k}{V_k}$

(e) Sohlneigungsbeiwert ξ (α in $^\circ$, positiv bei in Verschiebungsrichtung ansteigender Sohle)



- β positiv bei in Verschiebungsrichtung abfallendem Gelände
- $\varphi_k > 0^\circ$, $c_k \geq 0 \frac{kN}{m^2}$: $\xi_b = \xi_d = \xi_c = e^{-0.045 \cdot \alpha \cdot \tan \varphi_k}$
- $\varphi_k = 0^\circ$, $c_k > 0 \frac{kN}{m^2}$: $\xi_d = 1.0$, $\xi_c = 1 - 0.0068 \cdot \alpha$, $\xi_b = -$

(f) Geländeneigungsbeiwert λ (falls die längere Fundamentseite parallel zur Höhenlinie verläuft)

- $\varphi_k > 0^\circ$, $c_k \geq 0 \frac{kN}{m^2}$, $|\beta| \leq \varphi_k$: $\lambda_b = (1 - 0.5 \tan \beta)^6$, $\lambda_d = (1 - \tan \beta)^{1.9}$, $\lambda_c = \frac{N_{d0} \cdot e^{-0.0349 \cdot \beta \cdot \tan \varphi_k} - 1}{N_{d0} - 1}$
- $\varphi_k = 0^\circ$, $c_k > 0 \frac{kN}{m^2}$: $\lambda_c = 1 - 0.4 \tan \beta$, $\lambda_d = (1 - \tan \beta)^{1.9}$, $\lambda_b = -$
- Böschungsbeginn im Abstand s vom Fundament: $d' = d + 0.8s \tan \beta$

(g) $N_i = N_{i0} \cdot \nu_i \cdot i_i \cdot \lambda_i \cdot \xi_i$

5. Bemessungswert des Grundbruchwiderstands: $R_{n,d} = \frac{R_{n,k}}{\gamma_{R,v}}$

6. Nachweis: $R_d > V_d$

8 Grundwasserhaltungen

- Arten der Grundwasserhaltung: offene Wasserhaltung, Grundwasserabsenkung, Drainagen, Absperrung, Verdrängung (AfG S. 2.2)

- Einfluss des Bodens (AfG S. 2.5)

Durchlässigkeit k in $\frac{m}{s}$	Bodenart	Art der GW-Absenkung
$< 10^{-10}$	Ton	offene Wasserhaltung
$10^{-8} \div 10^{-10}$	Ton	Elektroosmose
$10^{-6} \div 10^{-8}$	Schluff	Vakuumentwässerung
$10^{-4} \div 10^{-1}$	Schwerkraftentwässerung	Sand und Kies
$> 10^{-1}$	offene Wasserhaltung (bedingt)	Kies

- Filterstabilität (für $U \leq 2$ [AfB S. 4.37, AfG S. 2.7])

– wirksames Filterkriterium: $\frac{d_{15,F}}{d_{85,B}} < 4 \div 5$ (F: Filtermaterial, B: Bodenmaterial)

– Filterregel nach Terzaghi: $\frac{d_{15,F}}{d_{15,B}} > 4$, für hydraul. Wirksamkeit eines Filters i. d. R. zwingend erforderlich

- Abschätzung der Durchlässigkeit

8.1 Sickergraben

- Grabenformel nach Dupuit-Thiem (AfB S. 4.28, AfG S. 2.11)

1. Absenkung $s = H - h_0$

- h_0 : Filterhöhe (Höhe Wasserstand an Brunnenaußenseite), H : ursprüngliche GW-Höhe

2. Reichweite $R \approx 3 \sqrt{\frac{H \cdot k \cdot t}{n}}$ bzw. $R \approx [1500 \div 2000] \cdot s \cdot \sqrt{k}$ (ungenauer) (AfB S. 4.31)

- n : Porenanteil, t : Pumpzeit

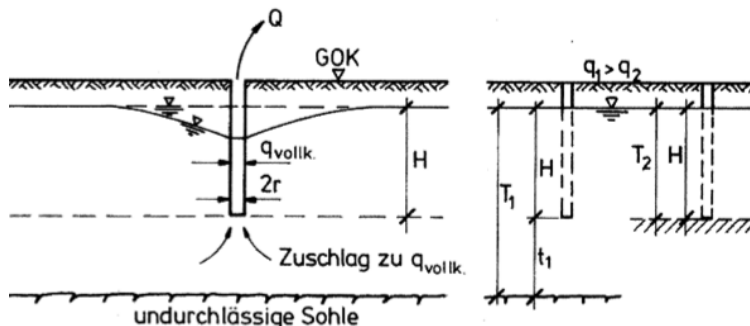
3. Vollkommener Sickerschlitz (einseitig): $q = \frac{k}{2} \frac{H^2 - h_0^2}{R}$

- Wasserhöhe y im Abstand x vom Brunnenrand: $H^2 - y^2 = \frac{R-x}{R} \cdot (H^2 - h_0^2)$

3. Unvollkommener Sickerschlitz (einseitig): $q = (0.73 + 0.27 \cdot \frac{T-t_0}{T}) \cdot \frac{k}{2} \cdot \frac{T^2-t_0^2}{R}$ (für $R \geq 3T$)
- T : Ursprüngliche GW-Höhe, t_0 : Höhe des Wasserstands im Brunnen über horiz. Begrenzung
 - Höhe des max. Wasseranstiegs auf der vom Zufluss abgewandten Seite: $t_d = t_0(\frac{1.48}{R}(T-t_0) + 1)$
 - Bestimmung der Sickerstrecke S_i (Differenz Wasserstand Brunnenrand - Brunnenmitte): AfG S. 2.14
- Annahmen
- homogener Baugrund, $k_v = k_h$
 - 2D-Problem (Schlitz unendlich ausgedehnt)
 - Gesetz von Darcy gültig
 - horizontale GW-Strömung ($R \geq 10 \cdot s$)

8.2 Mehrbrunnenanlage

- Brunnentypen: Flachbrunnen (AfG S. 2.13), Tiefbrunnen (AfG S. 2.15)
1. Absenktziel: $s = h + a$ mit h : Baugrubentiefe, a : Sicherheitsabstand, $a = 0.5 \div 1m$ (AfG S. 2.24f)
 2. Ersatzradius A_{RE} (AfG S. 2.24f)
 - Rechteck ($\frac{a}{b} < \pi$): $A_{RE} = \sqrt{\frac{b \cdot a}{\pi}}$ (lange Seite a)
 - Langgestrecktes Rechteck ($6 \geq \frac{a}{b} \geq \pi$): $A_{RE} = b \cdot (0.2 \cdot \frac{a}{b} + 0.37)$
 - sehr angestreckte Baugrube: $A_{RE} = \frac{l}{5}$ für Absenkung inmitten der Brunnenreihe, $A_{RE} = \frac{l}{3}$ für Absenkung am Ende der Brunnenreihe
 - abweichende Geometrien: $A_{RE} = \sqrt[n]{\prod_{i=1}^n x_i}$, x_i : Abstand der der Schwerpunkte der von den Brunnen umrissenen Fläche zu einzelnen Brunnen (AfG S. 2.26)
 3. Reichweite R
 - (a) Sichardt: $R = 3000 \cdot s \cdot \sqrt{k}$ (AfG Gl. 2.12)
 - (b) Weber: $R_0 = \sqrt{R^2 + A_{RE}^2}$
 - (c) Bei nahegelegenen freien Gewässern ohne Schlickablagerung (AfG S. 2.46)
 - Gewässer mit begrenzter Ausdehnung: $R_0 \leq 2e$, e : Entfernung von der Mitte der Baugrube bis zum Gewässerrand
 - langgestreckte, parallel zum Gewässer verlaufende Baugruben: $R_0 \leq e$
 4. Wassermenge Q im stationären Zustand: $Q = \frac{\pi \cdot k \cdot (H^2 - h_0^2)}{\ln R_0 - \ln A_{RE}}$ (AfB S. 4.29)
 - $h_0 = H - s$: Filterhöhe, H : GW-Höhe
 - Formel gilt auch zwischen zwei beliebigen Punkten $y_{1,2}$ mit Wasserstand $y_{1,2}$: $Q = \frac{\pi \cdot k \cdot (y_2^2 - y_1^2)}{\ln x_2 - \ln x_1}$
 - Grundwasser mit gespannter Oberfläche: $Q = \frac{\pi \cdot 2m \cdot s \cdot k}{\ln R_0 - \ln A_{RE}}$ (m : Brunnenlänge in Schicht mit gespanntem GW)
 5. Zuschlag für (schnelle) Absenkung: $Q_{ges} = 1.1 \cdot Q$
 6. Abschätzung der benetzten Filterlänge: $z_0 \simeq h_0 - 0.1A_{RE}$ (nach unten abschätzen)
 7. maximales Fassungsvermögen eines Einzelbrunnens: $q = 2\pi \cdot r_0 \cdot z_0 \cdot \frac{\sqrt{k}}{15}$ (AfG Gl. 2.28)
 8. Zuschlag für unvollkommene Brunnen: $Q_{unv} = (1 + \varepsilon_b) \cdot Q_{stat,vollk}$ (AfG S. 2.12)



- $t_1 = H \rightarrow \varepsilon_b = 0.1$
- $H < t_1 < 2H \rightarrow \varepsilon_b = 0.2$
- $t_1 > 2H \rightarrow \varepsilon_b = 0.3$
- $t_1 = 2H \rightarrow \varepsilon_b = 0.2$ (Anmerkung anfügen, dass nicht in AfG zu finden)

9. Erforderliche Brunnenanzahl: $n = \frac{Q_{ges}}{q}$ (aufrunden)

10. Nachweis des Absenktziels

- Ungünstigste Punkte, die weit entfernt von den meisten Brunnen liegen, auswählen (Eckpunkte, Mittelpunkt...)
- Berechnung des Abstands x_i jedes Brunnens zum jeweiligen Punkt
- Berechnung von $\frac{1}{n} \ln \left(\prod_{i=1}^n x_i \right)$ (bei verschiedenen Punkten: Maximum maßgebend)
- Bestimmung der abgepumpten Wassermenge (stationäre Verhältnisse): $Q = \frac{n \cdot q}{1.1}$
- Bestimmung der GW-Höhe (Forchheimer'sche Mehrbrunnenformel): $z^2 = H^2 - \frac{Q}{\pi \cdot k} \left[\ln R - \frac{1}{n} \ln \left(\prod_{i=1}^n x_i \right) \right]$
 - gesp. GW: $h_{ist} = H - \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot k \cdot m} \left[\ln R_0 - \frac{1}{n} \ln \left(\prod_{i=1}^n x_i \right) \right]$
- Berechnung von $s_{ist} = H - z$ bzw. $s_{ist} = H - h_{ist}$
- Nachweis: $s_{ist} \geq s_{soll}$

11. Nachweis der benetzten Filterlänge

- Berechnung von $\frac{1}{n} \ln \left(\prod_{i=1}^n x_i \right)$ für jeden Brunnen (Minimum maßgebend)
 - Abstand eines Brunnens zu sich selbst: r_0
- Bestimmung der GW-Höhe: $z^2 = H^2 - \frac{Q}{\pi \cdot k} \left[\ln R - \frac{1}{n} \ln \left(\prod_{i=1}^n x_i \right) \right]$
- Nachweis: $z > z_0$, gesch

