TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN

Fakultät Bauingenieurwesen Institut für Geotechnik, Professur für Bodenmechanik und Grundbau

GreenHeat^3

– Abschlussbericht, BmGb-Gruppe–

Auftraggeber:	BMWi
Projektleiter:	Prof. Dr.-Ing. I. Herle
Bearbeiter:	Dr.-Ing. K. Nitzsche Dr.-Ing. E. Schwiteilo Dipl.-Ing. M. Uhlig
Auftragsnummer:	2016_16
Seiten:	47 Bericht 24 Anlagen

Dresden, 11. März 2019

Inhaltsverzeichnis

1 Laborversuche zur Bodenklassifizierung **4**

1.1 Probenentnahme . . . 4

1.2 Durchführung und Ergebnisse der Laborversuche . . . 5

1.2.1 Bestimmung der Korndichte . . . 5

1.2.2 Bestimmung der Korngrößenverteilung . . . 6

1.2.3 Bestimmung der Grenzen der Lagerungsdichten . . . 7

1.2.4 Bezogene Lagerungsdichte . . . 8

1.2.5 Bestimmung des Reibunsgwinkels mit dem Schüttkegelversuch . . . 9

1.2.6 Durchlässigkeit . . . 10

2 Stoffparameterbestimmung für ein hypoplastisches Stoffmodell **11**

2.1 Stoffmodellwahl . . . 11

2.2 Parameterbestimmung für grobkörnige Böden . . . 12

2.2.1 Bestimmung des Parameters e_{i0} . . . 12

2.2.2 Bestimmung des Parameters e_{d0} . . . 12

2.2.3 Bestimmung des Parameters e_{c0} . . . 14

2.2.4 Bestimmung der Parameters n und h_s . . . 14

2.2.5 Bestimmung der Parameter α und β . . . 18

3 Setzungsberechnung für das geplante Erdbecken **21**

3.1 Modellgeometrie . . . 21

3.2 Modellierungsvorgang . . . 22

3.3 Berechnungsergebnisse . . . 23

4 Bestimmung der Wärmeleitfähigkeit **25**

4.1 Bestimmung der Wärmeleitfähigkeit . . . 25

4.1.1 Versuchsaufbau . . . 25

4.1.2 Versuchseinbau . . . 26

4.1.3 Berechnung der Wärmeleitfähigkeit . . . 26

4.1.4 Ergebnisse für die Wärmeleitfähigkeit . . . 27

4.2 Bestimmung der spezifischen Wärmekapazität . . . 29

4.2.1 Versuchsaufbau . . . 29

4.2.2 Versuchsdurchführung . . . 29

4.2.3 Berechnung der spezifischen Wärmekapazität . . . 30

4.2.4 Ergebnisse für die spezifische Wärmekapazität . . . 30

5 Dimensionierung von Böschungsflanken und Erddammgeometrie **31**
5.1 Definition Lastfälle 33
5.2 Bestimmung der Böschungsstandsicherheit 34
5.2.1 Böschungsstandsicherheit im Lastfall *'Bauzustand'* 36
5.2.2 Böschungsstandsicherheit im Lastfall *'Betriebszustand'* 39
5.2.3 Böschungsstandsicherheit im Lastfall *'Havariefall'* 40
5.3 Nachweis der Sicherheit gegen Gleiten und Grundbruch 43

6 Zusammenfassung **45**

Anhang **47**

A Auswertung von Feld- und Laborversuchen **48**
A.1 Auswertung von Feldversuchen 48
A.1.1 Densitometerversuch 48
A.2 Auswertung von Laborversuchen 51
A.2.1 Bestimmung der Korndichte 51
A.2.2 Bestimmung der Grenzen der Lagerungsdichten 51
A.2.3 Bestimmung der Korngrößenverteilung 52
A.2.4 Bestimmung des Reibunsgwinkels mit Rahmenscherversuchen 52
A.2.5 Bestimmung des Kompressionsverhaltens mit Ödometerversuchen 55

B Eingabedatei Setzungsberechnung für `TOCHNOG` **57**

C Grundbruch- und Gleitnachweis für ein Erddammbauwerk **63**

Literaturverzeichnis **73**

1 Laborversuche zur Klassifizierung des anstehenden Bodens in der Sandgrube am Dresdner Heller

1.1 Probenentnahme

Am 14. März 2017 wurden in der durch die SBU geführten Sandegrube am *Dresdner Heller* Bodenproben in 3 Positionen entnommen, Abb. 1.1. Die Proben D1 und D2 stammen aus der Sohlfläche

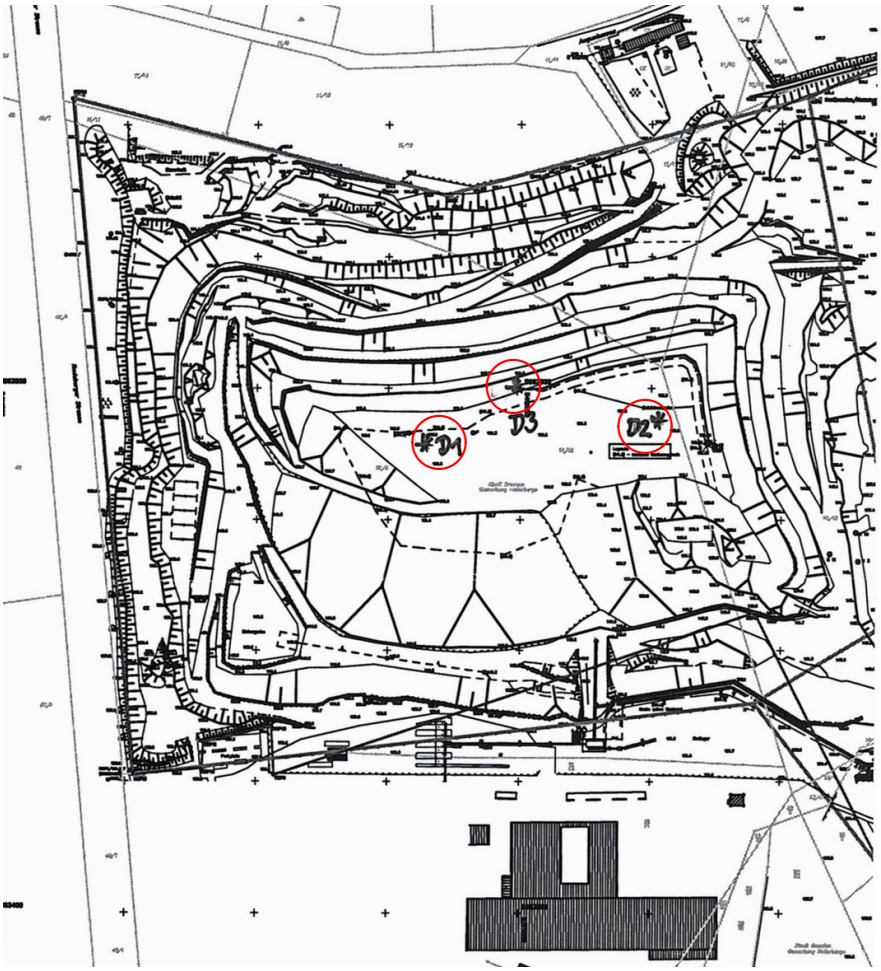


Abbildung 1.1: Probenentnahmestellen in der Sandgrube *Dresdner Heller*.

der Grube, welche zu einem früheren Zeitpunkt um 10 m aufgefüllt wurde. Die Entnahmestelle D3 befindet sich im Bereich des Böschungsfußes der nördlichen Böschung und im gewachsenen Boden. In allen 3 Entnahmestellen wurden sowohl gestörte Proben des anstehenden Bodens (Eimerproben) als auch Densitometerversuche durchgeführt, um später die Lagerungsdichte ermitteln zu können.

Für die Densitometerversuche in D1/D2 wurde zunächst ein ca. 25 cm tiefes Loch ausgehoben, da die obere Bodenschicht sehr locker war. In der Entnahmestelle D3 wurde ein ca. 75 cm tiefes Loch gegraben, da die obere Deckschicht infolge Wurzelwuchs nicht beprobbar gewesen ist.

1.2 Durchführung und Ergebnisse der Laborversuche

Vor der Durchführung aller Versuche wurden die Laborproben bei 105 °C im Trockenofen bis zur Massenkonstanz getrocknet sowie die organischen Anteile im Probenmaterial entfernt. Anschließend wurden die Proben mit Hilfe von Versuchen zur Bestimmung der

- Korndichte
- Korngrößenverteilung und
- Grenzen der Lagerungsdichte

klassifiziert. Für nachfolgende Berechnungen, u. a. zum Setzungsverhalten und zur Bestimmung der Böschungsstandsicherheit, wurden zudem

- Schüttkegel und Rahmenscherversuche zur Ermittlung der Scherfestigkeit und
- Ödometerversuche zur Untersuchung des Kompressionsverhaltens

durchgeführt.

1.2.1 Bestimmung der Korndichte

Die Bestimmung der Korndichte wurde nach DIN 18124 durchgeführt. Für die Bestimmung wurde ein Pyknometer benutzt. Die Ermittlung der Korndichte basiert dabei auf der Berechnung von

a) b) c) d)

Abbildung 1.2: Vorgehensweise zur Bestimmung der Korndichte. a) Pyknometer leer m_P, b) wassergefüllter Pyknometer $m_P + m_{w,1}$, c) mit trockenem Boden $m_P + m_d$, d) mit Boden und Wasser $m_P + m_d + m_{w,2}$.

Volumen, anhand der Bestimmung von Massen bei unterschiedlichen Zuständen, Abb. 1.2. Die Entlüftung der Proben erfolgte in einer Unterdruck-Entlüftungskammer. Die temperaturabhängige Dichte des Wassers ist bekannt. Die Ergebnisse finden sich in Abschnitt A.2.1.

1.2.2 Bestimmung der Korngrößenverteilung

Die Korngrößenverteilung wurde mittels Trockensiebung nach DIN 18123 bestimmt. Die einzelnen Proben wurden mittels einer maschinellen Siebung in die einzelnen Korngruppen vorsortiert und per Hand nachgesiebt.

In Abb. 1.3 sind die Kurven der Korngrößenverteilungen für die drei untersuchten Sande zusammengefasst. Entsprechend der Korngrößenverteilung sind die Proben D1/D2 als ein leicht feinkörniger, stark grobkörniger Mittelsand (DIN 4022: mS gS* fS') anzusprechen, während die Probe D3 ein leicht grobkörniger, stark feinkörniger Mittelsand (DIN 4022: mS fS* gS') ist.

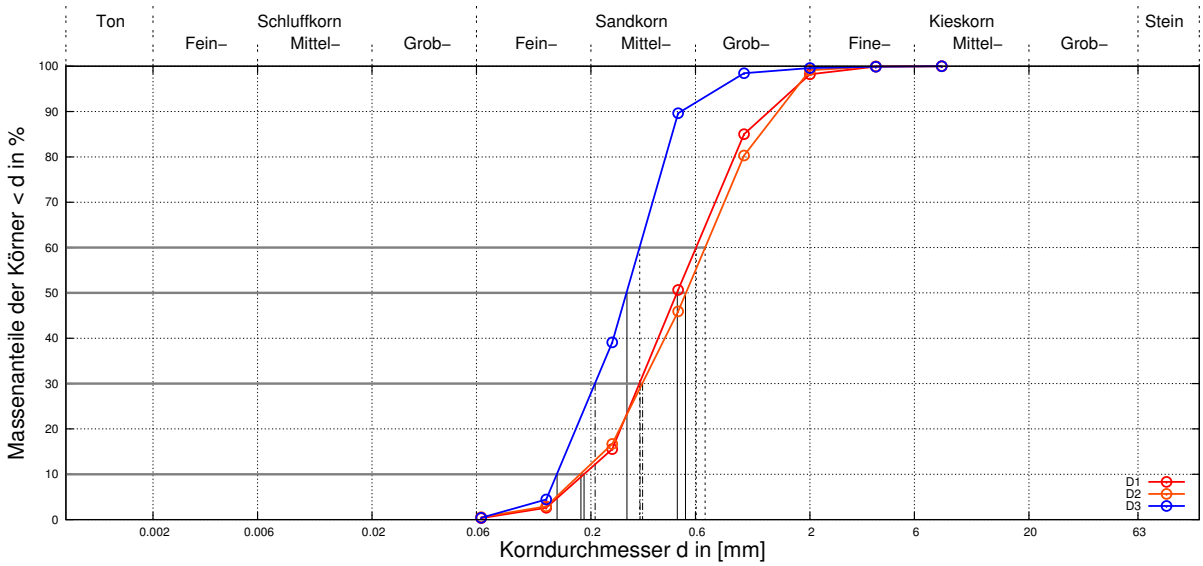


Abbildung 1.3: Kornverteilungskurve des Probenmaterials aus der Sandgrube *Dresdner Heller*.

Anhand der Kornverteilungskurve aus Abb. 1.3 ergeben sich für die Proben D1, D2 und D3 bei den Massenanteilen 60 %, 50 %, 30 % und 10 % folgende Korndurchmesser:

Tabelle 1.1: Korndurchmesser bei 60 %, 50 %, 30 % und 10 % Massenanteil.

	D1	D2	D3
d_{60} [mm]	0,60	0,66	0,33
d_{50} [mm]	0,50	0,54	0,30
d_{30} [mm]	0,34	0,34	0,21
d_{10} [mm]	0,19	0,18	0,14

Die Ungleichförmigkeit U bzw. die Krümmungszahl C_C lassen sich mit den Gl. (1.1) und (1.2) berechnen:

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}} \tag{1.1}$$

$$C_C = \frac{d_{30}^2}{d_{60} \cdot d_{10}}. \tag{1.2}$$

Für die Proben D1, D2 und D3 ergeben sich hierfür die in Tab. 1.2 gelisteten Werte.

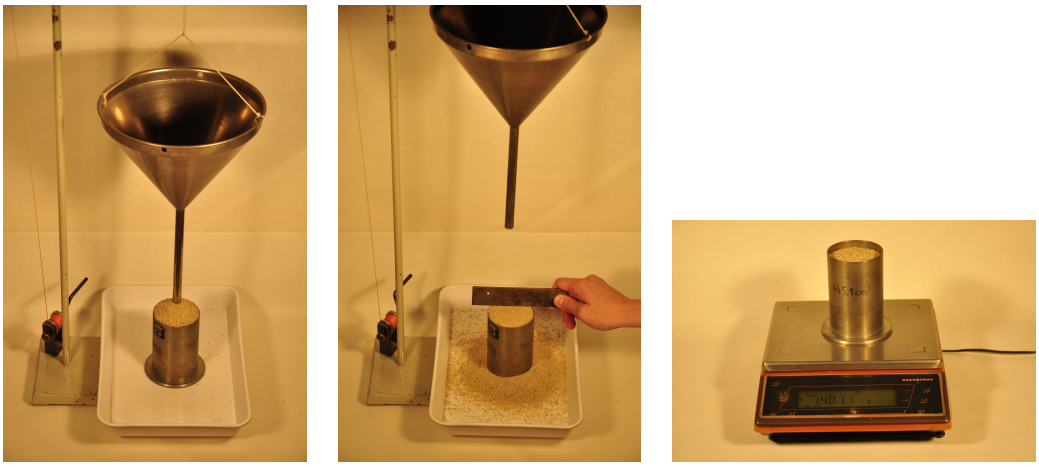
Tabelle 1.2: Ungleichförmigkeit und Krümmungszahl für die Proben D1, D2 und D3.

	D1	D2	D3
U [-]	3,16	3,67	2,36
C_C [-]	1,01	0,97	0,95

Da bei allen Proben $U < 6$ gilt, lassen sich nach DIN 18196 [DIN11] die Böden einem enggestuften Sand (SE) zuordnen.