8.3 Vakuumbrunnen

1. Bestimmung des k-Werts (AfG S. 2.37)

2. Bestimmung des k_L -Werts für die Luftdurchlässigkeit: $k_L = \frac{k}{3} \cdot \frac{\eta_W}{\eta_L}$

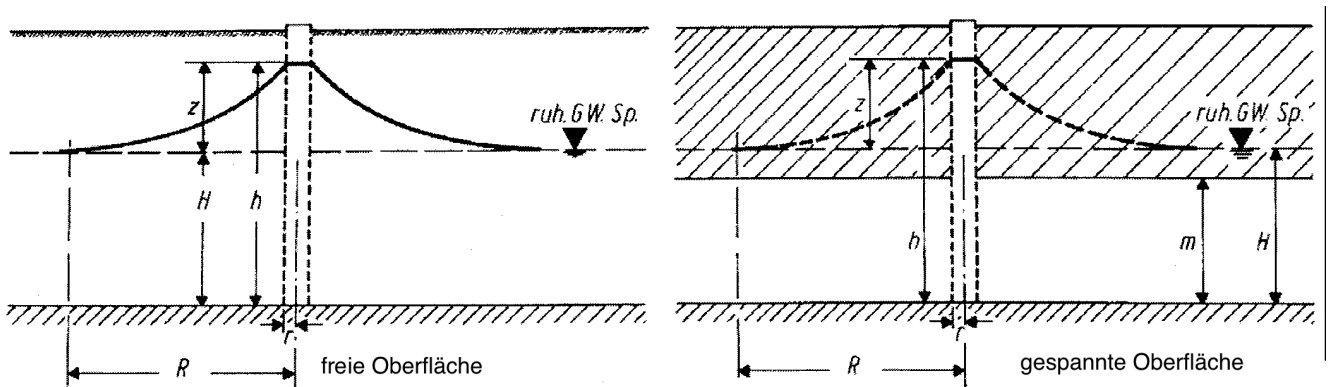
- $0^\circ C \rightarrow \frac{\eta_W}{\eta_L} = 100$
- $10^\circ C \rightarrow \frac{\eta_W}{\eta_L} = 70$
- $20^\circ C \rightarrow \frac{\eta_W}{\eta_L} = 55$

3. Bestimmung des Luftbedarfs: $Q_L = k_L \cdot A \cdot i$

- $A = D \cdot \pi \cdot s$ (Mantelfläche des Brunnens)
- $i = \frac{p_0 - p}{\gamma_w}$ ($= m_D$) (p : Unterdruck, p_0 : äußerer Luftdruck)

4. Bestimmung der Wassermenge: $Q = \frac{\pi \cdot (H^2 - h_0^2)}{2.3(\lg R - \lg A_{RE})} \cdot \frac{s + m_D}{s}$

8.4 Wiederversickerung



- freie GW-Oberfläche: $Q_s = \frac{\pi \cdot k \cdot (2H \cdot z + z^2)}{\ln R - \ln r}$ (AfG S. 2.42)
- gespannte GW-Verhältnisse: $Q_s = \frac{2\pi \cdot k \cdot m \cdot z}{\ln R - \ln r}$

8.5 Aufschwimmen, hydraulischer Grundbruch

- Strömendes Grundwasser: Nachweis hydraulischer Grundbruch (AfB S. 4.32)
 - $\sum_i \gamma'_{k,i} \cdot d_i \cdot \gamma_{G,stab} \stackrel{?}{>} \sum_j f_{s,j} \cdot d_j \cdot \gamma_{H,j}$
 - * Teilsicherheitsbeiwerte: GZ HYD (AfB S. 4.34)

	BS-P	BS-T
$\gamma_{G,stab}$	0.95	0.95
$\gamma_{H,günstig}$	1.35	1.30
$\gamma_{H,ungünstig}$	1.80	1.60

 - * Günstiger Untergrund: Kies, Kiessand, mindestens mitteldicht gelagerter Sand mit Korngröße über 2mm, mind. steifer Ton
 - * Ungünstiger Untergrund: locker gelagerter Sand, Feinsand, Schluff, weicher bindiger Boden
- Stehendes Grundwasser (horizontale Baugrubenabdichtung): Auftriebsnachweis Unterkante Abdichtung
 - $V_{G,dst,d} + V_{Q,dst,d} \leq G_{stb,d}$ (AfG S. 3.22)
 - * Treibende Kraft: Wasserdruck, $V_{G,dst,k} = \Delta h \cdot \gamma_w$
 - * Haltende Kraft: Bodeneigengewicht und Wasser: $G_{stb,k} = \sum_i \gamma_i \cdot d_i + \sum_j \gamma_{r,j} \cdot d_j$
 - * Teilsicherheitsbeiwerte: GZ UPL

	BS-P	BS-T
$\gamma_{G,dst}$	1.05	1.05
$\gamma_{G,stab}$	0.95	0.95
$\gamma_{Q,dst}$	1.50	1.30

 - * Nachweis ist bei Berücksichtigung von z. B. Ankerkräften oder Scherkräften anzupassen

9 Flachgründungen

9.1 Spannungstrapezverfahren

- Ausmitte $e = \frac{M_k}{F_k}$
- Randspannungen (AfG S. 3.05)
 - $e = 0 : \sigma_{1,2} = \frac{F}{ab}$
 - $0 < e < \frac{a}{6} : \sigma_{1,2} = \frac{F}{ab} \left(1 \pm \frac{6e}{a}\right) = \frac{F}{ab} \pm \frac{M}{W}$
 - $e = \frac{a}{6} : \sigma_1 = 0, \sigma_2 = \frac{2F}{ab}$
 - $\frac{a}{6} < e < \frac{a}{3} : \sigma = \frac{2F}{3ca}, c = \frac{a}{2} - e, \text{ Klaffende Fuge bis } g = 3e - \frac{a}{2}$
 - $e = \frac{a}{3} : \sigma = \frac{4F}{ab}, \text{ Klaffende Fuge bis } g = \frac{a}{2}$
- Andere Fundamentformen: AfG S. 3.20

9.2 Vereinfachter Nachweis

1. Zusammenstellung der Einwirkungen: Vertikallast V_k , Horizontallast H_k , Moment bez. auf Mittelpunkt M_k^M
2. Überprüfung, ob der vereinfachte Nachweis zulässig ist
 - Fundamentsohle, GOK und Schichtgrenzen verlaufen annähernd waagrecht

- Tragfähiger Boden bis in Tiefe $z = 2b$ (AfG S. 3.13)

Bodengruppe nach DIN 18196	Ungleichförmigkeitszahl nach DIN 18196 U	mittlere Lagerungsdichte nach DIN 18126 D	mittlerer Verdichtungsgrad nach DIN 18127 D_{Pr}	mittlerer Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c MN/m ²
SE, GE, SU, GU, ST, GT	≤ 3	$\geq 0,30$	$\geq 95 \%$	$\geq 7,5$
SE, SW, SI, GE, GW, GT, SU, GU	> 3	$\geq 0,45$	$\geq 98 \%$	$\geq 7,5$

- Keine regelmäßige/überwiegend dynamische Beanspruchung
- Kein nennenswerter Porenwasserüberdruck in bindigem Boden
- Boden um das Fundament wird nicht entfernt
- Neigung der resultierenden charakteristischen Sohldruckbeanspruchung $\tan \delta = \frac{H_k}{V_k} \leq 0.2$
- Lage der Sohldruckresultierenden
 - Für ständige und veränderliche Lasten innerhalb der zweiten Kernweite (klaffende Fuge bis zum Schwerpunkt): $(\frac{e_x}{b_x})^2 + (\frac{e_y}{b_y})^2 \leq \frac{1}{9}$ mit $e = \frac{M_k^M}{V_k}$
 - Für ständige Lasten innerhalb der ersten Kernweite (keine klaffende Fuge): $\frac{e_x}{b_x} + \frac{e_y}{b_y} \leq \frac{1}{6}$
- Kippsicherheit ist gewährleistet
 - stabilisierendes Moment bez. auf Fundamentkante $M_{stb,k}^A$
 - destabilisierendes Moment bez. auf Fundamentkante $M_{dst,k}^A$ (evtl. zwei Kanten mit M_x und M_y betrachten)
 - Teilsicherheitsbeiwerte: GZ EQU

	BS-P	BS-T
$\gamma_{G,dst}$	1.10	1.05
$\gamma_{G,stb}$	0.90	0.90
$\gamma_{Q,dst}$	1.50	1.25

 - Nachweis: $M_{dst,d}^A \stackrel{?}{\leq} M_{dst,d}^A$

3. Nachweis

- Bemessungswert der Sohldruckbeanspruchung: $\sigma_{E,d} = \frac{N_d}{A'}$ mit $A' = (b_x - 2e_x)(b_y - 2e_y)$ mit Teilsicherheitsbeiwerten: GZ GEO-2

	BS-P	BS-T
γ_G	1.35	1.20
γ_Q	1.50	1.30

- Bemessungswert des Sohlwiderstands $\sigma_{R,d}$ ablesen (AfG S. 3.12f)
 - Sohlwiderstand für Streifenfundamente auf nichtbindigem Boden auf der Grundlage einer ausreichenden Grundbruchsicherheit

Kleinste Einbindetiefe des Fundaments	Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands kN/m ² b bzw. b'					
	m	0,50 m	1,00 m	1,50 m	2,00 m	2,50 m
0,50	280	420	560	700	700	700
1,00	380	520	660	800	800	800
1,50	480	620	760	900	900	900
2,00	560	700	840	980	980	980
bei Bauwerken mit Einbindetiefen $0,30 \text{ m} \leq d \leq 0,50 \text{ m}$ und mit Fundamentbreiten b bzw. $b' \geq 0,30 \text{ m}$	210					

- Sohlwiderstand für Streifenfundamente auf nichtbindigem Boden auf der Grundlage einer ausreichenden Grundbruchsicherheit und einer Begrenzung der Setzungen (setzungsempfindlich)

Kleinste Einbindetiefe des Fundaments m	Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands kN/m ² b bzw. b'					
	0,50 m	1,00 m	1,50 m	2,00 m	2,50 m	3,00 m
	0,50	280	420	460	390	350
1,00	380	520	500	430	380	340
1,50	480	620	550	480	410	360
2,00	560	700	590	500	430	390
bei Bauwerken mit Einbindetiefen $0,30 \text{ m} \leq d \leq 0,50 \text{ m}$ und mit Fundamentbreiten b bzw. $b' \geq 0,30 \text{ m}$	210					

- Erhöhung bei einer Mindestbreite von $b' = 0,5 \text{ m}$ und einer Mindesteinbindetiefe von $d = 0,5 \text{ m}$
 - * Rechteckfundament mit Seitenverhältnis $\frac{a'}{b'} < 2$: Erhöhung um 20%
 - * Kreisfundamenten (bei setzungsunempfindlichen Bauwerken nur, wenn Einbindetiefe $d \geq 0,6b'$: Erhöhung um 20%)
- Erhöhung um 50%, wenn $D > 0,5$ und eine der folgenden Bedingungen erfüllt ist:

Bodengruppe nach DIN 18196	Ungleichförmigkeitszahl nach DIN 18196 U	mittlere Lagerungsdichte nach DIN 18126 D	mittlerer Verdichtungsgrad nach DIN 18127 D_{Pr}	mittlerer Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c MN/m ²
SE, GE, SU, GU, ST, GT	≤ 3	$\geq 0,50$	$\geq 98 \%$	≥ 15
SE, SW, SI, GE, GW, GT, SU, GU	> 3	$\geq 0,65$	$\geq 100 \%$	≥ 15

- Abminderung (des erhöhten Wertes) bei Grundwasser
 - * GW-Spiegel in Höhe der Fundamentsohle: Reduktion von $\sigma_{R,d}$ um 40%
 - * GW-Spiegel unterhalb der Fundamentsohle in einem Abstand $t \geq b'$: keine Abminderung
 - * dazwischen: Lineare Interpolation
 - * GW-Spiegel oberhalb Sohlfläche: 40% Abminderung bei Einbindetiefe $d \geq 80 \text{ cm}$ und $d \geq b$, sonst ULS und SLS gesondert nachweisen
- (weitere) Abminderung bei horizontalen Beanspruchungen
 - * Faktor $(1 - \frac{H_k}{V_k})$, wenn H_k parallel zu a und $\frac{a'}{b'} > 2$
 - * Faktor $(1 - \frac{H_k}{V_k})^2$ in allen anderen Fällen

- Nachweis: $\sigma_{E,d} \stackrel{?}{\leq} \sigma_{R,d}$

9.3 Ausführlicher Nachweis

1. Zusammenstellung der Einwirkungen (s. o.)
2. Kippnachweis (s. o.)
3. Gleitnachweis: $H_d \leq R_d [+R_{p,d}]$
4. Teilsicherheitsbeiwerte: GZ GEO-2 (AfG S. 3.18)

	BS-P	BS-T
γ_G	1.35	1.20
γ_Q	1.50	1.30
$\gamma_{R,h}$	1.10	1.10

- Bemessungswert der tangentialen Beanspruchung: $H_d = H_{G/Q,k} \cdot \gamma_{G/Q}$
 - Für Horizontalbeanspruchung nicht parallel zu einer Fundamentseite: $H_k = \sqrt{H_{k,x}^2 + H_{k,y}^2}$
- Bemessungswert des Sohlwiderstands R_d
 - $R_k = \begin{cases} V_k \cdot \tan \delta_k & (\text{nichtbindiger oder vollst. konsol. bindiger Boden; Gleitfuge in Fundamentsohle}) \\ V_k \cdot \tan \varphi'_k + A' \cdot c'_k & (\text{nichtbindiger oder vollst. konsol. bindiger B.; Gleitfuge in Baugrund}) \\ A' \cdot c_{u,k} & (\text{bindiger, wassergesättigter Boden bei schneller Belastung}) \end{cases}$
 - $\delta_k = \begin{cases} \varphi'_k \leq 35^\circ & (\text{Ortbetonfundament}) \\ \frac{2}{3} \varphi'_k & (\text{Fertigteilbau}) \end{cases}$
 - $R_d = \frac{R_k}{\gamma_{R,h}}$
- Bemessungswert des passiven Erddrucks: $R_{p,d}$ aus Erddruckberechnung, am besten vernachlässigen, sonst mit $\underline{30} \div 50\%$ ansetzen
 - wenn Nachweis ohne Erddruck nicht erbracht, Erddruck hinzuziehen, aber als Annahme hinzufügen, dass Boden nicht entfernt wird

5. Grundbruchnachweis (Kapitel 7)

6. Bei Bauen in Hangnähe: Geländebruchnachweis (Kapitel 6)

7. Bei Gründungen im Grundwasser: Auftriebsnachweis: $V_{\text{dst}, d} + Q_{\text{dst}, d} \leq G_{\text{stb}, d}$ (GZ UPL) (Abschnitt 8.5)

- $V_{\text{dst}, d}$: Bemessungswert der Auftriebskraft
- $Q_{\text{dst}, d}$: Bemessungswert der dest. veränderlichen Einwirkungen
- $G_{\text{stb}, d}$: Bemessungswert des Bauwerks zzgl. Überschüttung
- evtl. Ankerkräfte berücksichtigen (AfG S. 3.23f)

9.4 Winkelstützmauer

- Bemessung analog zum ausführlichen Flachgründungsnachweis
- Gleitnachweis: $H_d \leq R_d [+R_{p,d}]$ (Teilsicherheitsbeiwerte GZ GEO-2)
 - Horizontalkraft: Aktiver Erddruck (wirkt parallel zur GOK in der Ebene senkrecht über dem Ende des rückwärtigen Sporns)
 - Vertikalkraft: Eigengewicht des Fundaments, Eigengewicht des Bodens über dem rückwärtigen Sporn, ggf. vertikalen Erddruckanteil (wenn GOK geneigt)
- Sohlspannungsverteilung über Exzentrizität $e = \frac{M_k}{V_k}$ und Spannungstrapezverfahren (9.1)
- Grundbruchnachweis analog Kapitel 7
- Biegemoment in vertikaler Wand: $M_{A-A} = E_{0,h,k} \cdot a$ (Erdrudruck, da sich Keil an Wand nicht bewegt)

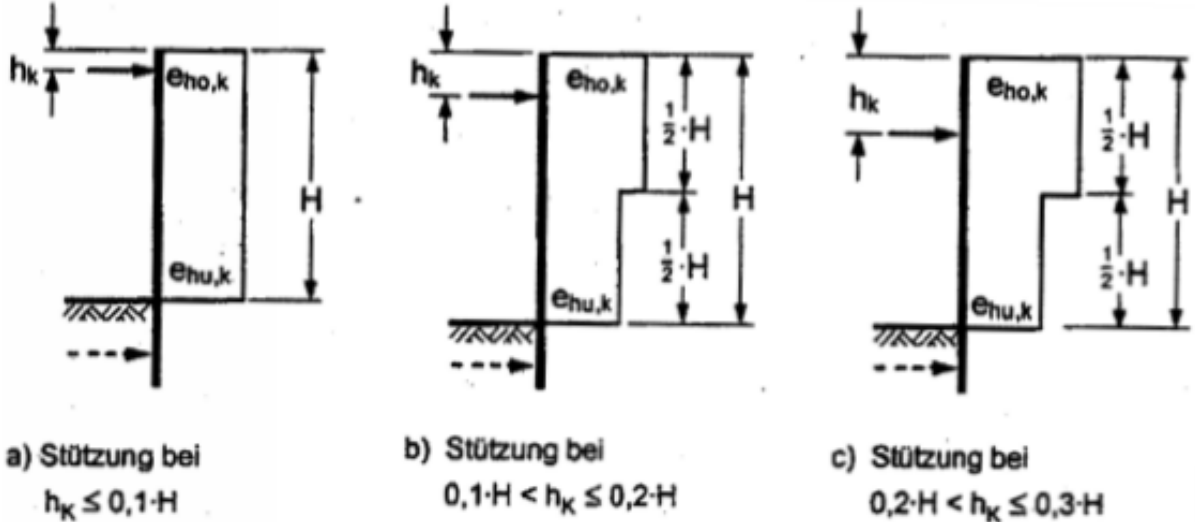
10 Baugrubenumschließung

10.1 Verankerte Spundwand bei freier Auflagerung

1. Ermittlung der Einwirkungen auf die Spundwand infolge Bodeneigengewicht und äußerer Einwirkungen
 - Erddruckberechnung (Bodeneigengewicht, Kohäsion und Auflast) nach Kapitel 5
 - Berechnung der Resultierenden für jede Schicht
2. Überprüfung des Mindesterdruks (aus Eigengewicht und Kohäsion) in bindigen Schichten
 - Bestimmung des Erddruckbeiwerts mit dem Ersatzreibungswinkel $\varphi_{ers} = 40^\circ$ (δ_a unverändert)
 - Berechnung des Mindesterdruks $e_{ah,\min}$ und der Resultierenden $E_{ah,\min}$
 - Überprüfung des Mindesterdruks: wenn $E_{ah,\min} > E_{a,g+c,h} \Rightarrow$ Mindesterdruks ansetzen

3. Umlagerung des Erddrucks infolge Bodeneigengewicht, Kohäsion und großflächiger Auflast vom Wandkopf bis zur BGS in eine wirklichkeitsnahe Lastfigur

- Berechnung des resultierenden maßgebenden Erddrucks infolge ständiger Einwirkungen $E_{ah,k}$
- Berechnung des resultierenden maßgebenden Erddrucks infolge großflächiger veränderlicher Einwirkungen $E_{aph,k}$ (bis $p_k \leq 10^k N/m^2$, alles darüber Hinausgehende oder Begrenzte wird nicht umgelagert)
- Anordnung der Abstützung $\frac{h_k}{H}$ mit h_k : Abstand der Stützung von Wandkopf
- Bestimmung der Umlagerungsfigur (AfG S. 5.87)



- (a) $e_{ho,k} = e_{hu,k} = \frac{1}{H} \cdot E_{h,k}$
 (b) $e_{ho,k} = 1.2 \cdot e_{hu,k} \Rightarrow e_{ho,k} = \frac{12}{11 \cdot H} E_{h,k}$, $e_{hu,k} = \frac{10}{11 \cdot H} E_{h,k}$; $E_{ho,k} = \frac{6}{11} E_{h,k}$, $E_{hu,k} = \frac{5}{11} E_{h,k}$
 (c) $e_{ho,k} = 1.5 \cdot e_{hu,k} \Rightarrow e_{ho,k} = \frac{6}{5 \cdot H} E_{h,k}$, $e_{hu,k} = \frac{4}{5 \cdot H} E_{h,k}$; $E_{ho,k} = \frac{3}{5} E_{h,k}$, $E_{hu,k} = \frac{2}{5} E_{h,k}$

4. Ermittlung der Erdauflagerkraft $B_{h,k}$

- Berechnung des Erdwiderstands (Passiver Erddruck nach Kapitel 5)
- wenn Ankerkraft gegeben: $\sum H_e = 0$ (ohne passiven Erddruck)
- wenn Ankerkraft nicht gegeben: $\sum M^A = 0$
- $B_{h,k}$ greift in einer Tiefe von $0.6 \cdot t$ bei nichtbindigem oder mindestens steifem bindigen Boden und in einer Tiefe von $0.5 \cdot t$ bei halbfestem oder bindigem Boden an. (t : Einbindetiefe)
- beide Erddrucklastfälle (ständig = Eigengewicht + Kohäsion; veränderlich = Auflast) liefern $B_{Gh,k}$ und $B_{Qh,k}$

5. Nachweis des Erdaufagers: $B_{h,d} \leq E_{ph,d} \cdot \eta \Leftrightarrow B_{Gh,k} \cdot \gamma_G + B_{Qh,k} \cdot \gamma_Q \leq \frac{E_{ph,k}}{\gamma_{R,e}} \cdot \eta$

- $\eta \leq 1.0$: Anpassungsfaktor zur Begrenzung der Verformungen bei erhöhtem aktiven Erddruck
 Verformungen erlaubt: $\eta = 1.0$, Verformungen zu begrenzen: $\eta \approx 0.8$