1.2.3 Bestimmung der Grenzen der Lagerungsdichten

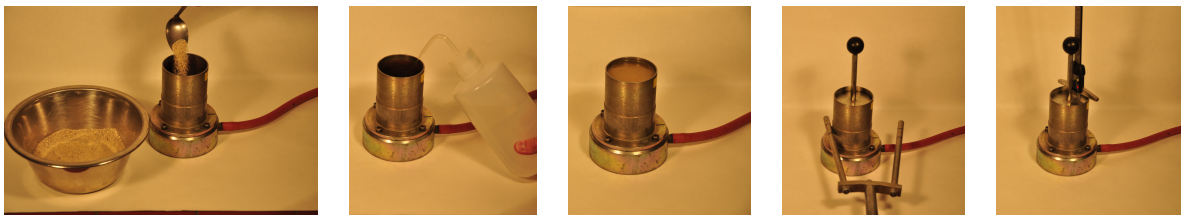
Für die Klassifikation des anstehenden Bodens sind die Porenzahlen bei lockerster bzw. dichtester Lagerung (e_{max}, e_{min}) zu bestimmen. Die Bestimmung der Grenzen der Lagerungsdichte erfolgte nach DIN 18126. Für die Bestimmung der lockersten Lagerung wurde der getrocknete Boden in einen Zylinder mit bekanntem Volumen eingerieselt und anschließend die Masse des Sandes sowie dessen Dichte (Porenzahl) bestimmt, Abb. 1.4. Der Versuchsvorgang wird 5mal wiederholt und daraufhin ein Mittelwert für die Porenzahl e_{max} gebildet.



a) b) c)

Abbildung 1.4: Versuchsdurchführung zur Bestimmung der lockersten Lagerung: a) Einrieseln des Sandes, b) Höhenabgleich, c) Massenbestimmung.

Die Bestimmung der dichtesten Lagerung erfolgt mit Hilfe des Schlaggabelversuches. Dabei wird eine definierte Masse lagenweise und unter Zugabe von Wasser sowie Vorgabe einer Verdichtungsarbeit (30 Schläge mit der Schlaggabel) in einen Zylinder eingebaut, Abb. 1.5. Im Anschluss wird



a) b) c) d) e)

Abbildung 1.5: Versuchsdurchführung zur Bestimmung der dichtesten Lagerung. a) Einbau einer definierten Masse, b) - c) Zugabe von Wasser, d) Verdichtung mit Schlaggabel, e) Bestimmung des Probenvolumens.

wieder das Volumen sowie die Dichte berechnet und der Versuchsvorgang weitere 2mal wiederholt. Die Ergebnisse der Versuche zur Bestimmung der lockersten und dichtesten Lagerung finden sich in Tab. 1.3.

Tabelle 1.3: Porenzahl bei lockerster und dichtester Lagerung für die Proben D1, D2 und D3.

	D1	D2	D3
e_{max} [-]	0,725	0,677	0,817
e_{min} [-]	0,472	0,510	0,595

1.2.4 Bezogene Lagerungsdichte

Die Bestimmung der 'bezogenen Lagerungsdichte' ist kein eigenständiger Laborversuch, jedoch dient dieser zur Beschreibung des anstehenden Bodens. Zu deren Bestimmung werden die Versuchsergebnisse für die lockerste/dichteste Lagerung sowie die ermittelten Porenzahlen anhand der Densitometerversuche verwendet, vgl. Abschnitt A.1.1. Die bezogene Lagerungsdichte ermittelt sich mit

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}, \tag{1.3}$$

wobei folgende Werte für die Proben D1 bis D3 verwendet wurden:

	e_{max} [-]	e_{min} [-]	e [-]
D1	0,725	0,472	0,451
D2	0,667	0,510	0,485
D3	0,817	0,595	0,938

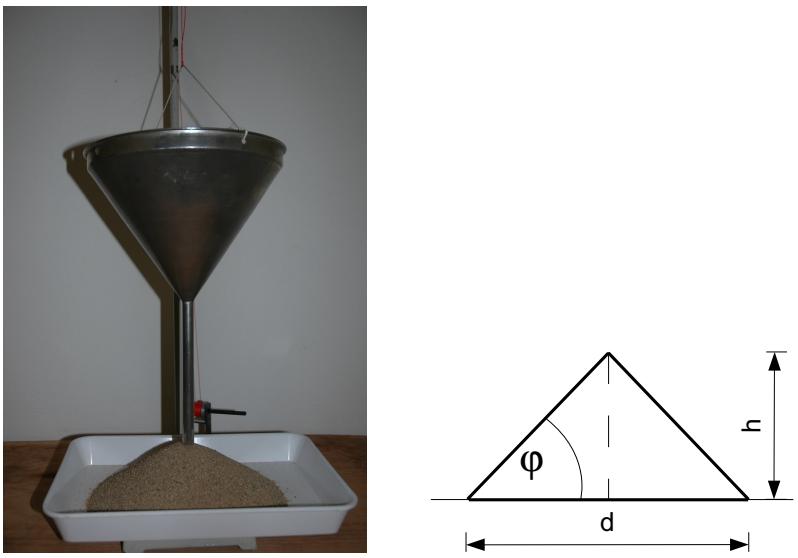
Damit ist die bezogene Lagerungsdichte in den Entnahmestellen D1 und D2 als *sehr dicht* und in D3 als *sehr locker* zu deklariert.

	I_D [-]	I_D [%]	Bezeichnung
D1	1,08	108,3	sehr dicht
D2	1,16	115,9	sehr dicht
D3	-0,55	-54,5	sehr locker

Die mit Hilfe des Densitometerversuches ermittelte Porenzahl $e_3 = 0{,}938$ in-situ ist größer als die Porenzahl bei lockerster Lagerung $e_{max} = 0{,}817$. Dies ist eher ungewöhnlich, lässt sich aber auf die angetroffene starke Durchwurzelung der Böschung zurückführen.

1.2.5 Bestimmung des Reibunsgwinkels mit dem Schüttkegelversuch

Zur Bestimmung des Schüttwinkels wurde das getrocknete Material mit Hilfe eines Trichters kegelförmig aufgeschüttet. Beim Erstellen des Kegels ist darauf zu achten, dass die Ausflusskante des Trichters immer im Kontakt mit der Kegelspitze bleibt, um eine Verdichtung des Materials zu vermeiden. Nach Erstellen des Kegels wurde der Durchmesser der Aufstandsfläche an zwei um 180° versetzten Stellen sowie die Kegelhöhe gemessen, Abb. 1.6.



a) b)

Abbildung 1.6: Schüttkegelversuch: a) Durchführung und b) Abmessungen eines Schüttwinkels.

Anhand der Mittelwerte aus Kegeldurchmesser und -höhe lässt sich nach Gl. (1.4) der Schüttwinkel errechnen.

$$\alpha = \varphi = arctan\left(\frac{h}{d/2}\right) \tag{1.4}$$

Ergänzend zum Ausmessen des Kegels wurde der Schüttwinkel direkt, an vier um 90° versetzten Stellen, mit einer Winkelwasserwaage gemessen. Für die Proben D1/D2 und D3 ließ sich damit ein Reibungswinkel $\varphi_c \approx 31°$ ermitteln. Zum Vergleich wurden Rahmenscherversuche durchgeführt, die dieses Ergebnis bestätigen, Anhang A.2.4.

1.2.6 Durchlässigkeit

Versuche zur Bestimmung der Durchlässigkeit wurden nicht durchgeführt. Jedoch kann die Durchlässigkeit mit Hilfe der Korngrößenverteilung abgeschätzt werden. Die Gleichung (1.5) nach *Beyer* [Bey64] gilt für grobkörnige Böden mit $0{,}06 < d_{10} < 0{,}6$ mm sowie $1 < U < 20$.

$$k = \left(\frac{A}{U+B} + C\right) \cdot d_{10}^2 \qquad \text{(mit } d_{10} \text{ in cm)} \tag{1.5}$$

Für locker gelagerte Böden, vgl. Abschnitt 1.2.4, ist $A = 3{,}49$, $B = 4{,}40$, $C = 0{,}80$ [Bey64]. Mit Hilfe von U und d_{10} für die Proben D1–D3 erhält man für die Durchlässigkeit k:

	U [-]	d_{10} [mm]	k [m/s]
D1	3,16	0,19	$4{,}6 \cdot 10^{-4}$
D2	3,67	0,18	$4{,}0 \cdot 10^{-4}$
D3	2,36	0,14	$2{,}6 \cdot 10^{-4}$

Da die Proben D1 und D2 das selbe Material beschreiben, wird die in Abschnitt 2 folgende Parameterbestimmung für das hypoplastische Modell nach *von Wolffersdorff* nur für die Proben D1 und D3 durchgeführt.

2 Stoffparameterbestimmung für ein hypoplastisches Stoffmodell anhand der durchgeführten Laborversuche

2.1 Stoffmodellwahl

Für die numerische Berechnung von Setzungen muss zunächst ein geeignetes Stoffmodell gewählt und anschließend dessen Modellparameter bestimmt werden. Da es sich um einen sandigen und damit grobkörnigen Boden handelt, eignet sich für eine Wiedergabe des Spannungs- und Verformungsverhaltens das hypoplastische Stoffmodell nach *von Wolffersdorff* [von96]. Die Stoffparameter der hypoplastischen Stoffmodelle sind anhand mechanischer Laborversuche bestimmbar bzw. auch anhand von Indexversuchen und geeigneten Korrelationen ableitbar.

Das Modell kann durch das Konzept der intergranularen Dehnung erweitert werden [NH97], um die Steifigkeitserhöhung nach Änderung der Belastungsrichtung im Bereich sehr kleiner Dehnungen besser abbilden zu können. Für die Verschiebungsberechnungen infolge Temparaturänderungen sollten hierzu noch zusätzliche Laborversuche durchgeführt werden.

Für die Beschreibung des Bodenverhaltens mit Hilfe des hypoplastischen Stoffmodells nach *von Wolffersdorff* [von96] sind acht Materialparameter notwendig:

- **kritischer Reibungswinkel φ'_c:** bestimmt anhand von Schüttkegelversuchen oder Kreisringscher-, Rahmenscher- oder Triaxialversuchen
- **Granulathärte h_s und Exponent n:** bestimmbar anhand von Ödometerversuchen an locker eingebauten Proben
- **Porenzahl bei lockerster Lagerung e_{i0}:** bestimmbar anhand von Standardlaborversuch zur Ermittlung der lockersten Lagerung
- **Porenzahl bei dichtester Lagerung e_{d0}:** bestimmbar anhand von Schlaggabel- oder Rütteltischversuch oder zyklischen Scherversuchen
- **Porenzahl im kritischen Zustand e_{c0}:** bestimmbar anhand von Kreisringscher-, Rahmenscher- oder Triaxialversuchen
- **Exponent α:** bestimmbar anhand von Rahmenscher- oder Triaxialversuchen
- **Exponent β:** bestimmbar anhand von Ödometerversuchen.

2.2 Bestimmung der Stoffmodellparameter für grobkörnige Böden

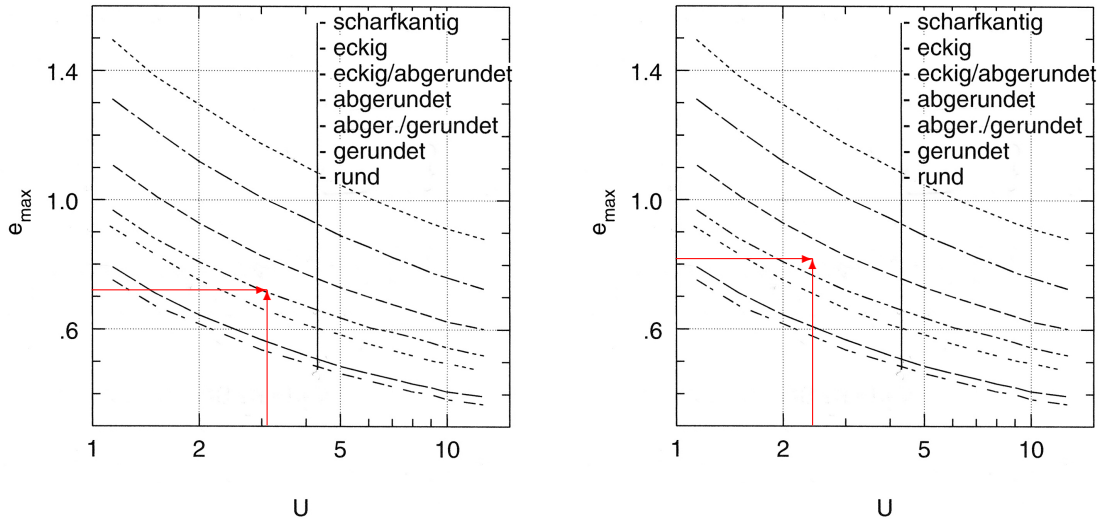
In [Her97] wird die Herleitung der hypoplastischen Stoffparameter anhand granulometrischer Eigenschaften einfacher Korngerüste ausführlich beschrieben. Die dort vorgeschlagenen Korrelationen dienen hier als Leitpfaden zur Bestimmung der nicht bekannten Parameter für das Stoffmodell nach *von Wolffersdorff* [von96].

2.2.1 Bestimmung des Parameters e_{i0}

Der Parameter e_{i0} ist die größtmögliche Porenzahl im spannungsfreien Zustand und ist theoretisch größer als die Porenzahl e_{max} bei lockerster Lagerung. Für Kugel- bzw. Würfelpackungen ist es möglich den theoretischen Wert e_{i0} zu berechnen, woraus ein bestimmtes Verhältnis e_{i0}/e_{max} resultiert. Für natürliche Quarzsande wurde in [Her97] $e_{i0}/e_{max} \approx 1{,}15$ unterbreitet. Auf Grund dieser Beziehung wird für D1 $e_{i0} = 1{,}15 \cdot 0{,}725 = 0{,}834$ und D3 $e_{i0} = 1{,}15 \cdot 0{,}817 = 0{,}940$ angenommen.

2.2.2 Bestimmung des Parameters e_{d0}

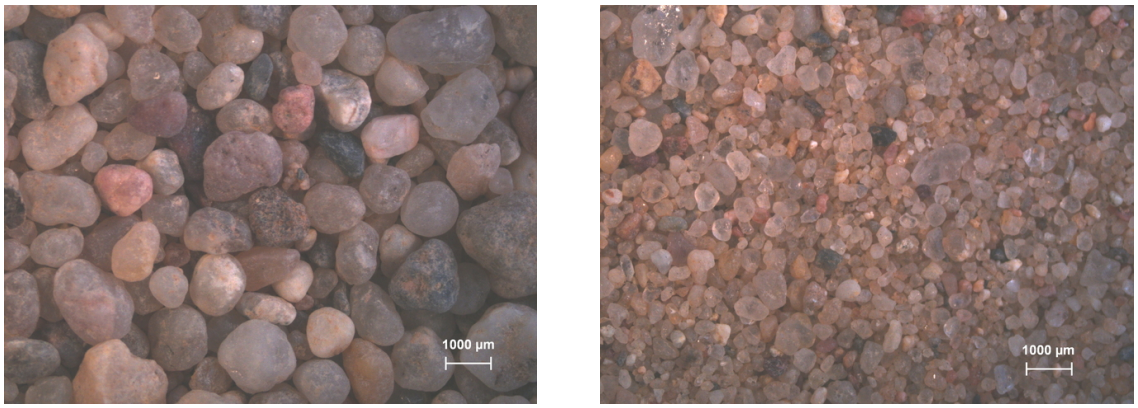
Die Porenzahl e_{d0} beschreibt die dichteste Lagerung im spannungsfreien Zustand. Die Grenzporenzahlen e_{i0} und e_{d0} werden durch die Ungleichförmigkeit U sowie die Kornform beeinflusst. Ein solcher Zusammenhang wurde ebenfalls in [Her97] gezeigt. Mit Hilfe von e_{max} und der bekannten Ungleichförmigkeit U ist zunächst eine Abschätzung der Kornform möglich, Abb. 2.1.



a) Probe D1 b) Probe D3

Abbildung 2.1: Abschätzung der Kornform anhand der Ungleichförmigkeit $U_1 = 3{,}16$ bzw. $U_3 = 2{,}36$ und den Porenzahlen $e_{max,1} = 0{,}725$ bzw. $e_{max,3} = 0{,}817$, nach *Youd* [You73].