- Teilsicherheitsbeiwerte GZ GEO-2

	BS-P	BS-T
γ_G	1.35	1.20
γ_Q	1.50	1.30
$\gamma_{R,v}$	1.40	1.30

- Wenn gesucht, wird durch den Nachweis t berechnet

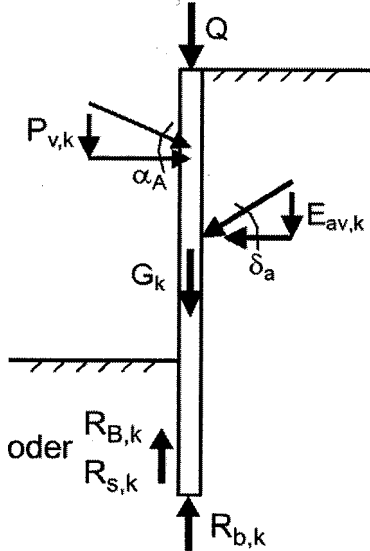
6. Bestimmung der Ankerkraft (falls unbekannt) über Kräftegleichgewicht getrennt für ständige und veränderliche Einwirkungen ($P_{Gh,k}$, $P_{Qh,k}$)

7. Innerer Nachweis des vertikalen Gleichgewichts (AfG S. 5.88)

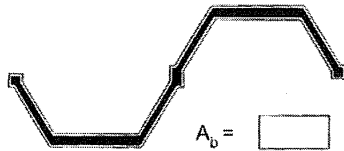
- (a) Umrechnung der horizontalen Kräfte in vertikale Kräfte: $P_{v,k} = P_{h,k} \cdot \tan \alpha$, $E_{av,k} = E_{ah,k} \cdot \tan \delta_a$, $B_{v,k} = (B_{Gh,k} + B_{Qh,k}) \cdot \tan \delta_p$

- (b) Bestimmung des Gewichts G_k der Spundwandelemente: AfG S. 5.20 ff
- (c) Nachweis: $\sum V_k > B_v, k \Leftrightarrow P_{v,k} + G_k + E_{av,k} > B_{v,k}$
 - Wenn NW nicht erfüllt, wird der angenommene Reibungswinkel δ_p nicht mobilisiert und die Berechnung muss mit einem geringeren Reibungswinkel wiederholt werden.

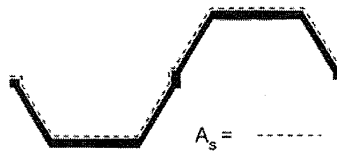
8. Äußerer Nachweis des vertikalen Gleichgewichts



- (a) Bemessungswert der vertikalen Beanspruchung $\sum V_d = \sum V_{G,k} \cdot \gamma_G + \sum V_{Q,k} \cdot \gamma_Q$
(GZ GEO-2; $\gamma_G = 1.2, \gamma_Q = 1.3$ für BS-T)
- (b) Widerstand durch Mantelreibung zwischen Umfangsfläche der Spundwand und Boden $R_{s,k} = A_s \cdot q_{s,k} = \frac{U_s}{2} \cdot t \cdot q_{s,k}$
 - Umfangsfläche U_s (halbe Umfangsfläche, da Mantelreibung nur auf passiver Seite)



a) Aufstandsfläche



b) Mantelfläche

- $q_{s,k}$ gegeben oder aus

Mittlerer Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde in MN/m ²	Spitzendruck $q_{b,k}$ im Bruchzu- stand in MN/m ²	Mantelreibung $q_{s,k}$ im Bruchzu- stand in kN/m ²
7,5	7,5	20
15	15	40
≥ 25	20	50

- (c) Widerstand durch Spitzendruck am Spundwandfuß $R_{b,k} = f_b \cdot A_b \cdot q_{B,k}$
 - Korrekturbeiwert für kleine Einbindetiefen: $f_t = \frac{t-0.5}{2.5} \leq 1$
 - Aufstandsfläche: A_b (s. o.)
 - Spitzendruck: $q_{b,k}$ (s. o.)
- (d) Bemessungswert der Widerstände $R_d = \eta \left(\frac{R_{b,k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} \right)$
 - GZ GEO-2, BS-P & BS-T: $\gamma_b = \gamma_s = 1.4$
- (e) Nachweis: $\sum V_d \leq R_d$

10.2 Voll eingespannte, ungestützte Spundwand

1. Bestimmung der Einbindetiefe t (AfG S. 5.90)

- (a) Ermittlung der Einwirkungen auf die Spundwand infolge Bodeneigengewicht und äußerer Einwirkungen
- Erddruckberechnung (Bodeneigengewicht, Kohäsion und Auflast) nach Kapitel 5 (aktiv und passiv)
 - Berechnung der Resultierenden für jede Schicht (in Abhängigkeit von t)
- (b) Berechnung der rechnerischen Einbindetiefe t_1 über das Momentengleichgewicht um den theoretischen Fußpunkt C : $\sum M^C = 0 = E_{aGh,d} \cdot z_G + E_{aQh,d} \cdot z_Q - E_{ph,d} \cdot \frac{t_1}{3} \rightarrow t_1$ zwischen BGS und C
- nur Erddruck oberhalb C zu berücksichtigen
 - $E_{aG/Qh,d} = E_{aG/Qh,k} \cdot \gamma_{G/Q}$, $E_{ph,d} = \frac{E_{ph,k}}{\gamma_{R,e}}$
 - GZ GEO-2, BS-T: $\gamma_G = 1.2$, $\gamma_Q = 1.3$, $\gamma_{R,e} = 1.3$
 - z_G, z_Q : Hebelarme der Erddruckresultierenden bezogen auf C (in Abhängigkeit von t_1)
- (c) Einbindetiefe $t = t_1 + \Delta t_1 = t_1 + 0.2t_1$

2. Nachweis der Erdauflager (AfG S. 5.90)

- (a) Berechnung der charakteristischen Beanspruchungen der Erdauflager für t_1
- $B_{hG,k} = \frac{3}{t_1} \cdot E_{aGh,k} \cdot z_G$, $B_{hQ,k} = \frac{3}{t_1} \cdot E_{aQh,k} \cdot z_Q$
 - $C_{hG,k} = B_{hG,k} - E_{aGh,k}$, $C_{hQ,k} = B_{hQ,k} - E_{aQh,k}$
- (b) $B_{hG,k} \cdot \gamma_G + B_{hQ,k} \cdot \gamma_Q \leq \frac{E_{ph,k}}{\gamma_{R,e}}$ (nur bei gegebener Geometrie; in der Berechnung von t_1 enthalten)
- (c) $C_{hG,k} \cdot \gamma_G + C_{hQ,k} \cdot \gamma_Q \leq \frac{E_{phC,k}}{\gamma_{R,e}}$
- Erdwiderstand nach Lackner: $E_{phC,k} = 2 \cdot \Delta t_1 \cdot e_{pgh,k}(C)$ mit $k_{ph,k}$ für $\delta_p^C = +\frac{1}{3}\varphi$

φ	k_{ph}			
	$\delta = +0$	$\delta = +1/3\varphi$	$\delta = +1/2\varphi$	$\delta = +2/3\varphi$
10°	1,42	1,32	1,26	1,20
12,5°	1,55	1,41	1,33	1,25
11,5°	1,70	1,50	1,40	1,30
17,5°	1,86	1,61	1,48	1,34
20°	2,04	1,71	1,55	1,39
22,5°	2,24	1,82	1,63	1,43
25°	2,46	1,94	1,71	1,47
27,5°	2,72	2,07	1,79	1,51
30°	3,00	2,20	1,87	1,55
32,5°	3,32	2,35	1,95	1,58
35°	3,69	2,50	2,03	1,61

3. Innerer Nachweis des vertikalen Gleichgewichts

- (a) Umrechnung der horizontalen Kräfte in vertikale Kräfte: $E_{av,k} = E_{ah,k} \cdot \tan \delta_a$, $C_{v,k} = (C_{Gh,k} + C_{Qh,k}) \cdot \tan \delta_p^C$, $B_{v,k} = (B_{Gh,k} + B_{Qh,k}) \cdot \tan \delta_p$
- (b) Bestimmung des Gewichts G_k der Spundwandelemente: AfG S. 5.20 ff
- (c) Nachweis: $\sum V_k > B_{v,k} \Leftrightarrow C_{v,k} + G_k + E_{av,k} > B_{v,k}$
- Wenn NW nicht erfüllt, wird der angenommene Reibungswinkel δ_p nicht mobilisiert und die Berechnung muss mit einem geringeren Reibungswinkel wiederholt werden.

4. Äußerer Nachweis des vertikalen Gleichgewichts: $R_d \geq V_d$

- $R_d = (B'_{v,d} + \frac{1}{2}C_{v,d} + R_{b,d}) \cdot \eta$
 - η : Anpassungsfaktor, um Verformungen gering zu halten; z. B. $\eta = 0.8$
 - $B'_{v,k} = B'_{h,k} \cdot \tan \delta_p = (B_{h,k} - \frac{1}{2}C_{h,k}) \cdot \tan \delta_p$, $B'_{v,d} = \frac{B'_{v,k}}{\gamma_{R,e}}$
 - $C_{v,k} = C_{h,k} \cdot \tan \delta_p$ (“üblicher” Reibungswinkel), $C_{v,d} = \frac{C_{v,k}}{\gamma_{R,e}}$ (C wirkt bei beiden Vertikalnachweisen positiv)
 - $R_{b,k} = f_b \cdot A_b \cdot q_{b,k}$
 - * Korrekturbeiwert für kleine Einbindetiefen: $f_t = \frac{t-0.5}{2.5} \leq 1$
 - * A_b aus AfG S. 5.20 (s. o.)

- * $q_{b,k}$ aus AfG Bild 5.110 (s. o.)
- * $R_{b,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b}$
- GZ GEO-2, BS-T: $\gamma_{R,e} = 1.3, \gamma_b = 1.4$
- Alternative: $V_d \leq R_d = \frac{C-v,d}{2} + (R_{b,d} + R_{s,d}) \cdot \eta$ (ÜfG S. 97)
- $V_d = G_d + E_{av,d}$

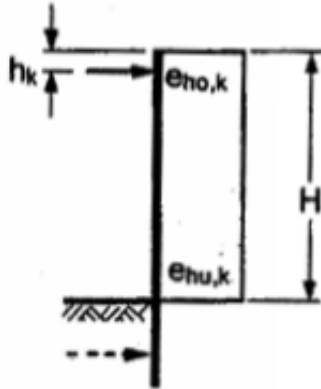
10.3 Wahl eines Spundwandprofils

- Bemessungsmoment \equiv max. Moment bei $Q = 0$
 1. Umwandlung der Erdauflagerkraft in Dreieckslast mit max. Ordinate $\sigma_{pGh,k} = \frac{2 \cdot B_{hG,k}}{t_1}$
 2. Bestimmung der Stelle z_1 unter BGS, für die gilt $\sum Q_k = 0$ (quadratische Gleichung)
 3. Maximales Moment $M_{max,k} = M_k(z = z_1)$
 4. Bemessungsmoment $M_{Ed} = M_{max,k} \cdot \gamma_G, \gamma_G = 1.2$ für BS-T
- Beanspruchbarkeit: $M_{c,Rd} = \frac{f_{y,k} \cdot W_y}{\gamma_{M0}} \cdot \beta_B \rightarrow W_{y,erf}$
 - $\beta_B = 0.6$ bei U-Bohlen wegen mangelnder Schubkraftübertragung in den Schlössern
 - Auswahl eines Profils aus AfG S. 5.20ff
- Normalkraft vernachlässigbar, wenn an Bemessungsstelle gilt
 - $N_{Ed} \leq 0.25 \cdot N_{pl,Rd}$ für U-Bohlen der QK 1 und 2
 - $N_{Ed} \leq 0.10 \cdot N_{pl,Rd}$ für Z-Bohlen der QK 1 und 2 und Bohlen der QK 3 allg.
 - $V_{Ed} \leq 0.5 V_{pl,Rd}$ [hier überflüssig, da $V_{Ed} = 0$ per definitionem]

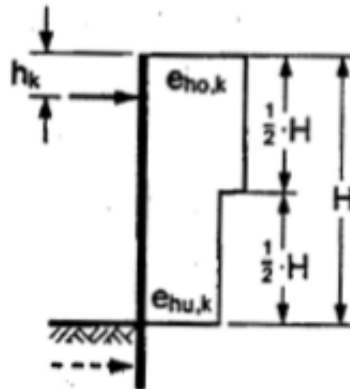
10.4 Trägerbohlwand mit freier Fußauflagerung

1. Ermittlung der Erddruckverteilung infolge Bodeneigengewicht und äußerer Einwirkungen bis zur BGS
 - Erddruckberechnung (Bodeneigengewicht, Kohäsion und Auflast) nach Kapitel 5
 - Berechnung der Resultierenden für jede Schicht
2. Überprüfung des Mindesterdruks (aus Eigengewicht und Kohäsion) in bindigen Schichten
 - Bestimmung des Erddruckbeiwerts mit dem Ersatzreibungswinkel $\varphi_{ers} = 40^\circ$ (δ_a unverändert)
 - Berechnung des Mindesterdruks $e_{ah,min}$ und der Resultierenden $E_{ah,min}$
 - Überprüfung des Mindesterdruks: wenn $E_{ah,min} < E_{a,g+c,h,min} \Rightarrow$ Mindesterdruk ansetzen
3. Umlagerung des Erddruks infolge Bodeneigengewicht, Kohäsion und großflächiger Auflast vom Wandkopf bis zur BGS in eine wirklichkeitsnahe Lastfigur
 - Berechnung des resultierenden maßgebenden Erddruks infolge ständiger Einwirkungen $E_{ah,k}$
 - Berechnung des resultierenden maßgebenden Erddruks infolge großflächiger veränderlicher Einwirkungen $E_{aph,k}$ (bis $p_k \leq 10^k N/m^2$, alles darüber hinausgehende oder begrenzte wird nicht umgelagert)
 - Anordnung der Abstützung $\frac{h_k}{H}$ mit h_k : Abstand der Stützung von Wandkopf

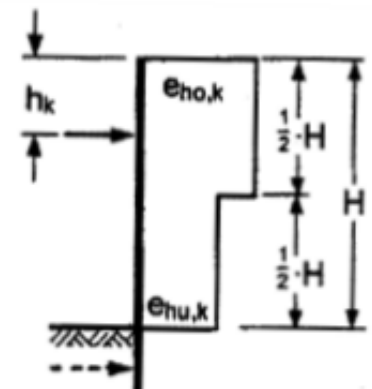
- Bestimmung der Umlagerungsfigur (AfG S. 5.59)



a) Stützung bei
 $h_k \leq 0,1 \cdot H$



b) Stützung bei
 $0,1 \cdot H < h_k \leq 0,2 \cdot H$



c) Stützung bei
 $0,2 \cdot H < h_k \leq 0,3 \cdot H$

(a) $e_{ho,k} = e_{hu,k} = \frac{1}{H} \cdot E_{h,k}$

(b) $e_{ho,k} = 1,5 \cdot e_{hu,k} \Rightarrow e_{ho,k} = \frac{6}{5 \cdot H} E_{h,k}, e_{hu,k} = \frac{4}{5 \cdot H} E_{h,k}; E_{ho,k} = \frac{3}{5} E_{h,k}, E_{hu,k} = \frac{2}{5} E_{h,k}$

(c) $e_{ho,k} = 2 \cdot e_{hu,k} \Rightarrow e_{ho,k} = \frac{4}{3 \cdot H} E_{h,k}, e_{hu,k} = \frac{2}{3 \cdot H} E_{h,k}; E_{ho,k} = \frac{2}{3} E_{h,k}, E_{hu,k} = \frac{1}{3} E_{h,k}$

4. Umrechnung der Erddruckspannungen in eine Streckenlast entlang der Trägerbohlwände bis BGS

5. Ermittlung der Erdauflagerkraft $B_{h,d}$

- wenn Steifenkraft gegeben: $\sum H_e = 0$
- wenn Steifenkraft nicht gegeben: $\sum M^A = 0$
- $B_{h,k}$ greift in einer Tiefe von $0,6 \cdot t$ bei nichtbindigem oder mindestens steifen bindigem Boden und in einer Tiefe von $0,5 \cdot t$ bei halbfestem oder bindigen Boden an. (t : Einbindetiefe)
- beide Erddrucklastfälle (ständig = Eigengewicht + Kohäsion; veränderlich = Auflast) liefern $B_{Gh,k}$ und $B_{Qh,k}$
- $B_{h,d} = B_{Gh,k} \cdot \gamma_G + B_{Qh,k} \cdot \gamma_Q$ ($\gamma_G = 1,2, \gamma_Q = 1,3$ (GZ GEO-2, BS-T))
- ggf. Steifenkraft $P_{G/Q,k}$ über $\sum H = 0$ berechnen

6. 2. Nachweis der Einbindetiefe (Erdaufleger): $B_{h,d} \leq E_{ph,d}^* [kN]$ (AfG S. 5.76)

- Räumlicher Erdwiderstand des Einzelträgers: $E_{ph,k}^* = \min\{\hat{E}_{ph,k}^*, \tilde{E}_{ph,k}^*\}$
 - $\hat{E}_{ph,k}^* = 0,5 \cdot \gamma_k \cdot \omega_R \cdot t^3 + c'_k \cdot \omega_k \cdot t^2$ (keine Überschneidung der Bruchmuscheln)
 - * Kohäsion hier aus Sicherheit nur mit 50% angesetzt

a) Erdwiderstandsbeiwerte ω_R

$f_t = \frac{b_t}{t}$	$\varphi' =$												
	15°	17,5°	20°	22,5°	25°	27,5°	30°	32,5°	35°	37,5°	40°	42,5°	45°
0,05	0,40	0,48	0,59	0,72	0,90	1,13	1,44	1,71	2,09	2,57	3,16	3,96	5,00
0,10	0,57	0,67	0,83	1,02	1,28	1,59	2,04	2,42	2,96	3,63	4,47	5,59	7,07
0,15	0,69	0,82	1,02	1,25	1,56	1,95	2,50	2,97	3,63	4,45	5,48	6,85	8,66
0,20	0,80	0,95	1,17	1,45	1,80	2,26	2,88	3,43	4,19	5,14	6,32	7,91	10,00
0,25	0,90	1,06	1,31	1,62	2,02	2,52	3,22	3,83	4,68	5,74	7,07	8,84	11,20
0,30	0,98	1,16	1,44	1,77	2,21	2,76	3,53	4,20	5,13	6,29	7,75	9,69	12,20

b) Erdwiderstandsbeiwerte ω_K

$f_t = \frac{b_t}{t}$	$\varphi' =$												
	15°	17,5°	20°	22,5°	25°	27,5°	30°	32,5°	35°	37,5°	40°	42,5°	45°
0,05	0,98	1,08	1,20	1,34	1,51	1,70	1,94	2,14	2,41	2,73	3,10	3,55	4,09
0,10	1,39	1,53	1,69	1,90	2,14	2,41	2,75	3,03	3,41	3,86	4,38	5,02	5,78
0,15	1,70	1,88	2,07	2,32	2,62	2,95	3,37	3,71	4,18	4,73	5,36	6,14	7,08
0,20	1,97	2,17	2,40	2,68	3,03	3,41	3,89	4,29	4,83	5,47	6,19	7,09	8,18
0,25	2,20	2,42	2,68	3,00	3,39	3,81	4,35	4,79	5,40	6,11	6,93	7,93	9,15
0,30	2,41	2,66	2,93	3,29	3,71	4,17	4,76	5,25	5,91	6,69	7,59	8,69	10,00

- $\tilde{E}_{ph,k}^* = 0.5 \cdot \gamma_k \cdot \omega_{ph} \cdot a_t \cdot t^2$

* $\omega_{ph} = \frac{b_t}{a_t} \cdot K_{ph}(\delta_p \neq 0) + \frac{a_t - b_t}{a_t} \cdot K_{ph}(\delta_p = 0) + \frac{4 \cdot c_k}{\gamma_k \cdot t} \sqrt{K_{ph}(\delta_p \neq 0)}$

* Trägerabstand a_t , Trägerbreite b_t

* $K_{ph}(\delta_p \neq 0)$ für φ_k aus AfG S. 5.78 (s. u.), $K_{ph}(\delta_p = 0)$ aus AfB 10.47ff (Kapitel 5)

φ'	15°	17,5°	20°	22,5°	25°	27,5°	30°	32,5°	35°	37,5°	40°	42,5°	45°
K_{ph}	2,11	2,38	2,77	3,23	3,81	4,51	5,46	6,15	7,12	8,27	9,64	11,4	13,6

* $\tilde{E}_{ph,k}^*$ muss für nichtbindige Böden bei einer Einbindetiefe $t \leq a_t$ nicht berechnet werden.

• $E_{ph,d} = \frac{E_{ph,k}}{\gamma_{R,e}} \cdot \eta_{Ep}$

• $\eta_{Ep} \leq 1.0$: Anpassungsfaktor zur Begrenzung der Verformungen bei erhöhtem aktiven Erddruck
Verformungen erlaubt: $\eta_{Ep} = 1.0$, Verformungen zu begrenzen: $\eta_{Ep} \approx 0.8$

• $\gamma_G = 1.2$, $\gamma_Q = 1.3$, $\gamma_{R,e} = 1.3$ (GZ GEO-2, BS-T)

• Wenn gesucht, wird durch den Nachweis t iterativ berechnet:

$t \rightarrow \frac{b_t}{t} \rightarrow \omega_{R/K} \rightarrow E_{ph,d}^* \rightarrow B_{h,d} \rightarrow \frac{E_{ph,d}^*}{B_{h,d}} \rightarrow t$ abschätzen

7. 1. Nachweis der Einbindetiefe (Horizontalkräfte): $B_{h,d} + \Delta E_{ah,d} \leq E_{ph,d} \left[\frac{kN}{m} \right]$ (AfG S. 5.75)

• $\Delta E_{ah,d}$: Zusätzlicher aktiver Erddruck zwischen BGS und Trägerfuß

• $E_{ph,d} = \frac{E_{ph,k}}{\gamma_{R,e}}$, bestimmt mit $\delta_p = -\varphi'$

8. Innerer Nachweis des vertikalen Gleichgewichts: $\sum V_k > E_{pv,k} \Leftrightarrow P_{v,k} + G_k + E_{av,k} > E_{pv,k} \text{ [kN]}$ (AfG S. 5.88)

(a) Umrechnung der horizontalen Kräfte in vertikale Kräfte: $P_{v,k} = P_{h,k} \cdot \tan \alpha$, $E_{av,k} = E_{ah,k} \cdot \tan \delta_a$, $E_{pv,k} = (B_{Gh,k} + B_{Qh,k}) \cdot \tan \delta_p^*$

- $\delta_p^* = -\min\{\varphi'_k - 2.5^\circ, 27.5^\circ\}$

(b) Bestimmung des Gewichts G_k von Stahlträger und Holzbohlen

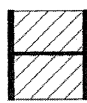
• Wenn NW nicht erfüllt, wird der angenommene Reibungswinkel δ_p^* nicht mobilisiert und die Berechnung muss mit einem geringeren Reibungswinkel wiederholt werden.