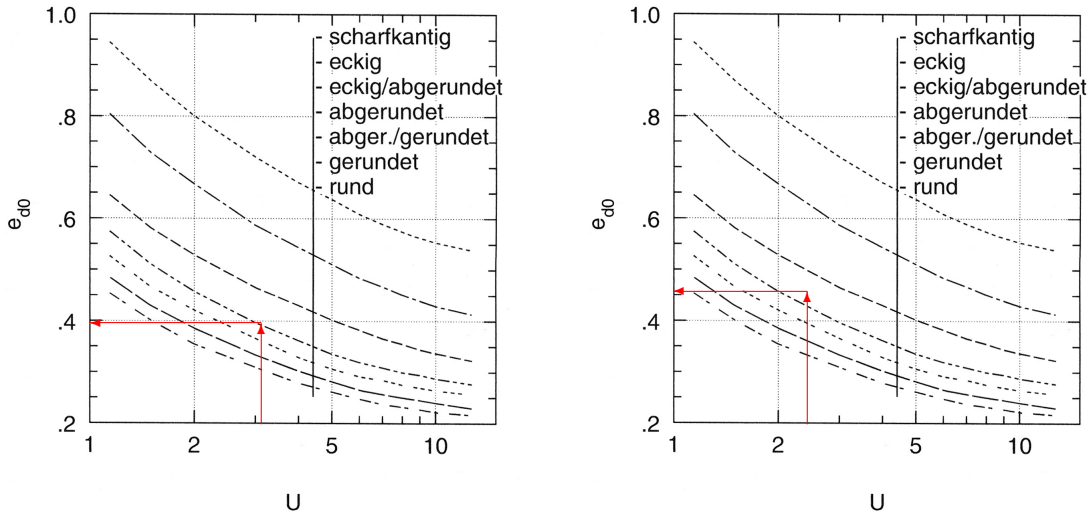
Anhand dieser Abschätzung lässt sich D1 einer abgerundeten Kornform zuordnen während D3 einem eckigen bis abgerundeten Korn entspricht. Mit den in Abb. 2.2 gezeigten Aufnahmen können diese Annahme bestätigt werden.



a) Probe D1 b) Probe D3

Abbildung 2.2: Kornform der Proben a) D1 und b) D3.

Unter Annahme einer abgerundeten Kornform für D1 und einer eckigen/abgerundeten Form für D3 erhält man daraufhin für D1 $e_{d0} \approx 0{,}40$ bzw. für D3 $e_{d0} \approx 0{,}52$, Abb. 2.3. Die Porenzahl e_{d0} darf, wenn nicht anders bestimmbar, auch mit e_{min} gleichgesetzt werden [Her97].



a) Probe D1 b) Probe D3

Abbildung 2.3: Bestimmung der Porenzahl e_{d0} anhand der Ungleichförmigkeit U sowie der Kornform, nach *Youd* [You73].

2.2.3 Bestimmung des Parameters e_{c0}

Ein weitere Stoffkonstante im spannungsfreien Zustand ist die kritische Porenzahl e_{c0}. Eine Berechnung der Porenzahl e_c bei Annäherung an den kritischen Zustand, anhand gegebener Spannungs-Dehnungskurven aus Triaxialversuchen stehen nicht zur Verfügung. Ein in [Her97] angeführter Vergleich für einige Sande zeigt jedoch eine gute Übereinstimmung zwischen e_{c0} und e_{max}, sodass im folgenden für D1 $e_{c0} = 0{,}725$ und D3 $e_{c0} = 0{,}817$ angenommen wird.

2.2.4 Bestimmung der Parameters n und h_s

Der Erstbelastungsast normalkonsolidierter feinkörniger Böden im e-ln p'–Raum kann durch eine Gerade approximiert werden. Im Gegensatz dazu ist dieser Verlauf bei der Kompression grobkörniger Böden gekrümmt. Daher wird der Kompressionsbeiwert C_c mit zunehmender Spannung größer, Abb. 2.4.

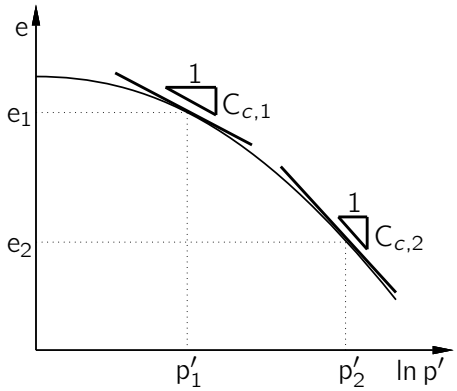
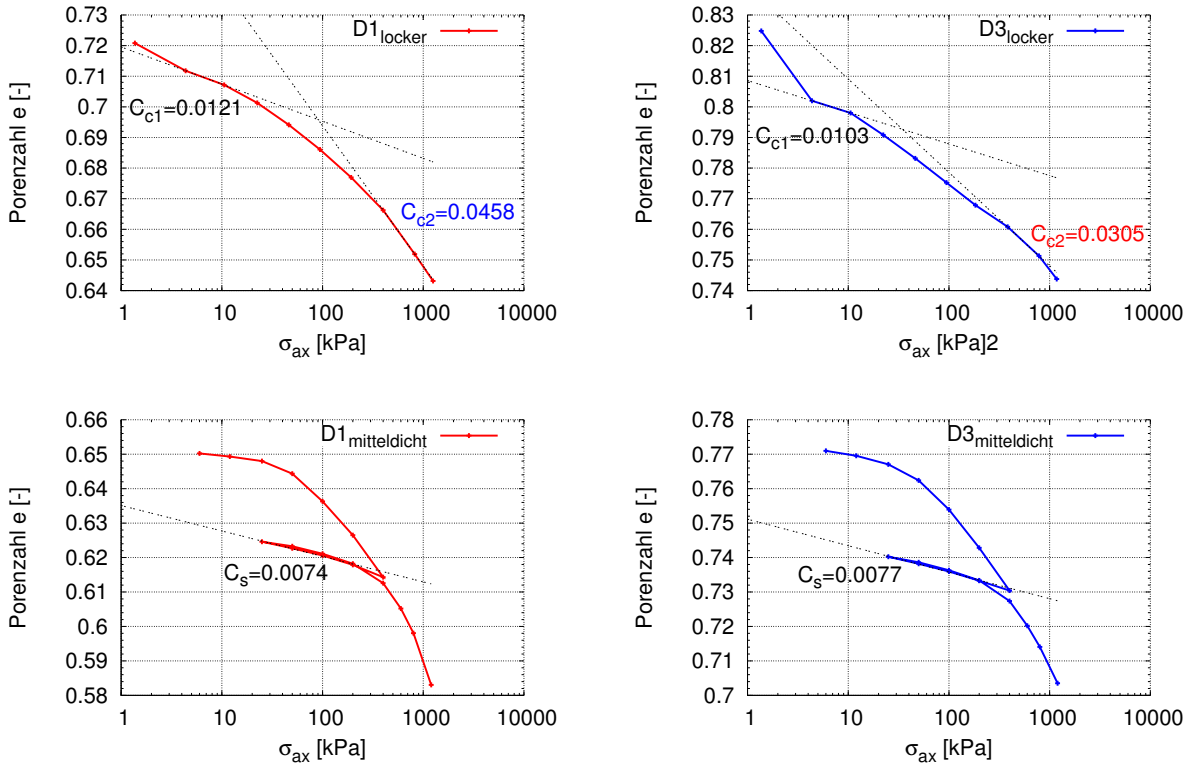


Abbildung 2.4: Erstbelastungskurve für einen grobkörnigen Boden im halblogarithmischen Porenzahl-Spannungsdiagramm und Bestimmung des Kompressionsbeiwertes bei unterschiedlichen Spannungszuständen.

Der Exponent n beschreibt das Verhältnis der Kompressionsbeiwerte bei zwei unterschiedlich hohen Drücken

$$n = \frac{\ln\left(\dfrac{e_1 \cdot C_{c,2}}{e_2 \cdot C_{c,1}}\right)}{\ln\left(\dfrac{p_2}{p_1}\right)}. \tag{2.1}$$

In den durchgeführten Ödometerversuchen wurden Vertikalspannungen von 6 kPa bis 1200 kPa erreicht. Der Kompressionsbeiwert wurde für beide Proben in den Spannungsbereichen $\sigma_{ax} \approx 6$ kPa–12 kPa (C_{c1}) und $\sigma_{ax} \approx 600$ kPa–800 kPa (C_{c2}) ermittelt, Abb. 2.5. Der Schwellbeiwert C_s beschreibt die Neigung der Porenzahl-Spannungs-Kurve während der Entlastung im Spannungsbereichen $\sigma_{ax} \approx 200$ kPa–25 kPa, Abb. 2.5.



a) Probe D1 b) Probe D3

Abbildung 2.5: Bestimmung der Kompressions- und Schwellbeiwerte C_c und C_s anhand von einaxialen Kompressionsversuchen (Ödometerversuchen).

Der Kompressions- bzw. Schwellbeiwert berechnet sich wie folgt:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma_{ax}}. \tag{2.2}$$

1A) Bestimmung n anhand der Kompressionsbeiwerte

Der Parameter n ist mittels Gleichung (2.1) bestimmbar, wobei die Kombination anhand der ermittelten Kompressionsbeiwerten C_{c1}, C_{c2} weiter verwendet wurde, vgl. Abb.2.5. Die mittlere Spannung p berechnet sich wie folgt:

$$p = \frac{\sigma_{ax} + 2\sigma_{ax} \cdot K_0}{3} \quad \text{mit} \quad K_0 = 1 - \sin \varphi_c. \tag{2.3}$$

Damit ist n für D1

$$n = \frac{\ln\left(\frac{e_1 \cdot C_{c2}}{e_2 \cdot C_{c1}}\right)}{\ln\left(\frac{p_2}{p_1}\right)} = \frac{\ln\left(\frac{0{,}7071 \cdot 0{,}0458}{0{,}6519 \cdot 0{,}0178}\right)}{\ln\left(\frac{540{,}27\,\text{kPa}}{6{,}93\,\text{kPa}}\right)} = 0{,}32 \tag{2.4}$$

und für D3

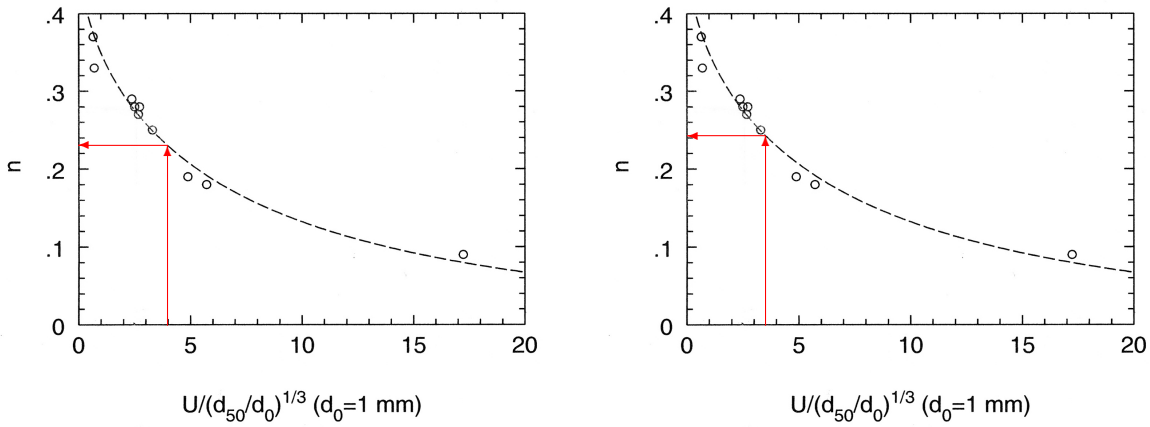
$$n = \frac{\ln\left(\frac{e_1 \cdot C_{c2}}{e_2 \cdot C_{c1}}\right)}{\ln\left(\frac{p_2}{p_1}\right)} = \frac{\ln\left(\frac{0{,}7980 \cdot 0{,}0305}{0{,}7513 \cdot 0{,}0103}\right)}{\ln\left(\frac{514{,}53\,\mathrm{kPa}}{6{,}93\,\mathrm{kPa}}\right)} = 0{,}27. \tag{2.5}$$

1B) Bestimmung n anhand der Granulometrie

Ein Zusammenhang zwischen dem Exponenten n und der Ungleichförmigkeit U sowie der mittleren Korngröße d_{50} geht aus [Her97] hervor. Demnach gilt

$$n = f\left[\frac{U}{(d_{50}/d_0)^{1/3}}\right] \tag{2.6}$$

mit der Referenzgröße $d_0 = 1\,\mathrm{mm}$. Für den untersuchten Mittelsand D1 mit $d_{50} = 0{,}5\,\mathrm{mm}$, $U = 3{,}16$ bzw. den Mittelsand D3 mit $d_{50} = 0{,}3\,\mathrm{mm}$, $U = 2{,}36$ folgt für D1 aus $U/(d_{50}/d_0)^{1/3} = 3{,}98$ und für D3 aus $U/(d_{50}/d_0)^{1/3} = 3{,}53$. Anhand der gezeigten Relation in Abb. 2.6 lässt sich für D1 $n \approx 0{,}23$ und für D3 $n \approx 0{,}24$ abschätzen.



a) Probe D1 b) Probe D3

Abbildung 2.6: Bestimmung des Exponenten n anhand der Ungleichförmigkeit U sowie des mittleren Korndurchmessers d_{50}, nach [Her97].

Damit liegen die Werte für n in etwa im selben Bereich und die Werte $n_1 = 0{,}32$ bzw. $n_3 = 0{,}27$ werden für die weiteren Betrachtungen verwendet.

Die Granulathärte h_s ist ein Referenzdruck und von der Dichte der Probe unabhängig. Der Parameter h_s hängt von Kornmaterial und -form sowie der Korngröße und Korngrößenverteilung ab.

2A) Bestimmung h_s mit Hilfe des Kompressionsbeiwertes $C_{\bar{c}}$

Eine Bestimmung von h_s kann mit Hilfe des Kompressionsbeiwertes $C_{\bar{c}}$ und

$$h_s = 3 \cdot p \left(\frac{n \cdot e}{C_{\bar{c}}} \right)^{1/n} \tag{2.7}$$

erfolgen. $C_{\bar{c}}$ in Gl. (2.7) wird bei einer Spannung bestimmt, welcher näherungsweise dem arithmetischen Mittel aus den Spannungswerten zur Bestimmung von $C_{c,1}$ und $C_{c,2}$ entspricht, vgl. Abb. 2.5. Mit

- $C_{\bar{c},1}/\ln 10 = 0{,}0277/2{,}3 = 0{,}0120$ für D1 sowie $C_{\bar{c},3}/\ln 10 = 0{,}0256/2{,}3 = 0{,}0111$ für D3,
- bei einer mittleren Spannung $p_1 = (94{,}38\,\text{kPa} + 2 \cdot K_0 \cdot 94{,}38\,\text{kPa})/3 = 61{,}97\,\text{kPa}$ bzw. $p_3 = (94{,}58\,\text{kPa} + 2 \cdot K_0 \cdot 94{,}58\,\text{kPa})/3 = 62{,}11\,\text{kPa}$
- und den dazugehörigen Porenzahlen $e_{94.38,D1} = 0{,}6861$ und $e_{94.58,D3} = 0{,}7753$ sowie
- $n_1 = 0{,}32$ und $n_3 = 0{,}27$ erhält man die Werte

$$h_{s,1} = 3 \cdot 61{,}97\,\text{kPa} \left(\frac{0{,}32 \cdot 0{,}6861}{0{,}0120} \right)^{1/0{,}32} = 1\,498\,\text{MPa} \tag{2.8}$$

$$h_{s,3} = 3 \cdot 62{,}11\,\text{kPa} \left(\frac{0{,}27 \cdot 0{,}7753}{0{,}0111} \right)^{1/0{,}27} = 10\,875\,\text{MPa} \tag{2.9}$$

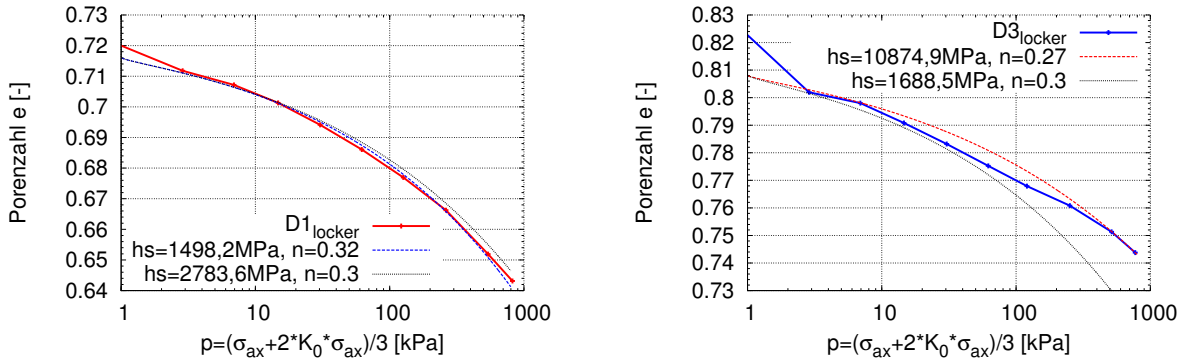
2B) Bestimmung h_s mit Hilfe der Granulometrie

Für Sande mit einem Exponenten $n = 0{,}3$ wurde in [Her97] folgender Zusammenhang zwischen der Ungleichförmigkeit U, der mittleren Korngröße d_{50} und der Granulathärte h_s vorgeschlagen:

$$h_s = 542{,}5 \cdot 10^{2{,}525 \cdot (d_{50}/d_0)/\sqrt{U}} \quad \text{in [MPa]} \tag{2.10}$$

Unter Annahme von $n = 0{,}3$ erhält man für D1 ($d_{50} = 0{,}5\,\text{mm}$; $U = 3{,}16$) bzw. D3 ($d_{50} = 0{,}3\,\text{mm}$; $U = 2{,}36$) für $h_s = 2783{,}63\,\text{MPa}$ bzw. $h_s = 1688{,}46\,\text{MPa}$.

Anhand der ermittelten Parameter für h_s und n werden die einaxialen Kompressionsversuche durch das Stoffmodell nach *von Wolffersdorff* wie folgt wiedergegeben:



a) Probe D1

b) Probe D3

Abbildung 2.7: Wiedergabe der einaxialen Kompressionsversuche an locker gelagerten Proben durch das Stoffmodell nach *von Wolffersdorff* unter Vorgabe der Parameter h_s und n.

Nach einem Vergleich der Messdaten aus den Laborversuchen an locker gelagerten sowie den numerischen Nachrechnungen, Abb. 2.7, werden für D1 $h_s = 1498$ MPa und $n = 0{,}32$ sowie für D3 $h_s = 10875$ MPa und $n = 0{,}27$ gewählt.

2.2.5 Bestimmung der Parameter α und β

Die beiden noch fehlenden Stoffkonstanten sind die Exponenten α und β. Die Bestimmung beider Parameter erfolgt mittels numerischer Nachrechnung von Laborversuchen.

Bestimmung α

Der Exponent α steuert die Peakscherfestigkeit in Abhängigkeit von der relativen druckbezogenen Dichte r_e und lässt sich anhand von Ergebnissen aus Triaxialversuchen an dicht gelagerten Proben ableiten. Ein Erreichen des Peakzustandes während der Scherung ist dabei zwingend. Der Exponent α hängt vom kritischen Reibungswinkel φ'_c, dem Peakreibungswinkel φ'_p und der Porenzahl e im Peakzustand bzw. der druckbezogenen Lagerungsdichte r_e ab.

Da keine Ergebnisse aus Triaxialversuchen vorliegen, wird der Exponenten α mit Hilfe der bestimmten Peakreibungswinkel $\varphi'_{p1} \approx 44{,}9°$ bzw. $\varphi'_{p3} \approx 43{,}2°$ aus Rahmenscherversuchen, vgl. Anhang A.2.4, sowie dem kritischen Reibungswinkel $\varphi'_c \approx 31°$ aus Schüttkegelversuchen berechnet.

$$\alpha = \frac{\ln\left(6\frac{(2+K_p)^2+a^2\cdot K_p\cdot(K_p-1-\tan\nu_p)}{a(2+K_p)(5K_p-2)\cdot\sqrt{4+2(1+\tan\nu_p)^2}}\right)}{\ln\, r_e} \tag{2.11}$$

Für den Dilatanzwinkel $\tan \nu_{p1}$ im Peakzustand ergibt sich:

$$\tan \nu_{p1} = 2 \cdot \frac{K_{p1} - 4 + 5 A_1 {K_{p1}}^2 - 2 A_1 K_{p1}}{(5 K_{p1} - 2) \cdot (1 + 2 A_1)} - 1 = 0{,}746 \tag{2.12}$$

$$\text{mit} \quad A_1 = \frac{a^2}{(2 + K_{p1})^2} \cdot \left[1 - \frac{K_{p1}\,(4 - K_{p1})}{5 K_{p1} - 2}\right] = 0{,}199 \tag{2.13}$$

$$\text{sowie} \quad K_{p1} = \frac{1 + \sin \varphi'_{p1}}{1 - \sin \varphi'_{p1}} = 5{,}80 \quad \text{bzw.} \quad a = \frac{\sqrt{3} \cdot (3 - \sin \varphi'_c)}{2 \cdot \sqrt{2} \cdot \sin \varphi'_c} = 2{,}955.$$

Der Dilatanzwinkel $\tan \nu_{p3}$ im Peakzustand ist:

$$\tan \nu_{p3} = 2 \cdot \frac{K_{p3} - 4 + 5 A_3 {K_{p3}}^2 - 2 A_3 K_{p3}}{(5 K_{p3} - 2) \cdot (1 + 2 A_3)} - 1 = 0{,}651 \tag{2.14}$$

$$\text{mit} \quad A_3 = \frac{a^2}{(2 + K_{p3})^2} \cdot \left[1 - \frac{K_{p3}\,(4 - K_{p3})}{5 K_{p3} - 2}\right] = 0{,}209 \tag{2.15}$$

$$\text{sowie} \quad K_{p3} = \frac{1 + \sin \varphi'_{p3}}{1 - \sin \varphi'_{p3}} = 5{,}34 \quad \text{bzw.} \quad a = \frac{\sqrt{3} \cdot (3 - \sin \varphi'_c)}{2 \cdot \sqrt{2} \cdot \sin \varphi'_c} = 2{,}955.$$

Die druckbezogene Lagerungsdichte r_e

$$r_e = \frac{e - e_d}{e_c - e_d} \tag{2.16}$$

lässt sich mit Hilfe der Porenzahlen bei dichtester Lagerung e_d und im kritischen Zustand e_c für den jeweiligen Spannungszustand

$$e_d = e_{d0} \cdot \exp\left[-\left(\frac{3p}{h_s}\right)^n\right] \quad \text{bzw.} \quad e_c = e_{c0} \cdot \exp\left[-\left(\frac{3p}{h_s}\right)^n\right] \tag{2.17}$$

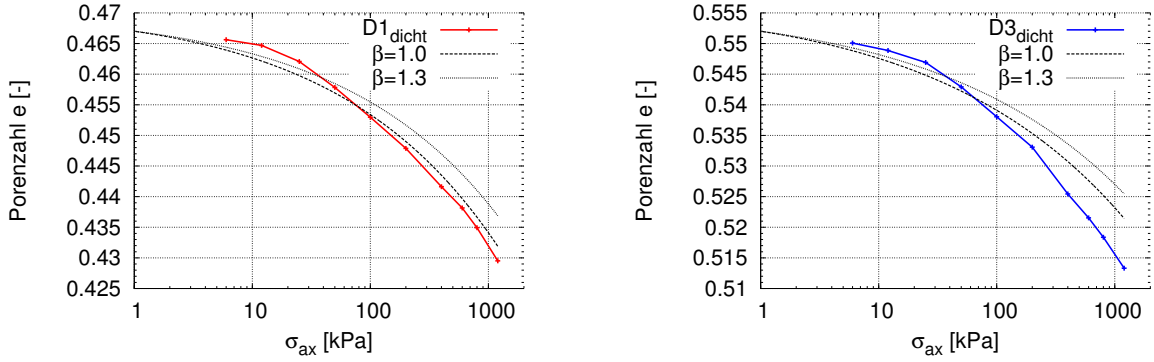
sowie der Porenzahl e im aktuellen Spannungszustand berechnen. Für die Porenzahl e im aktuellen Spannungszustand werden die jeweiligen Einbauporenzahlen beim dritten Teilversuch der Rahmenscherversuchserie $e_1 = 0{,}46$, $e_3 = 0{,}54$ gewählt. Die mittlere Spannung wird mit $p' = (\sigma_1 + 2 \cdot K_0 \cdot \sigma_1)/3 = (300\,\text{kN/m}^2 + 2 \cdot 0{,}485 \cdot 300\,\text{kN/m}^2)/3 \approx 197\,\text{kPa}$ angenommen, wobei $\sigma_1 = 300\,\text{kN/m}^2$ der Normalspannung beim dritten Teilversuch des Rahmenscherversuchs entspricht.

Unter Verwendung von Gl. (2.17) und mit $e_{c0,1} = 0{,}725$, $e_{d0,1} = 0{,}40$ bzw. $e_{c0,3} = 0{,}817$, $e_{d0,3} = 0{,}52$ und den zuvor bestimmten Konstanten $n_1 = 0{,}32$, $h_{s,1} = 1498\,\text{MPa}$ bzw. $n_3 = 0{,}27$, $h_{s,3} = 10\,875\,\text{MPa}$ ist $e_{c,1} = 0{,}668$, $e_{d,1} = 0{,}369$ bzw. $e_{c,3} = 0{,}761$, $e_{d,3} = 0{,}485$. Damit wiederum beträgt nach Gl. (2.16) die druckbezogene Lagerungsdichte $r_{e,1} = 0{,}30$ und $r_{e,3} = 0{,}20$.

Wiederum damit erhält man mit Gl. (2.11) $\alpha_1 = 0{,}18$ und $\alpha_3 = 0{,}12$.

Bestimmung β

Der Exponent β berücksichtigt die sich ändernde Steifigkeit bei selber mittlere Spannung aber unterschiedlicher Dichte. β lässt sich daher bspw. anhand von 2 Kompressionsversuchen mit un-



a) D1 b) D3

Abbildung 2.8: Numerische Nachrechnung der Erstbelastungskurven aus Ödometerversuchen an dicht gelagerten Böden am a) D1- und b) D3-Probenmaterial zur Bestimmung des Parameters β.

terschiedlicher Einbaudichte bestimmen, Abb. 2.8. Eine Vergrößerung des Parameters β führt zu einem steiferen Bodenverhalten, sodass $\beta = 1{,}0$ für D1 und D3 gewählt wird.

Zusammenfassend sind in Tab. 2.1 und 2.2 die ermittelten Stoffparameter für das hypoplastische Stoffmodell nach *von Wolffersdorff* aufgeführt.

Tabelle 2.1: Hypoplastische Stoffparameter für das Probenmaterial D1.

φ'_c in °	h_s in MPa	n	e_{i0}	e_{d0}	e_{c0}	α	β
30,8	1498	0,32	0,834	0,40	0,725	0,18	1,0

Tabelle 2.2: Hypoplastische Stoffparameter für das Probenmaterial D3.

φ'_c in °	h_s in MPa	n	e_{i0}	e_{d0}	e_{c0}	α	β
30,9	10 875	0,27	0,940	0,52	0,817	0,12	1,0

3 Setzungen im geplanten Erdbecken infolge der Befüllung mit Wasser

3.1 Modellgeometrie

Die Abb. 3.1 zeigt die vereinfachte Geometrie des geplanten Erdbeckens als numerisches Modell. Die orange eingefärbten Flächen kennzeichnen den gewachsenen bzw. aufgeschütteten Boden. Das Bodenverhalten in diesem Bereich wird durch das hypoplastische Stoffmodell nach *von Wolffersdorff* abgebildet. Es werden die Parameter aus Tab. 2.2 verwendet. Die rot hinterlegte Fläche markiert die Auffüllung mit einer Schichtdicke von 10 m. Das Bodenverhalten in diesem Bereich wird ebenfalls durch das hypoplastische Stoffmodell prognostiziert. Das Wasserbecken ist durch den blau schraffierten Bereich gekennzeichnet. Dessen Druckverteilung auf die Erdbeckenflanken sowie die -sohle wird in der Simulation durch Dreiecks- bzw. Linienlasten wiedergegeben. Die Böschung des Erdbeckens im numerischen Modell weist eine Neigung von 26,5° auf. Die Höhe des Erdbeckens beträgt 30 m.

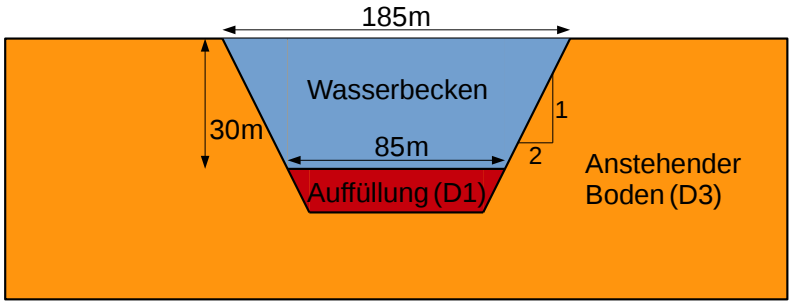


Abbildung 3.1: Modellgeometrie für die Setzungsberechnung.

Die Generierung des Ausgangsspannungszustandes erfolgt durch die Aktivierung der Schwerkraft. Zuvor wird eine isotrope Spannung $p' = 1$ kPa sowie eine identische Dichte in allen Modellmaterialien vorgeschrieben, Abb. 3.2a). Für den anstehenden D3-Boden entspricht die Anfangsporenzahl beim Spannungszustand $p' = 1$ kPa der ermittelten Porenzahl beim Densitometerversuch und damit $e = 0{,}938$. Dies entspricht einer sehr lockeren Lagerung. Die Wichte des Bodens wird mit Hilfe der Porenzahl e und der ermittelten Korndichte $\rho_s = 2{,}65\,\mathrm{g/cm^3}$ vorgegeben

$$\gamma_{D3} = \rho_s/(1+e) \cdot g = 2{,}65\,\mathrm{g/cm^3}/(1+0{,}938) \cdot 9{,}81\,\mathrm{m/s^2} = 13{,}4\,\mathrm{kN/m^3}. \tag{3.1}$$

Während der Aufbringung der Schwerkraft erfolgt für den grobkörnigen Boden eine automatische Anpassung der Porenzahl in Abhängigkeit von der Spannung (Tiefe).