9. Äußerer Nachweis des vertikalen Gleichgewichts: $\sum V_d \leq R_d [kN]$

- Bemessungswert der vertikalen Beanspruchung $\sum V_d = \sum V_{G,k} \cdot \gamma_G + \sum V_{Q,k} \cdot \gamma_Q$
(GZ GEO-2; $\gamma_G = 1.2, \gamma_Q = 1.3$ für BS-T)
- Bemessungswert der Widerstände $R_d = \eta \left(\frac{R_{b,k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} \right)$ oder $R_d = \eta \left(\frac{R_{b,k}}{\gamma_b} + \frac{R_{B,k}}{\gamma_{R,e}} \right)$ (S. 5.80)
 - Widerstand durch Reibung auf Wandinnenseite: $R_{B,k} = B_{h,k} \cdot \tan \delta_{B,k}$

Wandbeschaffenheit	Bestimmung von $B_{v,k}$
Verzahnte Wand	$ \delta_{B,k} \leq \varphi'_k$
Raue Wand	$ \delta_{B,k} \leq \varphi'_k - 2,5^\circ$ und $ \delta_{B,k} \leq 27,5^\circ$
Weniger raue Wand	$ \delta_{B,k} \leq 0,5 \varphi'_k$
Glatte Wand	$ \delta_{B,k} = 0$

- Widerstand durch Mantelreibung zwischen Umfangsfläche der Spundwand und Boden:
 $R_{s,k} = A_s \cdot q_{s,k} = U_s \cdot t \cdot q_{s,k}$
* Umfangsfläche $U_s = 2 \cdot h_{St} + 3 \cdot b_t$ (h_{St} : Trägerhöhe, b_t : Flanscbreite)



a) Aufstandsfläche



b) Mantelfläche

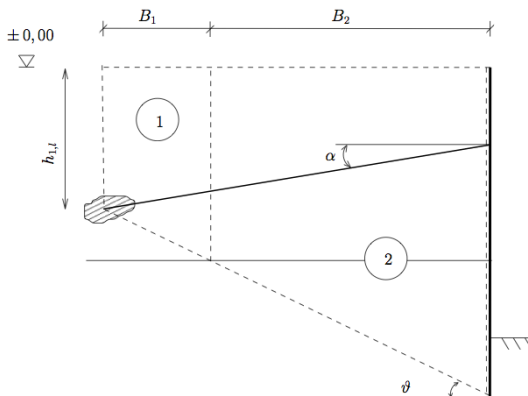
* $q_{s,k}$ gegeben oder aus

Mittlerer Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde in MN/m ²	Spitzendruck $q_{b,k}$ im Bruchzu- stand in MN/m ²	Mantelreibung $q_{s,k}$ im Bruchzu- stand in kN/m ²
7,5	7,5	20
15	15	40
≥ 25	20	50

- Widerstand durch Spitzendruck am Spundwandfuß: $R_{b,k} = f_b \cdot A_b \cdot q_{b,k}$
* Korrekturbeiwert für kleine Einbindetiefen: $f_t = \frac{t-0.5}{2.5} \leq 1$
* Aufstandsfläche: A_b s. o.
* Spitzendruck: $q_{b,k}$ s. o.
- GZ GEO-2, BS-T: $\gamma_b = \gamma_s = 1.4, \gamma_{R,e} = 1.3$

10.5 Bruch in der tiefen Gleitfuge

10.5.1 Verfahren nach Kranz



- o Nachweis ggf. einmal mit ständigen und veränderlichen Lasten und einmal mit ständigen Lasten durchführen
 - o AfG S. 5.70
1. Bestimmung der (umgelagerten) aktiven Erddruckfigur
 2. Wählen einer Ankerlänge

3. Bestimmung der Abmessungen des Gleitkeils

- Bei geschichtetem Baugrund Aufteilung in Teilkörper mit vertikalen Abgrenzungen über den Schichtgrenzen

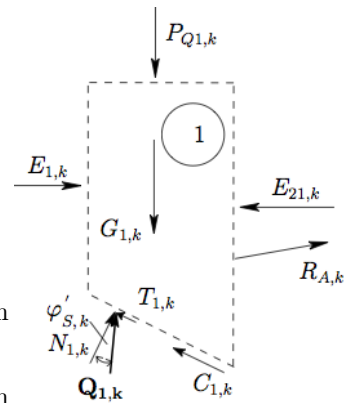
4. Freischnitt der einzelnen Teilkörper

- Aktiver charakteristischer Erddruck in den einzelnen Schichten als Reaktionskraft der Baugrubenwand:

$$E_{a,G[+Q],i,k} = \frac{\sum E_{a,G,i,h,k} + [\sum E_{a,Q_j,h,k}]}{\cos \delta_{a,i}}$$
 (Schicht i , Streckenlast j)
- Aktiver charakteristischer Erddruck $E_{1,k} = \frac{E_{1,h,k}}{\cos \beta}$ aus auf der Außenseite der Gleitfuge anstehendem Boden (ggf. mit Mindesterddruck)
- Charakteristische Kohäsion C_k in der Gleitfuge innerhalb der Sandschicht
- Charakteristische veränderliche Einwirkungen $P_{Q_j,k}$ (AfG Bild 5.93)
 - Für $\vartheta \geq \varphi$: Auflast wirkt immer ungünstig, komplett ansetzen.
 - Für $\vartheta < \varphi$ wird nur der Teil der Lasten angesetzt, der auf dem aktiven Gleitkeil liegt (ϑ_a)
 - Bei geschichtetem Baugrund Mittelung: $\tan \bar{\varphi} = \left(\frac{h_1}{h}\right)^2 \tan \varphi_1 + \left[1 - \left(\frac{h_1}{h}\right)^2\right] \tan \varphi_2$ [Schicht 1 \equiv obere Schicht] (AfB Gl. 10.95)
 - Großflächige Auflasten: $P_{Q,k} = p_{Q,k} \cdot \frac{h}{\vartheta_a}$ (Baugrubenwandhöhe h)
 - * Gleitflächenwinkel $\vartheta_a = \varphi + \operatorname{arccot} \left(\tan(\alpha + \varphi) + \frac{1}{\cos(\alpha + \varphi)} \cdot \sqrt{\frac{\sin(\delta_a + \varphi) \cdot \cos(\alpha + \beta)}{\sin(\varphi - \beta) \cdot \cos(\delta_a - \alpha)}} \right)$ (allg.)
 - * $\alpha = \beta = 0, \delta \neq 0$: $\vartheta_a = \varphi + \operatorname{arccot} \left(\tan \varphi + \frac{\sqrt{1 + \frac{\tan \delta_a}{\tan \varphi}}}{\cos \varphi} \right)$
 - * $\alpha = \beta = \delta = 0$: $\vartheta_a = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$
 - Begrenzte Auflasten: $P_{Q,k} = p_{Q,k} \cdot s$ mit s Teil der Auflast auf aktivem Gleitkeil
 - $P_{Q,k} = \sum P_{Q_j,k}$
- Eigengewicht G_k des Gleitkeils über Flächenberechnung
- Gleitflächenkraft Q_k (einzeln für jeden Gleitkörper), Reaktionskraft $E_{12,k}$ zwischen den Teilkörpern und Ankerkraft $R_{A,k}$ unbekannt

5. Zeichnen von Kräftecken für jeden Teilkörper, ausgehend von Baugrubenwand nach außen

- G_k und P_k senkrecht nach unten
- $E_{a,i,k}$ um $\delta_{a,i}$ zur Horizontalen geneigt bzw. $E_{1,k}$ parallel zur GOK
- C_k parallel zur Gleitfläche
- WL von Q_k um $\zeta = \varphi - \vartheta$ zur Vertikalen in Richtung BGU geneigt
- WL von $E_{12,k}$ horizontal (ab Angriffspunkt G_k)
- WL von R_k geneigt wie Anker (nur beim äußeren GK antragen)
- Innere Gleitkeile: am Schnittpunkt der WLn von $E_{12,k}$ und Q_k Betrag von $E_{12,k}$ ablesen
- Äußerer Gleitkeil: am Schnittpunkt der WLn von R_k und $Q_{1,k}$ Betrag von $R_{A,k}$ ablesen



6. Nachweis: $P_d \leq R_{A,d} \Leftrightarrow P_{G,k} \cdot \gamma_G + P_{Q,k} \cdot \gamma_Q \leq \frac{R_{A,k}}{\gamma_{R,e}}$

- $P_{G,k}, P_{Q,k}$: ermittelte Ankerkraft aus Spundwandberechnung
- GZ GEO-2

	BS-P	BS-T
γ_G	1.35	1.20
γ_Q	1.50	1.30
$\gamma_{R,e}$	1.40	1.30

10.5.2 Verfahren nach DIN 1054-100

- Nachweis ggf. einmal mit ständigen und veränderlichen Lasten und einmal mit ständigen Lasten durchführen
- AfG S. 5.70

1. Bestimmung der Erdauflegerkraft B_k

2. Wählen einer Ankerlänge

3. Bestimmung der Abmessungen des Gleitkeils

- Bei geschichtetem Baugrund Aufteilung in Teilkörper mit vertikalen Abgrenzungen über den Schichtgrenzen

4. Freischnitt der einzelnen Teilkörper

- Erdauflegerkraft B_k als Reaktionskraft der Baugrubenwand
- Aktiver charakteristischer Erddruck $E_{1,k}$ aus auf der Außenseite der Gleitfuge anstehendem Boden (ggf. mit Mindesterddruck)
- Charakteristische Kohäsion C_k in der Gleitfuge innerhalb der Sandschicht
- Charakteristische veränderliche Einwirkungen $P_{Q_j,k}$ (AfG Bild 5.93)
 - Für $\vartheta < \varphi$ wird nur der Teil der Lasten angesetzt, der auf dem aktiven Gleitkeil liegt (ϑ_a)
 - Bei geschichtetem Baugrund Mittelung: $\tan \bar{\varphi} = \left(\frac{h_1}{h}\right)^2 \tan \varphi_1 + \left[1 - \left(\frac{h_1}{h}\right)^2\right] \tan \varphi_2$ [Schicht 1 \equiv obere Schicht] (AfB Gl. 10.95)
 - Großflächige Auflasten: $P_{Q,k} = p_{Q,k} \cdot \frac{h}{\vartheta_a}$ (Baugrubenwandhöhe h)
 - * Gleitflächenwinkel $\vartheta_a = \varphi + \operatorname{arccot} \left(\tan(\alpha + \varphi) + \frac{1}{\cos(\alpha + \varphi)} \cdot \sqrt{\frac{\sin(\delta_a + \varphi) \cdot \cos(\alpha + \beta)}{\sin(\varphi - \beta) \cdot \cos(\delta_a - \alpha)}} \right)$ (allg.)
 - * $\alpha = \beta = 0, \delta \neq 0$: $\vartheta_a = \varphi + \operatorname{arccot} \left(\tan \varphi + \frac{\sqrt{1 + \frac{\tan \delta_a}{\tan \varphi}}}{\cos \varphi} \right)$
 - * $\alpha = \beta = \delta = 0$: $\vartheta_a = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$
 - Begrenzte Auflasten: $P_{Q,k} = p_{Q,k} \cdot s$ mit s Teil der Auflast auf aktivem Gleitkeil
 - $P_{Q,k} = \sum P_{Q_j,k}$
- Eigengewicht G_k des Gleitkeils über Flächenberechnung
- Gleitflächenkraft Q_k (einzeln für jeden Gleitkörper), Reaktionskraft $E_{12,k}$ zwischen den Teilkörpern, zur Gleitfläche parallele (T_k) und senkrechte (N_k) Beanspruchung unbekannt