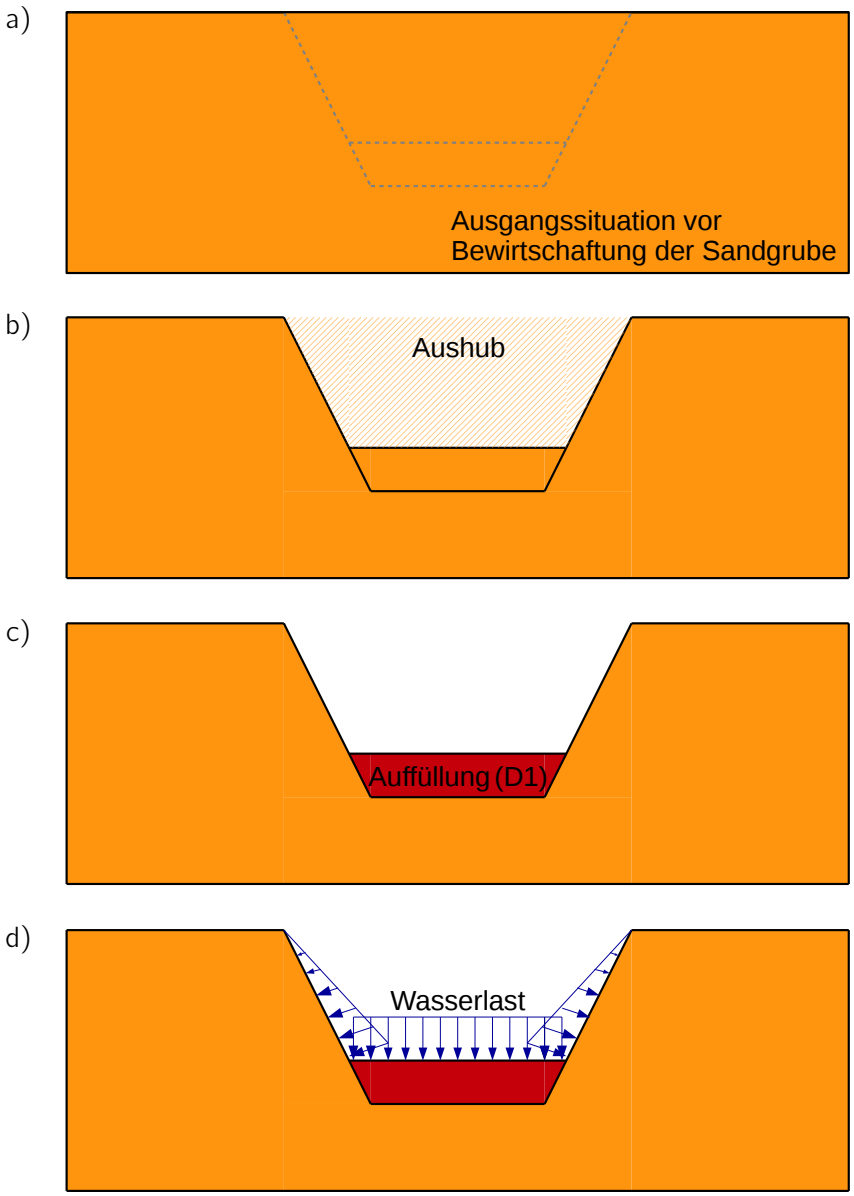


Abbildung 3.2: Simulation der Auffüllung: a) Generierung des Anfangsspannungszustandes vor dem b) Aushub, c) Einbringung der Auffüllung und d) Füllen des Erdbeckens mit Wasser.

3.2 Modellierungsvorgang

Der Aushub der Sandgrube wird durch Reduzierung der Wichte auf $\gamma = 0\,\mathrm{kN/m^3}$ im orange schraffierten Bereich simuliert, Abb. 3.2b). Somit lässt sich auch die Belastungsgeschichte in den Randböschungen berücksichtigen. Die Einbringung der Auffüllung wird durch einen Materialaustausch realisiert, Abb. 3.2c). Dem rot hinterlegten Bereich aus Abb. 3.1 werden in diesem Berechnungsschritt die Materialparameter für das D1-Material, vgl. Tab. 2.1, zugewiesen. Die Wichte des Bodens wird wieder anhand der ermittelten Porenzahl $e = 0{,}45$ aus dem Densitometerversuch und

der Korndichte $\rho_s = 2{,}65\,\mathrm{g/cm^3}$ vorgegeben

$$\gamma_{D1} = \rho_s/(1+e) \cdot g = 2{,}65\,\mathrm{g/cm^3}/(1+0{,}45) \cdot 9{,}81\,\mathrm{m/s^2} = 17{,}9\,\mathrm{kN/m^3}. \tag{3.2}$$

Anschließend werden Dreieckslasten im Bereich der Randböschung bzw. eine Linienlast im Bereich der Sohlfläche aufgebracht, welche die Auflast infolge des hydrostatischen Wasserdrucks widerspiegeln, Abb. 3.2d). Die Auflast am Erdbeckengrund beträgt $\mathrm{p} = 300\mathrm{kN/m^2}$ und entspricht damit einer Wassersäule von 30 m. Da es sich bei dem anstehenden Boden um einen relativ trockenen Sand handelt ($w_{D3} \approx 6\,\%$, Anhang A.1.1), erfolgt die Setzungsberechnung drainiert, d. h. während einer Be- oder Entlastung entstehen keine Porenwasserüber- oder unterdrücke im Boden und somit ist die Belastungsgeschwindigkeit bei der Simulation nicht von Bedeutung.

3.3 Berechnungsergebnisse

Abbildung 3.3 zeigt die Vertikalspannungsverteilung nach Befüllen des Wasserbeckens sowie die berechneten Vertikal- und Horizontalverschiebungen infolge Befüllung.

Damit liegen die Setzungen in der Aufstandfläche des Wasserbeckens infolge Befüllung (30 m Wassersäule) bei ca. 37 cm, Abb. 3.3b). Auch im Bereich der Böschungsschulter sind entsprechend den Berechnungen Setzungen von ca. 20 cm zu erwarten. Diese hohen Vertikalverschiebungen in der Böschung sind mit die Annahme einer sehr lockeren Lagerung (geringe Bodendichte) begründet, welche in-situ angetroffen wurde. Diese kann nur oberflächennah vorliegen, sodass die beobachtbaren Setzungen ggf. auch kleiner sind. Bezüglich der Horizontalverschiebungen ist im Böschungsfuß mit einer Verschiebung von ca. 6 cm in Richtung der Böschung und im Böschungskopf mit einer Verschiebung von ca. 4 cm in Richtung des Erdbeckens zu rechnen, Abb. 3.3c).

Die Auskleidung des Erdbeckens mit der wasserdichten Folie muss demnach diesen zusätzlichen Verformungen standhalten.

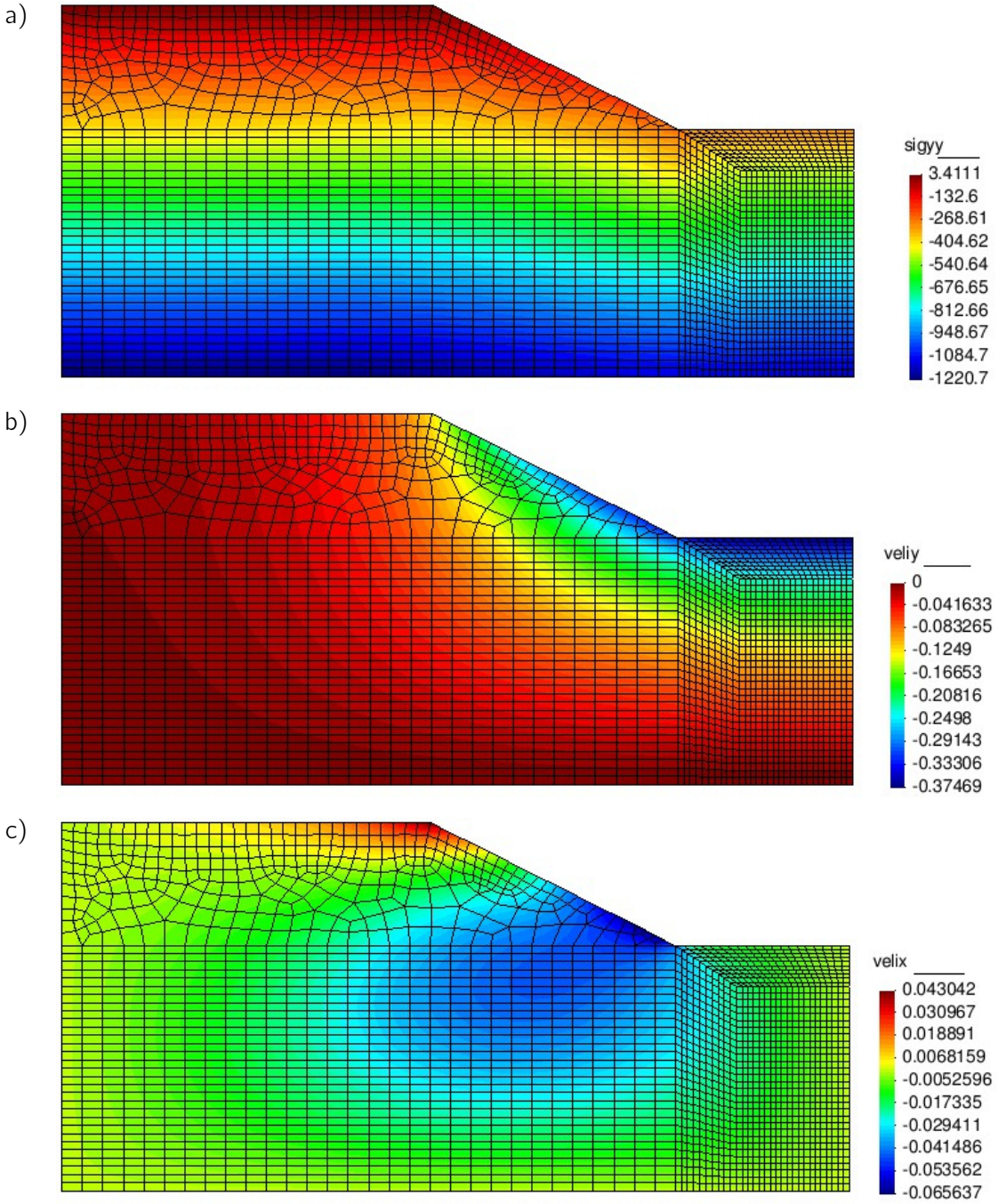


Abbildung 3.3: Verteilung der a) Vertikalspannung sowie der b) Vertikal- und c) Horizontalverschiebungen nach Auffüllen des Erdbeckens mit Wasser.

4 Bestimmung der Wärmeleitfähigkeit für den anstehenden Boden am Dresdner Heller

4.1 Bestimmung der Wärmeleitfähigkeit

4.1.1 Versuchsaufbau

Die Bestimmung der Wärmeleitfähigkeit erfolgt im stationären Zustand mit einem an die Amerikanische Richtlinie ASTM E1225 angelehnten Vergleichsverfahren. Die Versuchsanordnung ist dementsprechend symmetrisch aufgebaut, um eine mittlere Prüftemperatur erhalten zu können. Die Probe befindet sich zwischen zwei Standards aus Polyethylen mit bekannter Wärmeleitfähigkeit, Abb. 4.1. Als Einbauhilfe für das Probenmaterial dient ein durchsichtiger Zylinder aus Plexiglas, welcher

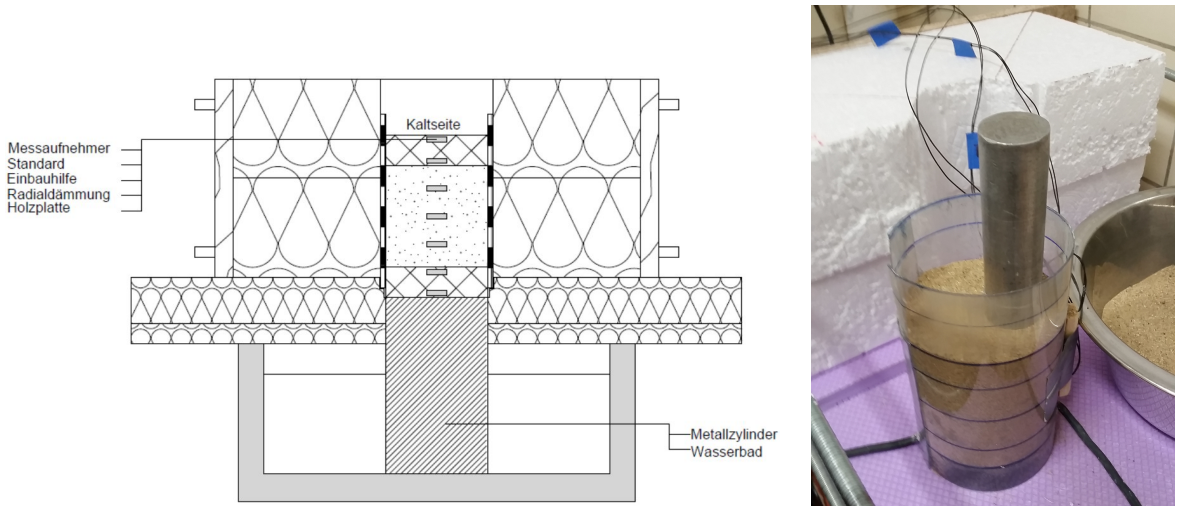


Abbildung 4.1: Prinzipskizze und Bild des Versuchsstands zur Untersuchung der Wärmeleitfähigkeit am IGT.

nach dem Einbringen in dem Versuchsaufbau verbleibt. Die benötigten Temperatursensoren werden seitlich durch drei vorhandene Bohrungen im Plexiglaszylinder geführt und mit Halterungen in der Probe fixiert.

Zur Bestimmung der Wärmeleitfähigkeit nach der Vergleichsmethode werden eine Warm- und eine Kaltseite benötigt, die eine möglichst konstante Temperatur gewährleisten. Ein temperiertes Wasserbad diente als Warmseite für den Versuchsaufbau. In diesem befindet sich ein Metallzylinder zur Wärmeübertragung auf den Versuchsaufbau. Die Temperatur des Metallzylinders entspricht, aufgrund seiner hohen Wärmeleitfähigkeit, näherungsweise der vorherrschenden Temperatur im

Wasserbad. Das Wasserbad wird mit zwei expandierten Polystyrolschichten (EPS) abgedeckt, um eine Abkühlung zu reduzieren. Zudem verhindern diese das Aufsteigen von Wasserdampf, welcher den Wassergehalt der Probe verändert und somit die Messungen verfälschen würde. Die Dämmplatten besitzen ein Loch von 10 cm Durchmesser, damit diese bündig über den Metallzylinder passen. Auf dem Metallzylinder werden die Versuchsmaterialien symmetrisch platziert und die Kabel der Messfühler in die vorgesehenen Kabelschächte geführt. Um die Kaltseite auf einer konstanten Raumtemperatur zu halten, wurde die Konstruktion in einem klimatisierten Raum aufgestellt. Dabei wird die vorherrschende Raumtemperatur bei jeder Messung aufgezeichnet, um etwaige Schwankung zu erfassen.

Der Probenaufbau wird zudem radial thermisch isoliert, um Wärmeverluste an die Umgebung so gering wie möglich zu halten. Dafür werden zwei Dämmungsblöcke verwendet, welche jeweils einen Halbkreisausschnitt mit einem Durchmesser von 10,5 cm aufweisen. Die Platten werden beim Probeneinbau zusammengeschoben und die Kabel der Messfühler in den vorgesehenen Kabelschächten untergebracht. Die Radialdämmung weist an deren schmalster Seiter eine Dicke von ca. 15 cm auf. Die angebrachte Dämmung überragt zudem den Versuchsaufbau um ca. 40 mm, um den Einfluss von Luftströmungen zu reduzieren. Somit stellt sich nach mehreren Stunden bei konstant temperiertem Wasserbad auch auf der Kaltseite eine konstante Temperatur ein, die einem stationären Zustand entspricht.

4.1.2 Versuchseinbau

Bei Versuchen mit trockenem, locker gelagertem Sand wird das Versuchsmaterial mit Hilfe eines Trichters in die Einbauhilfe eingerieselt. Der anschließenden Einbau der Dämmung muss bei locker gelagerten Sanden besonders sorgfältig erfolgen, da sich die Bodenprobe durch Erschütterung verdichtet. Bei Versuchen mit locker gelagertem, feuchten Sand wird die Bodenprobe lagenweise eingebaut und leicht verdichtet. Für Versuche an trockenem, dicht gelagertem Sand wird das Probenmaterial lagenweise eingebaut, wobei jede Schicht verdichtet wird.

4.1.3 Berechnung der Wärmeleitfähigkeit

Der Wärmestrom durch die Standards wird mit Hilfe des Fourierschen Gesetzes aus der in den Standards gemessenen Temperaturdifferenzen, den Aufnehmerabständen und den bekannten Wärmeleitfähigkeiten der Standards berechnet. Die Temperaturdifferenz wird in der Probe gemessen. Anschließend wird mit den bekannten Abständen und der Annahme, dass der Wärmestrom in der Probe dem Mittelwert aus dem Wärmestrom im oberen und unteren Standard entspricht, die Wärmeleitfähigkeit des Probenmaterials berechnet. Zusammengefasst in einer Formel ergibt sich für die Wärmeleitfähigkeit der Bodenprobe:

$$\lambda_{Bp} = \frac{\left(\lambda_{oS} \cdot \frac{T_{oSu}-T_{oSo}}{d_{oS}} + \lambda_{uS} \cdot \frac{T_{uSu}-T_{uSo}}{d_{uS}}\right) \cdot d_{Bp}}{2\Delta(T_{Bpu} - T_{Bpo})} \tag{4.1}$$

mit:

λ_{Bp}: Wärmeleitfähigkeit der Bodenprobe in W/(m K)

λ_{oS}: Wärmeleitfähigkeit des oberen Standards in W/(m K)

λ_{uS}: Wärmeleitfähigkeit des unteren Standards in W/(m K)

T_{oSu}: Temperatur im oberen Standard unten in °C

T_{uSo}: Temperatur im unteren Standard oben in °C

d_{uS}: Abstand zwischen den Temperaturaufnehmern im unteren Standard.

4.1.4 Ergebnisse für die Wärmeleitfähigkeit

Dargesetllt in Abb. 4.2 sind die ermittelten Wärmeleitfähigkeiten für die Proben D1–D3. Die gezeigten Versuchsergebnisse beziehen sich alle auf Versuche an trockenem Boden ($w = 0\%$) und mit einer ähnlichen Einbaudichte ($\rho_d \approx 1{,}37\,\mathrm{g/cm^3}$). Da es sich bei den Proben D1/D2 um das selbe Material handelt, lässt sich deren Wärmeleitfähigkeit mit $\lambda = 0{,}344\,\mathrm{W/(m{\cdot}K)}$ zusammenfassen. Für das Material aus der Entnahmestelle D3 ergab sich ein ähnlicher Wert

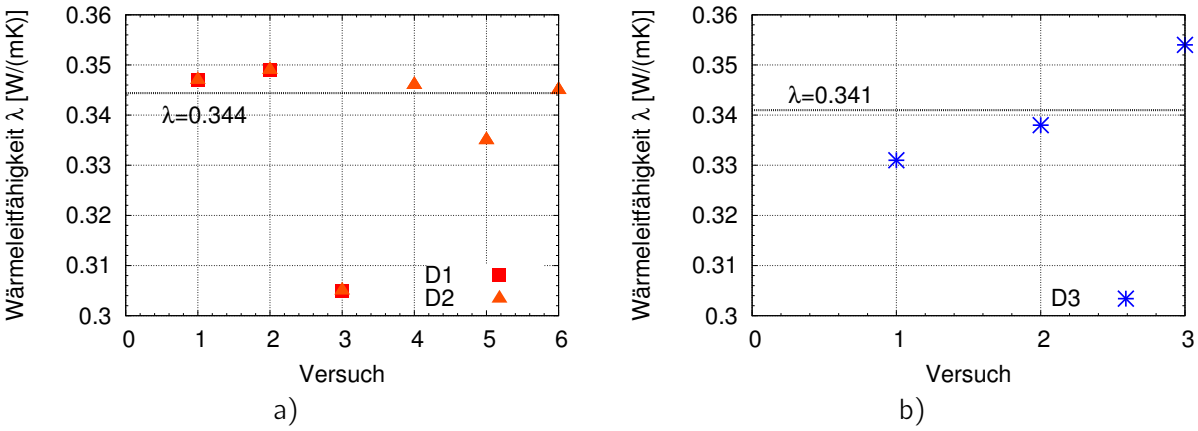
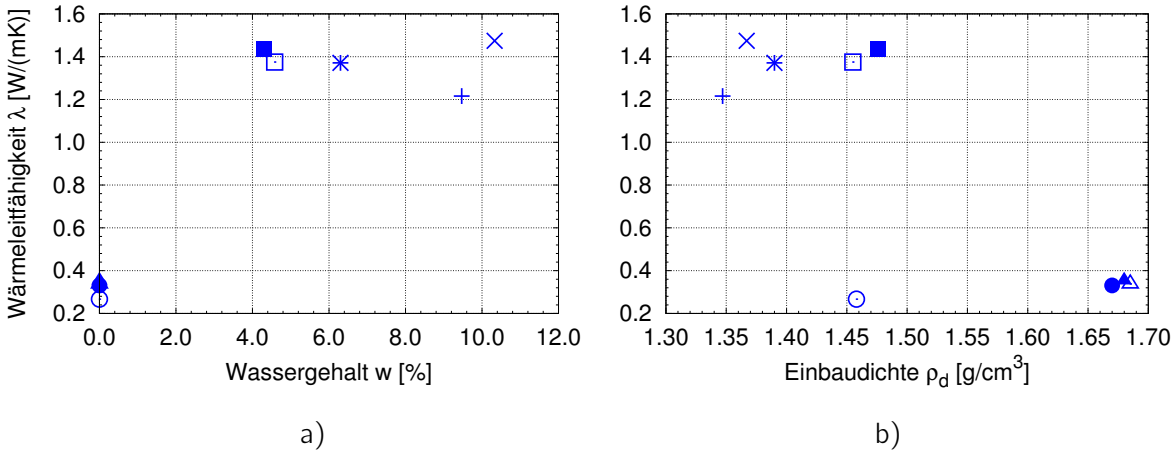


Abbildung 4.2: Ermittelte Wärmeleitfähigkeiten an den Bodenproben a) D1/D2 und b) D3 bei einem Wassergehalt $w = 0\%$ und näherungsweise gleicher Einbautrockendichte.

Für den Boden aus D3 wurde zudem die Wärmeleitfähigkeit bei unterschiedlichen Zuständen (Wassergehalt, Dichte) untersucht. Die Ergebnisse sind in Abb. 4.3 zusammengetragen. Deutlich zu erkennen im linken Bild ist der Einfluss des Wassergehaltes. Mit zunehmendem Wasseranteil im Probenvolumen nimmt die Wärmeleitfähigkeit des Bodens zu, da Wasser eine viel höhere Wärme-

leitfähigkeit als Luft aufweist, Abb. 4.3a). Zudem lässt sich bei den Proben mit einem Wassergehalt $w = 0\%$ eine Tendenz bzgl. des Einflusses der Einbaudichte erkennen, Abb. 4.3b). Eine größere Verdichtung des Probenmaterial führt zu mehr Kornkontakten im Probenvolumen und damit zu einer besseren Wärmeleitung im Probenmaterial, ausgedrückt durch eine höhere Wärmeleitfähigkeit.



a) b)

Abbildung 4.3: Ermittelte Wärmeleitfähigkeiten an der Bodenproben D3 bei unterschiedlichen Wassergehältern und Einbautrockendichten.

Aus den Densitometerversuchen, vgl. Anhang A.1.1, geht hervor, dass in den Entnahmestelle D1 und D3 in oberflächennähe ein natürlicher Wassergehalt $w \approx 6\,\%$ vorliegt. Die Trockendichte in der Randböschung liegt in oberflächennähe bei $\rho_d \approx 1{,}4\,\mathrm{g/cm^3}$ und in den Entnahmestellen D1/D2 bei $\rho_d \approx 1{,}8\,\mathrm{g/cm^3}$. Für die Simulationen der Wärmeausbreitung um den Wärmespeicher empfiehlt sich somit ein $\lambda \approx 1{,}4\,\mathrm{W/(mK)}$ anzusetzen. Der Wassergehalt sowie die Dichte des Bodens nimmt mit größer werdender Tiefe zu, weshalb auch ein Anstieg der Wärmeleitfähigkeit in Betracht gezogen werden sollte.

4.2 Bestimmung der spezifischen Wärmekapazität

4.2.1 Versuchsaufbau

Bei der ausgewählten Bestimmungsmethode erfolgt die Berechnung der Wärmekapazität über die Energiebilanz. Für die Versuchsdurchführung wird eine Glasschüssel verwendet. Auf der Außen- und Unterseite der Versuchskonstruktion befindet sich eine thermische Isolierung. Diese soll eine Wärmeabgabe an die Umgebung so gut wie möglich verhindern. An der Oberseite der verwendeten Glasschüssel wird ebenfalls ein Deckel aufgebracht, welcher der thermischen Isolierung dient, Abb. 4.4. In diesem befindet sich eine Bohrung für das Thermometer, mit dem die Wassertemperaturen gemessen werden. Daraufhin lässt sich eine Mischtemperatur ermitteln.

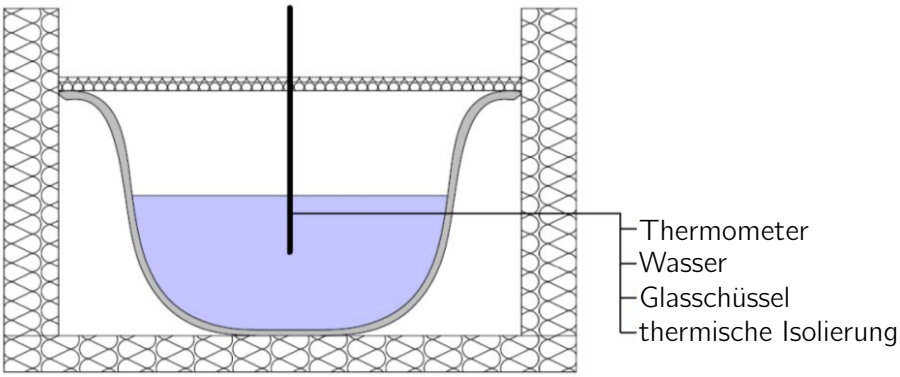


Abbildung 4.4: Prinzipskizze des Versuchsstands zur Untersuchung der spezifischen Wärmekapazität.

Mit Hilfe dieses grundlegenden Versuchsaufbaus lässt sich nicht die spezifische Wärmekapazität bei einer definierten Lagerungsdichte bestimmen, da das Probenmaterial lediglich in das Kalorimeter geschüttet und mit der darin befindlichen Flüssigkeit verrührt wird.

4.2.2 Versuchsdurchführung

Zur Bestimmung der Wärmekapazität wird die Glasschüssel mit kaltem Wasser befüllt und in einem klimatisierten Raum für einige Minuten stehen gelassen. Die Temperatur des kalten Wassers wird dabei kontinuierlich gemessen. Hat sich eine gleichbleibende Temperatur im Wasserbad eingestellt, wird die getrocknete und heiße Probe aus dem Trockenschrank (105°C) geholt und zunächst deren Temperatur bestimmt. Anschließend wird das Probenmaterial in die Schale mit dem kalten Wasser gefüllt und der Deckel geschlossen. Die Temperatur wird unter gleichmäßigem Rühren kontrolliert, bis sich eine konstante Mischtemperatur eingestellt hat.

4.2.3 Berechnung der spezifischen Wärmekapazität

Die spezifische Wärmekapazität des Boden lässt sich wie folgt ermitteln:

$$c_{Bp} = \frac{(c_{H2O} \cdot m_{H2O} + c_{Kalorimeter}) \cdot (\theta_{Misch} - \theta_{H2O})}{m_{Probe} \cdot (\theta_{Probe} - \theta_{Misch})} \tag{4.2}$$

mit:

m_{Probe}: Masse Probenmaterial in g

θ_{Probe}: Temperatur Probenmaterial in °C

m_{H2O}: Masse Kalorimeterflüssigkeit in g

θ_{H2O}: Temperatur Kalorimeterflüssigkeit in °C

c_{H2O}: Wärmekapazität Kalorimeterflüssigkeit in kJ/K

$c_{Kalorimeter}$: Wärmekapazität des Versuchsstands in kJ/K

θ_{Misch}: Mischungstemperatur (Kalorimeterflüssigkeit & Probenmaterial) in °C.

4.2.4 Ergebnisse für die spezifische Wärmekapazität

In Tab. 4.1 sind die ermittelten Werte für die spezifische Wärmekapazität der Proben D1–D3 zusammengefasst.

Tabelle 4.1: Spezifische Wärmekapazität für die Proben D1, D2 und D3.

	D1	D2	D3
c [kJ/(Kg·K)]	0,834	0,811	0,709

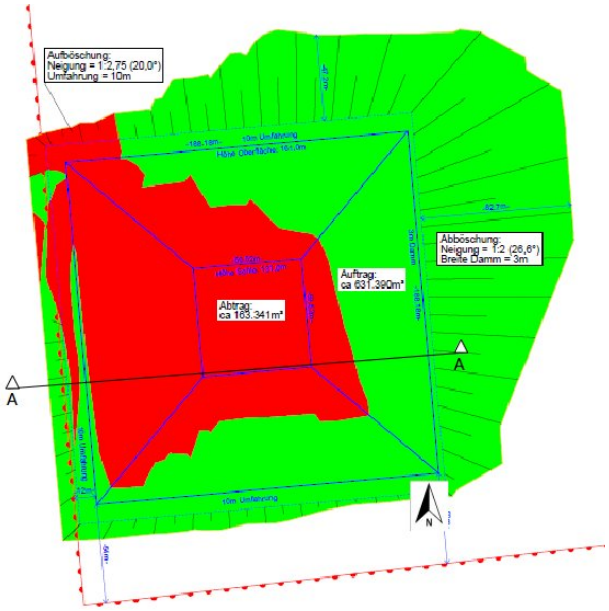
5 Dimensionierung von Böschungsflanken und eines aufzuschüttenden Erddammes

In Abb. 5.1 ist die Positionierung des geplanten Erdbeckens innerhalb der Sandgrube dargestellt[1].

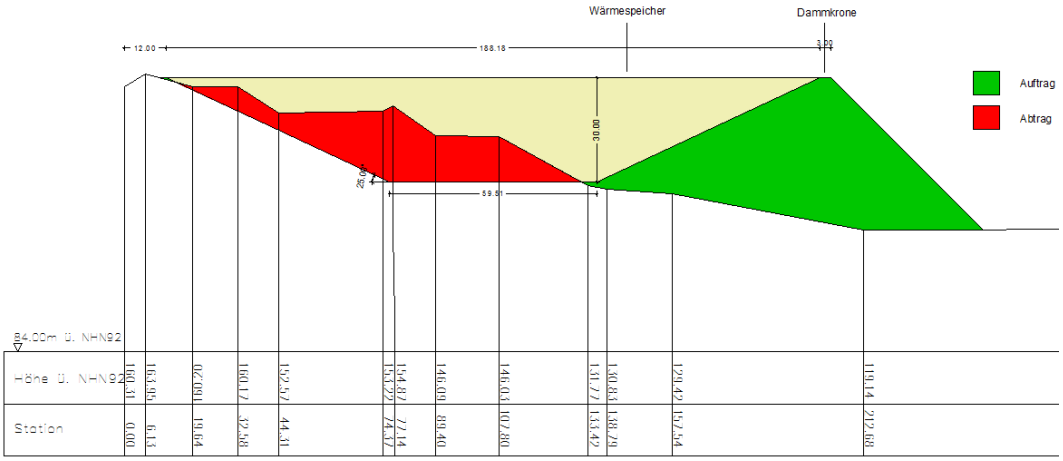
Abbildung 5.1: Position des geplanten Erdbeckens innerhalb der Sandgrube. Das Quadrat innerhalb der farbig hinterlegten Fläche kennzeichnet die Sohle des Erdbeckens, der darum befindliche Bereich die ansteigenden Böschungsflanken. Die rot hinterlegte Fläche steht für den Bereich, in welchem ein Abtrag stattfinden muss, um die Kubatur des Erdbeckens zu erzeugen. Die grün hinterlegte Fläche bildet den aufzuschüttenden Bereich ab.

Die Abbildung 5.2b) zeigt den Schnitte A–A durch das geplante Erdbecken. Die Schnittachse ist in Abb. 5.2a) eingezeichnet. Die grün bzw. rot schraffierten Flächen in Abb. 5.2b) markieren die notwendige Aufschüttung bzw. den notwendigen Bodenabtrag zur Erzeugung der Kubatur des Erdbeckens (beige Fläche).

[1] Zwischenbericht: 11.02.2019



a) Draufsicht und Lage des Schnittes A–A



b) Schnitt A–A (Blick nach Norden)

Abbildung 5.2: Schnitte A–A und Lage des Schnittes innerhalb der Draufsicht aus Abb. 5.1. Grün schraffierte Fläche: Aufschüttung. Rot schraffierte Fläche: Abtrag.