5. Zeichnen von Kraftecken für jeden Teilkörper, ausgehend außen in Richtung Baugrubenwand

- (a) G_k und P_k senkrecht nach unten
- (b) B_k um vorher bestimmten Winkel ζ geneigt
- (c) $E_{1,k}$ parallel zur GOK
- (d) C_k parallel zur Gleitfläche
- (e) WL von Q_k um $\zeta = \varphi - \vartheta$ zur Vertikalen geneigt (nur äußere TK)
- (f) WL von $E_{12,k}$ horizontal (ab Angriffspunkt G_k)
- (g) WL von T_k parallel zur Gleitfläche und WL von N_k senkrecht auf T_k (innerer TK)
- (h) Äußere Gleitkeile: am Schnittpunkt der WLn von $E_{12,k}$ und Q_k Betrag von $E_{12,k}$ ablesen
- (i) Innerer Gleitkeil: am Schnittpunkt der WLn von T_k und N_k Betrag von N_k ablesen

6. Berechnung des Gleitwiderstands $R_k = N_k \cdot \tan \varphi_k + L \cdot c_k$

7. Nachweis: $P_d \leq R_d \Leftrightarrow P_{G,k} \cdot \gamma_G + P_{Q,k} \cdot \gamma_Q \leq \frac{R_k}{\gamma_{R,e}}$

- $P_{G,k}, P_{Q,k}$: ermittelte Ankerkraft aus Spundwandberechnung
- GZ GEO-2

	BS-P	BS-T
γ_G	1.35	1.20
γ_Q	1.50	1.30
$\gamma_{R,e}$	1.40	1.30

11 Pfahlgründungen

11.1 Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei druckbeanspruchten Pfählen

- Gegebene Last umwandeln: 70% ständig und 30% veränderlich
- Mindesteinbindetiefe in tragfähigen Baugrund: Bohrpfähle: 3m, Rammpfähle: 2.5m
- Boden tragfähig ab $c_{u,k} \geq 60kPa$
- Nachweis: $F_{Ed} \leq R_d = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s,k}}{\gamma_s}$ (AfG S. 6.40)
 - Spitzenwiderstand: $R_{b,k} = \eta_b \cdot A_b \cdot q_{b,k}$
 - Mantelreibung: $R_{s,k} = \eta_s \cdot \sum q_{s,k} \cdot U \cdot l_i$
 - Teilsicherheitsbeiwerte GZ GEO-2

	BS-P	BS-T
γ_G	1.35	1.20
γ_Q	1.50	1.30
γ_b, γ_s	1.40	1.40

- Erfahrungswerte für Pfahlspitzenwiderstand und Pfahlmantelreibung für
 - * vorgefertigte Stahlbeton- und Spannbetonrammpfähle von $0.25m \leq D_{eq} = 1.13 \cdot a_s \cdot \sqrt{a_L/a_s} \leq 0.5m$ mit a_s : kürzere und a_L : längere Pfahlfußseite
 - * geschlossene Stahlrohrpfähle mit einem Durchmesser $D \leq 0.8m$
 - * Stahlträgerprofile mit Flanschbreiten $b \leq 0.5m$ und $\frac{h}{b} \leq 1.5$
 - * Offene Stahlrohre- und Kastenprofile mit einem Durchmesser von $0.3m \leq D \leq 1.6m$
 - * Mächtigkeit der tragfähigen Schicht unterhalb der Pfahlfußfläche $d \geq \max\{5 \cdot D_{eq}; 1.5m\}$
 - * vorliegende tragfähige Schicht mit $q_c \geq 7.5MN/m^2$ bzw. $c_{u,k} \geq 100kN/m^2$
 - * Bohrpfähle
 - nichtbindiger Boden

Mittlerer Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde in MN/m^2	Bruchwert $q_{s1,k}$ der Pfahlmantelreibung in kN/m^2
7,5	55–80
15	105–140
≥ 25	130–170

Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden.

Bezogene Pfahlkopfsetzung s/D_s bzw. s/D_b	Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k}$ in kN/m^2		
	bei einem mittleren Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde in MN/m^2		
	7,5	15	25
0,02	550–800	1.050–1.400	1.750–2.300
0,03	700–1.050	1.350–1.800	2.250–2.950
0,10 ($\hat{=} s_g$)	1.600–2.300	3.000–4.000	4.000–5.300

Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden.
Bei Bohrpfählen mit Fußverbreiterung sind die Werte auf 75 % abzumindern.

- bindiger Boden

Scherfestigkeit $c_{u,k}$ des undränierten Bodens in kN/m^2	Bruchwert $q_{s1,k}$ der Pfahlmantelreibung in kN/m^2
60	30–40
150	50–65
≥ 250	65–85

Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden.

Bezogene Pfahlkopfsetzung s/D_s bzw. s/D_b	Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k}$ in kN/m^2		
	Scherfestigkeit $c_{u,k}$ des undränierten Bodens in kN/m^2		
	100	150	250
0,02	350–450	600–750	950–1.200
0,03	450–550	700–900	1.200–1.450
0,10 ($\hat{=} s_g$)	800–1.000	1.200–1.500	1.600–2.000
Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden. Bei Bohrfählen mit Fußverbreiterung sind die Werte auf 75 % abzumindern.			

- * Fertigrammpfähle
 - nichtbindiger Boden

Setzung	Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ in kN/m^2		
	bei einem mittleren Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde in MN/m^2		
	7,5	15	25
s_{sg}^*	30–40	65–90	85–120
$s_{sg} = s_g = 0,1 D_{eq}$	40–60	95–125	125–160
Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden.			

Bezogene Pfahlkopfsetzung s/D_{eq}	Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k}$ in kN/m^2		
	bei einem mittleren Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde in MN/m^2		
	7,5	15	25
0,035	2.200–5.000	4.000–6.500	4.500–7.500
0,100	4.200–6.000	7.600–10.200	8.750–11.500
Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden.			

- bindiger Boden

Setzung	Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ in kN/m^2		
	Scherfestigkeit $c_{u,k}$ des undränierten Bodens in kN/m^2		
	60	150	250
s_{sg}^*	20–30	35–50	45–65
$s_{sg} = s_g = 0,1 D_{eq}$	20–35	40–60	55–80
Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden.			

Bezogene Pfahlkopfsetzung s/D_{eq}	Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k}$ in kN/m^2		
	Scherfestigkeit $c_{u,k}$ des undränierten Bodens in kN/m^2		
	100	150	250
0,035	350–450	550–700	800–950
0,100	600–750	850–1.100	1.150–1.500
Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden.			

- * Mikropfähle und Pfähle in Fels: AfG S. 6.48f
- * Wenn nicht anders angegeben, immer die unteren Werte der angegebenen Spannen verwenden
- Abminderungsfaktoren $\eta_{[b/s]}$ für Fertigrammpfähle (AfG 6.42)

Pfahltyp	η_b	η_s
Stahlbeton und Spannbeton	1,00	1,00
Stahlträgerprofil ¹⁾ ($h \leq 0,50$ m und $h/b_f \leq 1,5$)	$s = 0,035 \cdot D_{eq}$	$0,61 - 0,30 \cdot h / b_f$
	$s = 0,10 \cdot D_{eq}$	$0,78 - 0,30 \cdot h / b_f$
doppeltes Stahlträgerprofil	0,25	0,60
offenes Stahlrohr und Hohlkasten ($0,3 \text{ m} \leq D_b \leq 1,60 \text{ m}$)	$0,95 \cdot \exp(-1,2 \cdot D_b)$	$1,1 \cdot \exp(-0,63 \cdot D_b)$
geschlossenes Stahlrohr ($D_b \leq 0,80 \text{ m}$)	0,80	0,60
¹⁾ h = Höhe des Stahlträgerprofils, b_f = Flanschbreite des Stahlträgerprofils		

– Teilsicherheitsbeiwerte GZ GEO-2 BS-P und BS-T: $\gamma_s = \gamma_b = 1.4$ (Druckpfähle, Erfahrungswerte)

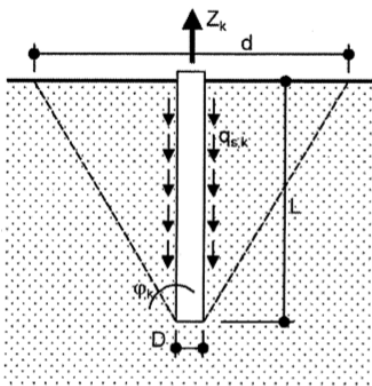
- Bodensetzung: Erdgewicht “hängt” sich an den Pfahl (AfG S. 6.29)

– Einzelfähle: $F_{Ed} = \gamma_G \cdot \tau_{n,k} \cdot U \cdot l_i$

– Pfahlgruppen: $F_{Ed} = \gamma_G \cdot (G_{Ek} + \tau_{n,k} \cdot U \cdot l_i \cdot n) + Q_{Ek} \cdot \gamma_Q$

$$- \tau_{n,k} = \begin{cases} \sigma'_v \cdot k_0 \cdot \tan(\varphi'_k) & \text{(nichtbindige Böden)} \\ c_{u,k} & \text{(bindige Böden)} \end{cases} \leq q_{s,k}$$

11.2 Nachweis im Grenzzustand der Lagesicherheit (UPL) bei zugbeanspruchten Pfählen



- Anheben des Pfahls samt eines Erdkörpers:

$$F_{Ed} \leq G_{E,d} \Leftrightarrow G_{dst,k} \cdot \gamma_{G,dst} + Q_{dst,k} \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{stb,k} \cdot \gamma_{stb,G} + G_{Ek} \cdot \gamma_{stb,G}$$

– Eigengewicht (positiv) des Pfahls darf berücksichtigt werden

– Angehängtes Bodengewicht (Gruppenwirkung): $G_{Ek} = n \cdot 0,8 \cdot \gamma^{(i)} \left[l_a \cdot l_b \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \sqrt{l_a^2 + l_b^2} \cdot \cot \varphi \right) \right]$ (AfG S. 6.28)

– Angehängtes Bodengewicht (Einzelpfahl): $G_{Ek} = \frac{1}{12} \cdot \pi \cdot l \cdot (D^2 + D \cdot d + d^2) \cdot \gamma^{(i)}$

– Teilsicherheitsbeiwerte GZ UPL, BS-P & BS-T: $\gamma_{G,stb} = 0,95$, $\gamma_{G,dst} = 1,05$, $\gamma_{Q,dst} = 1,50$

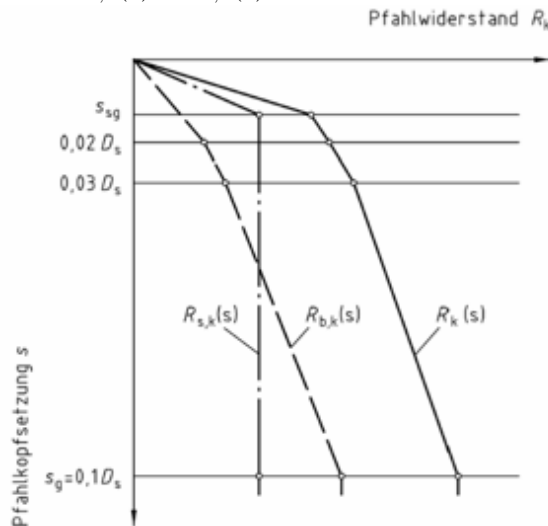
- Herausziehen des (Bohr-)Pfahls: $F_{Ed} \leq R_{s,d} = \gamma_{s,t} \cdot \eta_s \cdot \sum q_{s,k} \cdot U \cdot l_i$ (s. o.)