Aus Abb. 5.1 geht hervor, dass die bestehenden Böschungen in der Sandgrube am Heller für den geplanten Wärmespeicher modifiziert werden müssen. Zur Erzeugung der Kubatur des Erdbeckens sind daher ein zusätzlicher Bodenabtrag bzw. zusätzliche Aufschüttungen notwendig. Generell müssen für Erdbauwerke deren Tragfähigkeit, d. h. Nachweis gegen Bauwerksversagen, und Gebrauchstauglichkeit, z. B. zulässige Verformungen, nachgewiesen werden. Bei Böschungen ist der Nachweis der Tragfähigkeit ein Nachweis gegen Abrutschen, der sog. Nachweis der Böschungsstandsicherheit.

Die durch Bodenabtrag entstehenden Böschungen müssen auf deren Standsicherheit untersucht werden. Bei einem Bodenabtrag werden in diesem Fall jedoch keine anderen Bodenschichten als der klassifizierte Mittelsand (D3) gefördert bzw. frei gelegt, sodass Berechnungen zur Standsicherheit für diese Flanken mit den ermittelten Parametern aus Kapitel 1 erfolgen können.

Für die großflächigen Aufschüttungen ist der verdichtete Einbau von Bauschutt (z. B. Betonbruch, Abraummaterial) vorgesehen, dessen Materialkennwerte derzeit[2] noch unbekannt sind. Durch die geplante Aufschüttung zur Erzeugung der Kubatur des Erdbeckens entsteht am rechten Erdbeckenrand zunächst ein Dammbauwerk, Abb. 5.1 und 5.2b). Dieser Damm wird im Laufe der Verfüllung der Sandgrube wieder zugeschüttet. Die Auffüllung wird jedoch wesentlich später stattfinden, als der Bau des geplanten Wärmespeichers. Die Aufschüttung am nördlichen Beckenrand wird direkt gegen eine gewachsene Böschung geschüttet, Abb. 5.1. Somit kann in diesem Fall von der Bezeichnung 'Dammbauwerk' abgelassen werden, weshalb für diesen Abschnitt ebenfalls nur die Böschungsstandsicherheit nachzuweisen ist. Für Dammbauwerke sind neben der Standsicherheit noch weitere Tragfähigkeitsnachweise (z. B. Gleitnachweis, Grundbruchnachweis) zu erbringen. Da es sich bei dem rechten Beckenrand, Abb. 5.2, infolge der Befüllung des Erdbeckens mit Wasser, demnach um ein Wasserdammbauwerk handelt, sind für die Genehmigungsplanung ggf. behördliche Zulassungen einzuholen. Diese können nicht vom IGT geliefert werden. Weiterhin müssen, wie oben erwähnt, für dieses Erdbauwerk neben der Böschungsstandsicherheit der Nachweis der Sicherheit gegen Gleiten sowie Grundbruch erfolgen. Ausschließlich zur Dimensionierung und Erstellung des Bauablaufes werden diese hier vom IGT erbracht.

5.1 Definition Lastfälle

Für die Flanken des Erdbeckens bzw. für das Dammbauwerk sind zu deren Dimensionierung und zur Planung des Bauablaufes die Nachweise der Böschungsstandsicherheit zu erbringen. Für das Dammbauwerk sind weiterhin die Nachweise der Sicherheit gegen Grundbruch und Gleiten notwendig. Für die Nachweise müssen verschiedene Szenarien, sog. *Lastfälle*, untersucht werden, welche unterschiedliche Phasen während der Lebensdauer eines Bauwerks berücksichtigen. Für das Erdbauwerk des Wärmespeichers werden folgende Lastfälle in Betracht gezogen:

- Böschungsstandsicherheit im
  - Bauzustand
  - Betriebszustand (30 m Wassersäule)
  - Havariefall
- Nachweis der Sicherheit gegen Gleiten und Grundbruch
  - Bauzustand
  - Betriebszustand (30 m Wassersäule)
  - Havariefall

[2] Stand: 11. März 2019

Im Lastfall *Bauzustand* wird davon ausgegangen, dass das Dammbauwerk am rechten Erdbeckenrand bzw. die Böschungsflanken am unteren, linken und oberen Rand des Wärmespeichers fertig gestellt wurden, jedoch das Becken noch leer ist, Abb. 5.3a). Somit sind keine äußeren Lasten in den Berechnungen anzusetzen. Im Lastfall *Betriebszustand* ist der Wärmespeicher mit Wasser gefüllt und die anzusetzende Auflast resultiert aus einer 30 m hohen Wassersäule, Abb. 5.3b).

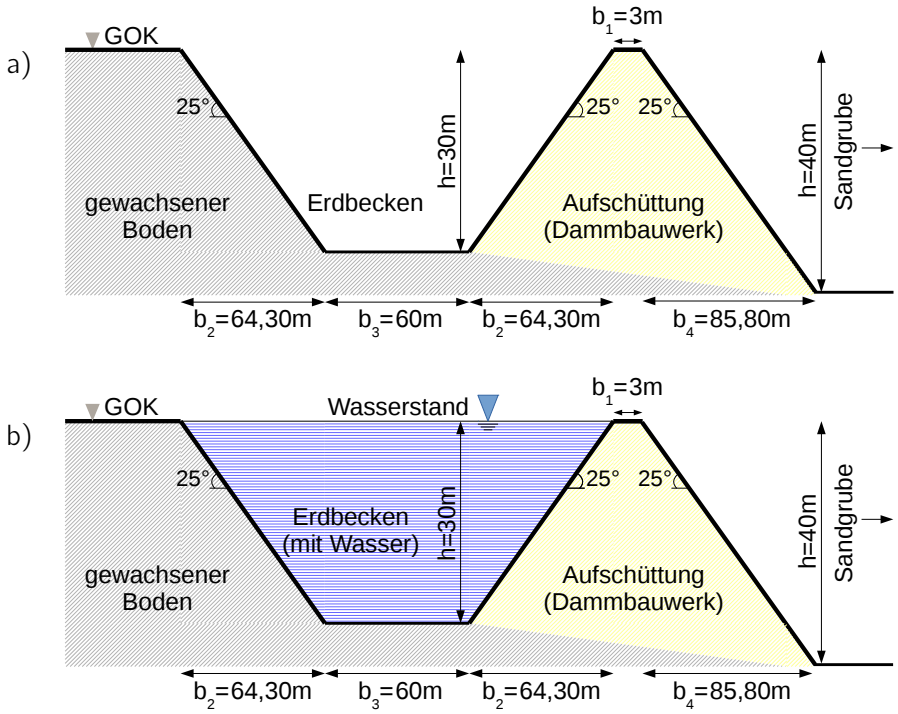


Abbildung 5.3: Prinzipskizze zur Verdeutlichung der Einwirkungen auf die Erdbauwerke in den Lastfällen a) *Bauzustand* und b) *Betriebszustand*. Skizzen wie Schnitt A–A aus Abb. 5.2b) aber nicht maßstäblich.

Der Lastfall *Havariefall* beschreibt ein Szenarium, in dem die auskleidende Folie eine Leckage über die gesamte Höhe, z. B. infolge einer undichten Schweißnaht, aufweist. Dadurch sickert Wasser in den Boden, der Wassergehalt und somit die Wichte des Bodens nimmt zu und es entstehen Strömungskräfte, welche das statische Gleichgewicht beeinflussen. Im Dammbauwerk kann dies zum Verlust der Gesamtstandsicherheit führen, da bei fehlender Drainage und ungünstiger Kornverteilung das fließende Wasser zu einer Erosion und Ausspülung des Bodenmaterials führen kann.

5.2 Bestimmung der Böschungsstandsicherheit

Die Böschungen des Erdwärmebeckens müssen so ausgebildet werden, dass diese während der gesamten Lebensdauer des Erdbauwerkes standsicher bleiben. Da es sich um ein komplexes Erdbauwerk handelt, welches teilweise durch Aufschüttung und Verdichtung von bis derzeit unbekannten Bauschutt entsteht und durch Wasser mit einer Druckhöhe von mehr als 5 m belastet sein wird, ist das Erdbauwerk nach DIN 1054 der *Geotechnischen Kategorie 3* zuzuordnen [DIN10].

Der Nachweis der Gesamtstandsicherheit der Erdbauwerke für die Lastfälle *'Bauzustand'* und *'Betriebszustand'* erfolgt nach dem Nachweisverfahren im Grenzzustand GEO-3 für eine ständige Bemessungssituation (BS-P), [DIN10]. Der Nachweis der Gesamtstandsicherheit für den Lastfall *'Havariefall'* erfolgt für eine außergewöhnliche Bemessungssituation (BS-A). Für den Nachweis entsprechend GEO-3 und für eine ständige Bemessungssituation müssen die charakteristischen Scherfestigkeitsparameter $\tan\varphi_c$ bzw. c_c um den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{\varphi,c} = 1{,}25$ abgemindert werden. Im Fall BS-A werden die charakteristischen Scherfestigkeitsparameter $\tan\varphi_c$ bzw. c_c um den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{\varphi,c} = 1{,}10$ reduziert. Eine Erhöhung der Einwirkungen durch einen Teilsicherheitsbeiwert ist in beiden Bemessungssituationen nicht gefordert.

Um die Standsicherheit aller Flanken nachzuweisen, sind Standsicherheitsberechnungen nach DIN 4084 [DIN09] erforderlich. In der Projektbesprechung vom 29.08.2017 wurde festgelegt, dass die Flanken des Erdbeckens (inkl. Dammbauwerk) eine Böschungsneigung $\beta = 25°$ aufweisen sollen. Für die Dammkrone wird vorerst ein Breite von 3 m angenommen.

Die Standsicherheitsberechnungen werden mit der Software GEOSLOPE SLOPE/W, [SLO12], unter Verwendung des Lamellenverfahrens mittels der Morgenstern-Price-Methode durchgeführt. Bei dem Lamellenverfahren wird ein potenzieller kreisförmiger Versagensmechanismus innerhalb der Böschung (Gleitkreis) in eine finite Anzahl an Lamellen unterteilt, Abb. 5.4. Für jede Lamellen werden daraufhin die einwirkenden und widerstehenden Kräfte bestimmt.

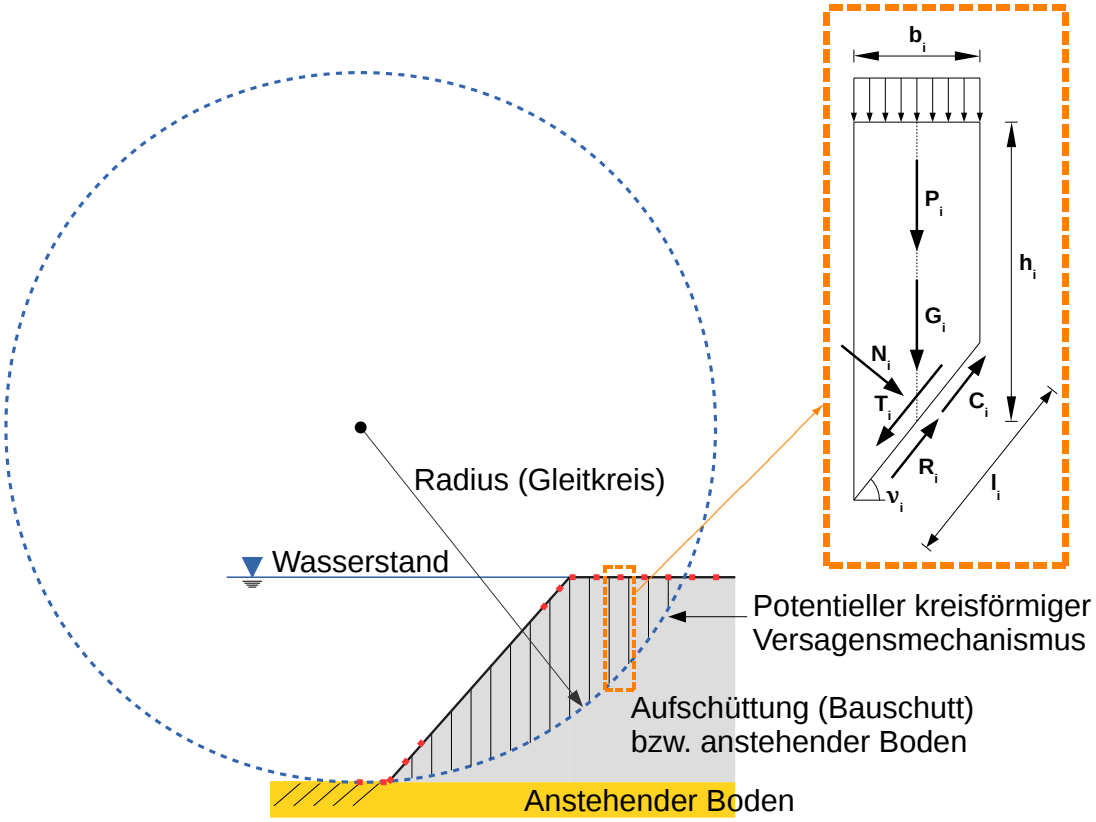


Abbildung 5.4: Potenzieller Versagensmechanismus sowie Kräfte in einer Lamelle.

Die einwirkenden Kräfte $N_i = (G_i + P_i) \cdot \cos\vartheta_i, T_i = (G_i + P_i) \cdot \sin\vartheta_i$ in jeder Lamelle setzen sich aus dem Bodeneigengewicht G_i sowie eventuellen Auflasten P_i, z. B. infolge Wasserlast, zusammen. Die widerstehenden Kräfte lassen sich mittels

$$T_{mob,i} = R_i + C_i = N_i \cdot \tan\varphi_d + c_d \cdot l_i \tag{5.1}$$

berechnen. Dabei sind φ_d, c_d die bereits abgeminderten Scherfestigkeitsparameter. Das Verhältnis aus der Summe aller widerstehenden und einwirkenden Kräften aus allen Lamellen i ergibt den sog. Standsicherheitsbeiwert FOS (Factor of Safety):

$$FOS = \frac{\sum T_{mob,i}}{\sum T_i}. \tag{5.2}$$

Ist $FOS > 1$, so ist die Böschung standsicher.

Durch Vorgabe eines Ein- und Austrittsbereiches für mögliche Gleitkreise (rot gepunktete Linien in Abb. 5.4) werden durch das Programm mehrere in Frage kommende Gleitkreise festgelegt. Mit Hilfe einer numerischen Routine, welche für die in Frage kommenden Gleitkreise das Lamellenverfahren anwendet und den Standsicherheitsbeiwert berechnet, lässt sich der Gleitkreis mit dem kleinsten Standsicherheitsbeiwert evaluieren.

Für die Berechnung müssen im Programm SLOPE/W die Böschungsgeometrie sowie der Bodenaufbau und eventuelle Auflasten und Grundwasserstände vorgegeben werden. Zudem muss jeder Bodenschicht eine Bodenwichten sowie der bereits abgeminderte Bemessungswert für die Scherfestigkeit (φ_d, c_d) nach DIN 1054 zugewiesen werden.

5.2.1 Böschungsstandsicherheit im Lastfall 'Bauzustand'

Für die Böschungsflanken des Erdbeckens sind deren Höhe (h = 30 m bzw. h = 40 m) sowie Böschungsneigung ($\beta = 25°$) bekannt. Um die Standsicherheit für diese Böschungsgeometrien zu gewährleisten, muss der anstehende Boden sowie das Material für die Aufschüttung eine Mindestscherfestigkeit aufweisen, d. h. im Fall von $c_d = 0$ kPa muss $\varphi_d \geq \beta$ sein.

Standsicherheit für durch Abtrag entstehende Böschungen

Der untersuchte Boden in der Entnahmestelle D3 (gewachsene Böschunge) weist eine sehr lockere Lagerung auf, sodass davon ausgegangen wird, dass der Wert für die Kohäsion $c_c = 0$ kPa beträgt. Damit wird für eine Standsicherheitsberechnung nur der ermittelte kritische Reibungswinkel (charakteristische Scherfestigkeit) bei Schüttkegelversuchen $\varphi_c = 31°$ angesetzt. Der Bemessungswert liegt damit bei

$$\varphi_d = \arctan\frac{\tan\varphi_c}{1{,}25} = \arctan\frac{\tan 31{,}0°}{1{,}25} = 25{,}7°. \tag{5.3}$$

Mit dem Programm SLOPE/W erhält man für den gewählten Bemessungswert einen Standsicherheitsbeiwert FOS = 1,03, vgl. Abb. 5.5. Somit befinden sich die Böschungen vor Befüllung des Erdbeckens mit Wasser in einem Grenzzustand. Aufgrund der fehlenden Kohäsion würde sich eine oberflächennahe Rutschung einstellen.