– GZ GEO-2, BS-P & BS-T: $\gamma_{s,t} = 1,5$

– Für die Setzungen gilt: $s_{sg,z} = 1,3 \cdot s_{sg}$

11.3 Widerstands-Setzungs-Linie (WSL)

- Mantelreibung und Spitzendruck aus Tabellen
- $R_{b,k}$ für unterschiedliche Setzungen bestimmen ($0.02 \cdot D_s$; $0.03 \cdot D_s$; $0.1 \cdot D_s$)
- $R_{s,k}(S_{s,g}) = U \cdot \sum q_{s,k,i} \cdot L_i$ bestimmen und zugehörige Setzungen ausrechnen: $S_{s,g}[cm] = 0.5 \cdot R_{s,k}[MN] + 0.5 \leq 3cm$
- $R_k = R_{s,k}(s) + R_{b,k}(s)$



11.4 Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

- Berechnung mit charakteristischen Lasten
- Setzungen (i. d. R. $1.5cm$) und zugehörige Widerstände aus WSL ablesen
- Erfahrungswerte für Holzpfähle in nichtbindigem und bindigem Baugrund, falls die Mindesttragfähigkeit nachgewiesen wurde

Einbindetiefe in den tragfähigen Boden m	$R_{2,k}$ kN				
	Pfahlfußdurchmesser D_b cm				
	15	20	25	30	35
3,00	100	150	200	300	400
4,00	150	200	300	400	500
5,00	–	300	400	500	600

Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden.

- Erfahrungswerte für Stahlpfähle in nichtbindigem und bindigem Baugrund, falls die Mindesttragfähigkeit nachgewiesen wurde

Einbindetiefe in den tragfähigen Boden m	$R_{2,k}$ kN				
	Stahlträgerprofile ^a		Stahlrohrpfähle ^b und Stahlkastenpfähle ^c		
	Breite oder Höhe cm		D bzw. a_s cm ^c		
	30	35	35 bzw. 30	40 bzw. 35	45 bzw. 40
3,00	-	-	350	450	550
4,00	-	-	450	600	700
5,00	450	550	550	700	850
6,00	550	650	650	800	1000
7,00	600	750	700	900	1100
8,00	700	850	800	1000	1200

Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden.

^a Breite I-Träger mit Höhe : Breite \approx 1:1 z. B. HE-B-Profile

^b Die Tabellenwerte gelten für Pfähle mit geschlossener Spitze. Bei unten offenen Pfählen dürfen 90 % der Tabellenwerte angesetzt werden, wenn sich mit Sicherheit innerhalb des Pfahles ein fester Bodenpfropfen bildet.

^c D äußerer Durchmesser eines Stahlrohrpfahles bzw. mittlerer Durchmesser eines zusammengesetzten, radial-symmetrischen Pfahles; a_s mittlere Seitenlänge von annähernd quadratischen oder flächeninhaltsgleichen rechteckigen Kastenpfählen.

- Bei Anwendung obiger Tabellenwerte für Stahl- und Holzpfähle kann der Nachweis im GZ ULS entfallen
- Werte für $R_{2,k}$ dürfen um bis zu 25% erhöht werden bei
 - * besonders tragfähigem, nichtbindigem Boden mit $q_c \geq 15MN/m^2$
 - * halbfestem bindigem Boden mit $I_c > 1.0$ bzw. $c_{u,k} \geq 200kN/m^2$

12 Bodenverbesserung

12.1 Bodenverbesserung durch Vorbelastung (statisch, für bindige Böden)

- Höhenbestimmung

$$- I_{c,vorh} = \frac{w_L - w_{vorh}}{w_L - w_P}$$

$$- I_{c,erf} = \frac{w_L - w_{erf}}{w_L - w_P} \Leftrightarrow w_{erf} = w_L - I_{c,erf} \cdot (w_L - w_P)$$

$$- \text{Porenzahlen } e_{vorh} \text{ und } e_{erf} \text{ ausrechnen: } e = \frac{w \cdot \gamma_S}{S_r \cdot \gamma_w}$$

$$- \text{Spannungen vor Vorbelastung mit Auftriebswichten: } \gamma' = (1 - n) \cdot (\gamma_S - \gamma_w)$$

- Überlagerungsspannung σ'_0 in der Mitte der Schicht

- $e - \ln \sigma'_0$ -Diagramm

$$* e_{erf} = e_{vorh} - C_c \cdot \ln \frac{\sigma'_{erf}}{\sigma'_0} \Leftrightarrow \sigma'_{erf} = \sigma'_0 \cdot \exp \frac{e_{vorh} - e_{erf}}{C_c}$$

$$* \Delta \sigma'_{erf} = \sigma'_{erf} - \sigma'_0$$

- Konsolidierung

$$* \text{Zeitfaktor } T_V = \frac{C_V}{d^2} \cdot t^2 \text{ bestimmen}$$

* $\bar{\mu}$ aus Diagramm ablesen

$$* \Delta p = \frac{\Delta \sigma'_{erf}}{\bar{\mu}(t)}$$

- Höhe der Aufschüttung: $h_{Aufschüttung} = \frac{\Delta p}{\gamma}$

- Bei Grundwasserabsenkung GW-Absenkung als zusätzliche Auflast annehmen

$$- \sigma_{GW} = \Delta h_{GW} \cdot (\gamma_S - \gamma'_S)$$

$$- \Delta p_{neu} = \Delta p - \Delta \sigma_{GW}$$

- Wartezeit bei gegebener Aufschüttungshöhe: $t_{erf} = \frac{T_V \cdot d^2}{C_V}$ mit T_V aus erforderlichem Konsolidierungsgrad $\bar{\mu}$

- Setzung nach bestimmter Zeit: $s = h_0 \cdot \frac{e - e_0}{1 + e_0}$

12.2 Dynamische Verdichtung (für nichtbindige Böden)

- vorhandene Lagerungsdichte $I_D = \frac{e_{max} - e_{vorh}}{e_{max} - e_{min}}$

- Entnahmemengen

- Anzahl Verdichtungspunkte bestimmen \Rightarrow Gesamtzugabemenge

$$- \text{Massenbilanz muss eingehalten sein: } V_{Locker} \cdot \gamma_{Locker} = V_{Grube} \cdot \gamma_{Grube}$$

- I_D nach Verdichtung

- n_{vorher} und $n_{nachher}$ bestimmen

- Anteiliges Volumen pro Verdichtungspunkt

$$* V_{S,vorher} = V \cdot (1 - n_{vorher})$$

$$* \Delta V_S = \Delta V \cdot (1 - n_{Zugabe})$$

$$- n_{neu} = \frac{V - V_{neu}}{V}$$

- Annahme $n_{max} = n_{min} = konst.$

$$- I_{D,neu} = \frac{e_{max} - e_{neu}}{e_{max} - e_{min}}$$

12.3 Anmerkungen

- Für Kiessäulen AfG S. 17 (Bild 8.22) beachten!
- Zulässige Setzungen nach Skempton/McDonald (AfB S. 7.26)
- Kiessäulen nach Vorgehen im Skript berechnen ($Q_S \leq Q_V$)

- Q_S aus Diagramm mit Eingangsgrößen c_u ; *Setzung*

- $Q_V = A \cdot [4,5 \cdot (\sum \gamma \cdot z + 2 \cdot c_u)]$ mit $z = d = Pfahldurchmesser$

13 Tunnelbau

- Spannungsverteilung (AfG S. 9.14)

$$- \sigma_r = p + \left(\gamma \cdot H \cdot \frac{1+K}{2} - p\right) \cdot \left(1 - \frac{R^2}{r^2}\right) - \gamma \cdot H \cdot \left[\frac{1-K}{2} \cdot \left(1 + 3 \cdot \frac{R^4}{r^4} - 4 \cdot \frac{R^2}{r^2}\right) \cdot \cos 2\vartheta\right]$$

$$- \sigma_\vartheta = p + \left(\gamma \cdot H \cdot \frac{1+K}{2} - p\right) \cdot \left(1 + \frac{R^2}{r^2}\right) + \gamma \cdot H \cdot \left[\frac{1-K}{2} \cdot \left(1 + 3 \cdot \frac{R^4}{r^4}\right) \cdot \cos 2\vartheta\right]$$

$$- \sigma_{r,\vartheta} = \tau = \gamma \cdot H \cdot \left[\frac{1-K}{2} \cdot \left(1 - 3 \cdot \frac{R^4}{r^4} + 2 \cdot \frac{R^2}{r^2}\right) \cdot \sin 2\vartheta\right]$$

* $K = \frac{\sigma_H}{\sigma_V}$ = Verhältnis Horizontal- zu Vertikalspannung

* γ = Wichte des Gebirges

* H = Überlagerungshöhe von der Tunnelachse aus

* p = Innendruck, ausgeübt durch Ausbau

* R = Tunnelradius

* r = Abstand des betrachteten Punktes zum Tunnelmittelpunkt

* ϑ = Winkel zwischen Horizontalen und Betrachtungspunkt (Firste: $\vartheta = \frac{\pi}{2}$, Ulme: $\vartheta = \{0, \pi\}$)

- Gleichungen so weit möglich für die zu betrachtenden Tunnelpunkte in Abhängigkeit von $\frac{R}{r}$ vereinfachen
- benötigte Werte über Tabelle bestimmen:

$r[m]$	$\frac{R^2}{r^2}$	$\frac{R^4}{r^4}$	Firste		Ulme	
			σ_r	σ_ϑ	σ_r	σ_ϑ
(R)						
∞						

– zwischen dem Wert von R und ∞ noch 2-3 weitere Punkte einfügen

- Überprüfung der maximalen Spannungen über Mohr'schen Spannungskreis

$$- \text{Ggf. Bestimmung der Hauptspannungen: } \sigma_{1,2} = \frac{\sigma_r + \sigma_\vartheta}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_r - \sigma_\vartheta}{2}\right)^2 + \sigma_{r,\vartheta}^2}$$