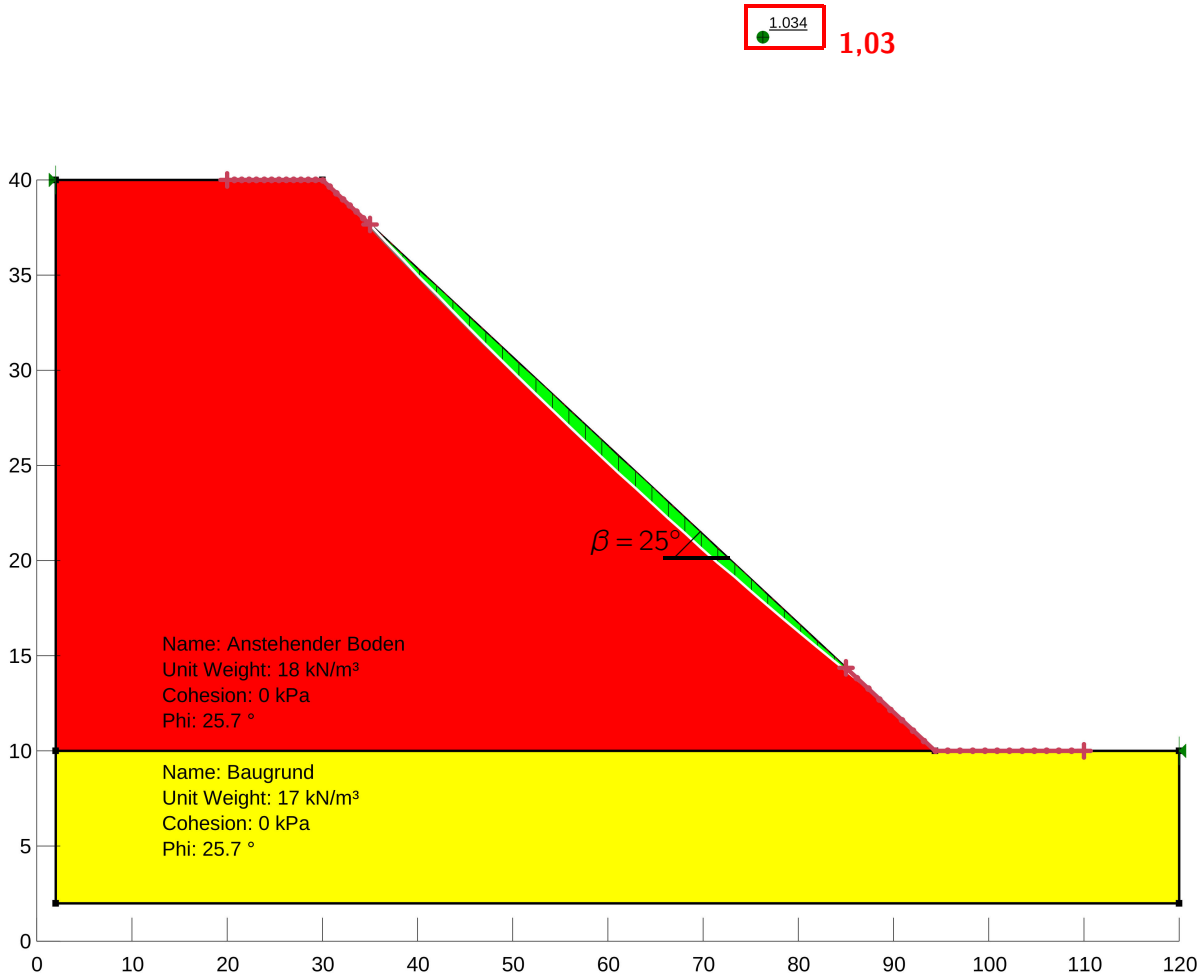


Abbildung 5.5: Berechneter Standsicherheitsbeiwert für eine Böschungen des Erdwärmebeckens mit einer Böschungsneigung $\beta = 25°$. Annahmen für die charakteristischen Scherfestigkeitsparameter: $\varphi_c = 31°$, $c_c = 0$ kPa. Bemessungswert der Scherfestigkeit: $\varphi_d = 25{,}7°$. Berechneter Standsicherheitsbeiwert FOS = 1,03.

Mittels Rahmenscherversuchen wurde für den Boden in der gewachsenen Böschung (D3) ein kritischer Reibungswinkel $\varphi_c = 35°$ ermittelt, vgl. Abschnitt A.2.4. Dies führt zu einem Bemessungswert $\varphi_d = 29{,}3°$ und für Berechnungen mit SLOPE/W zu einem Standsicherheitsbeiwert FOS = 1,2.

Standsicherheit für aufzuschüttende Böschungen und Dammbauwerk

Auch für aufgeschüttet Böschungen muss davon ausgegangen werden, dass der charakteristische Wert für die ansetzbare Kohäsion $c_c = 0\,\text{kPa}$ ist. Unter der Annahme das $\varphi_d \geq \beta$, muss somit die charakteristische Scherfestigkeit φ_c des Bodenmaterials für die Aufschüttung

$$\varphi_c \geq \arctan(\tan \varphi_d \cdot 1{,}25) = \arctan(\tan 25{,}0^\circ \cdot 1{,}25) \geq 30{,}3^\circ \tag{5.4}$$

betragen. Dieser charakteristische Reibungswinkel muss durch die entsprechende Wahl des Aufschüttungsmaterials und Materialverdichtung während des Einbaus erreicht und baubegleitend überprüft werden, damit die Standsicherheit der Flanken bei Errichtung des Erdbeckens gewährleistet werden kann.

5.2.2 Böschungsstandsicherheit im Lastfall 'Betriebszustand'

Infolge Befüllung des Erdbeckens mit Wasser erhöht sich die Auflast auf den Böschungsfuß, wodurch sich die Standsicherheit der Böschung vergrößert. Im vollständig aufgefüllten Zustand liegt damit, sowohl für die Böschungen entstanden durch Abtrag als auch durch Aufschüttung, die größte Standsicherheit vor, Abb. 5.6.

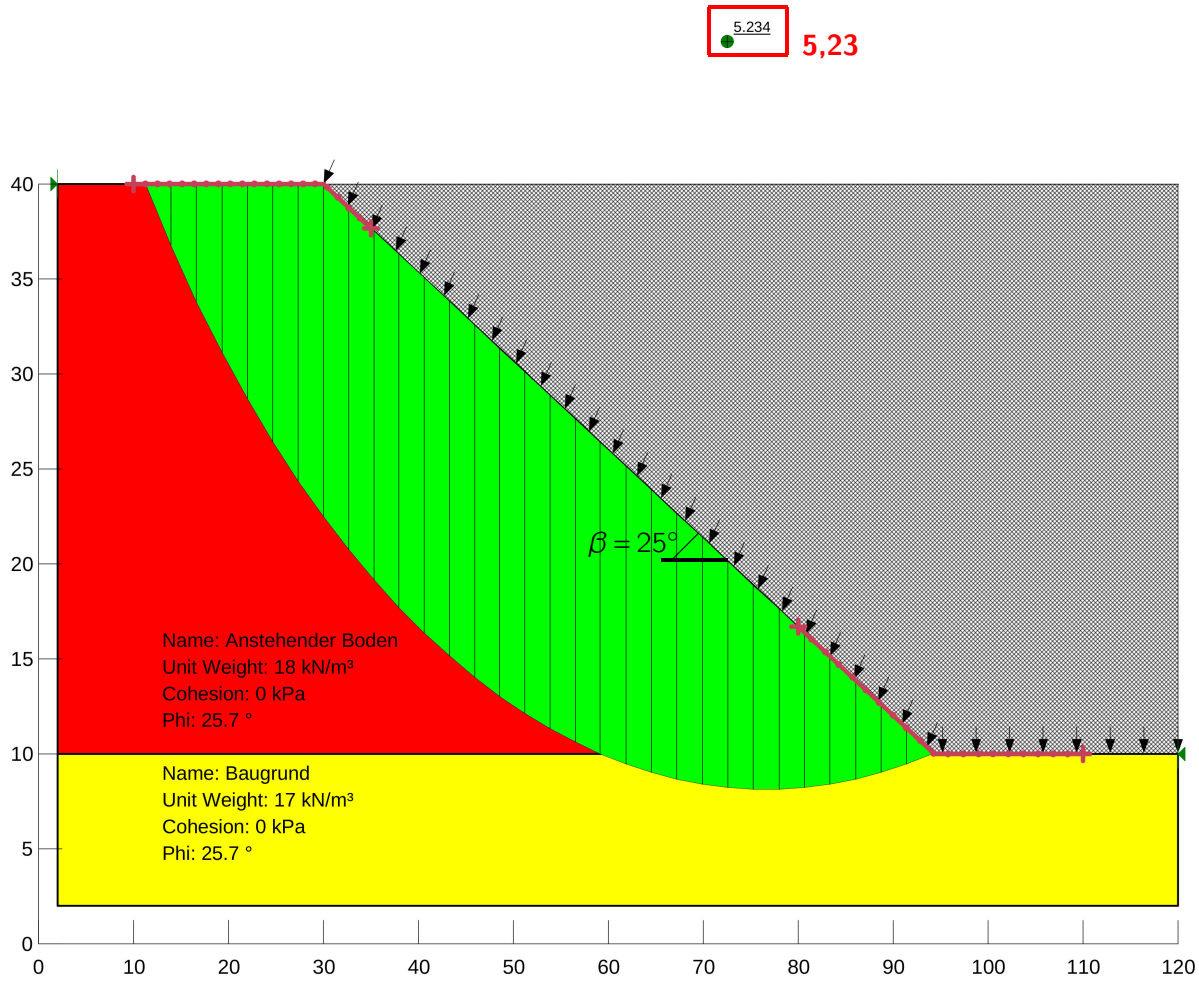


Abbildung 5.6: Berechneter Standsicherheitsbeiwert für die Böschungen des mit Wasser befüllten Erdwärmebeckens mit einer Böschungsneigung $\beta = 25°$. Annahmen für die charakteristischen Scherfestigkeitsparameter: $\varphi_c = 31°$, $c_c = 0$ kPa. Bemessungswert der Scherfestigkeit: $\varphi_d = 25{,}7°$. Berechneter Standsicherheitsbeiwert FOS = 5,2.

5.2.3 Böschungsstandsicherheit im Lastfall 'Havariefall'

Wird ein Erddamm von Wasser durchströmt, kann es zur Erosion von Bodenpartikeln und damit zu ungewollten Verformungen und Instabilitäten kommen. Um im Fall einer undichten PE-Folie ein unkontrolliertes Abfließen des Wassers im Erdbecken und einen Austritt an der Luftseite des Dammes zu vermeiden, empfiehlt sich der Einbau einer Drainageschicht in der Dammsohle. Die Ausbildung einer Sickerlinie für unterschiedliche Drainagelängen wurde mit dem Programm GEOSLOPE SEEP/W untersucht [SEE12]. Mit Hilfe der Sickerlinie lässt sich die Porenwasserdruckverteilung in der Böschung ermitteln, Abb. 5.7. Mittels der bekannten Porenwasserdruckverteilung ist wiederum die Standsicherheit der Böschung bestimmbar. Die Standsicherheitsberechnungen wurden wieder mit SLOPE/W ausgeführt. Zur Bestimmung der Sickerlinie muss die Durchlässigkeit des Dammmaterials vorgegeben werden, für welche die Standardeinstellungen von Grobsand gewählt wurden. Zur Festlegung einer Drainageschicht wird in der Dammsohle ein Bereich mit einem Porenwasserdruck $u = 0$ definiert, d. h. in dieser Zone kann das Wasser frei fließen (rot gepunktete Linien in Abb. 5.7).

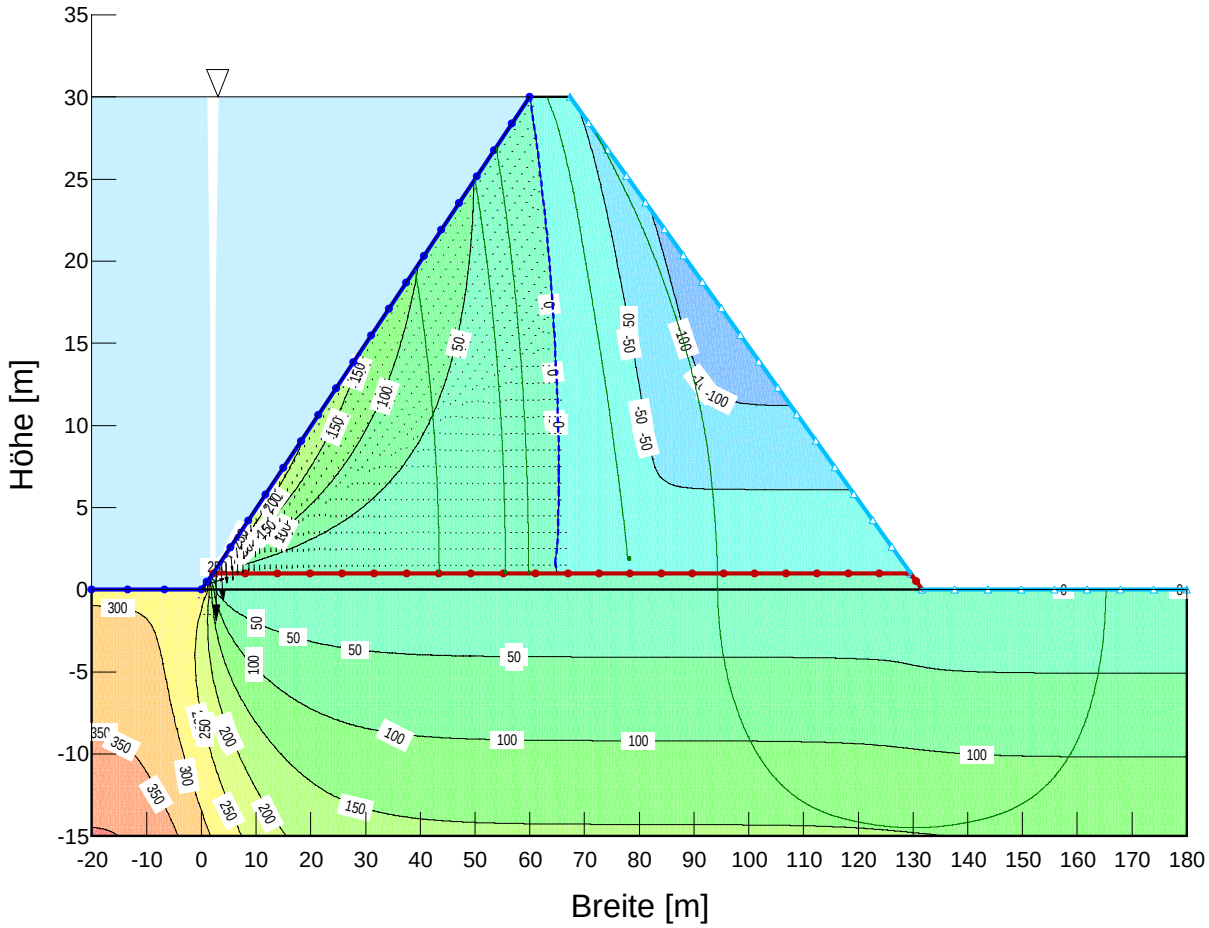


Abbildung 5.7: Berechnete Sickerlinie und Porenwasserdruckverteilung für die Böschungen des mit Wasser befüllten Erdwärmebeckens.

In Abb. 5.8 ist der ermittelte kritische Gleitkreis für eine Drainageschicht entlang der gesamten Dammsohle zu sehen, welcher unmittelbar in Nähe der Böschungsoberfläche liegt. Weitere untersuchte Gleitkreise ergaben demzufolge eine höhere Standsicherheit. Die Nachweisführung erfolgte für eine außergewöhnliche Bemessungssituation (BS-A), vgl. Abschnitt 5.2.

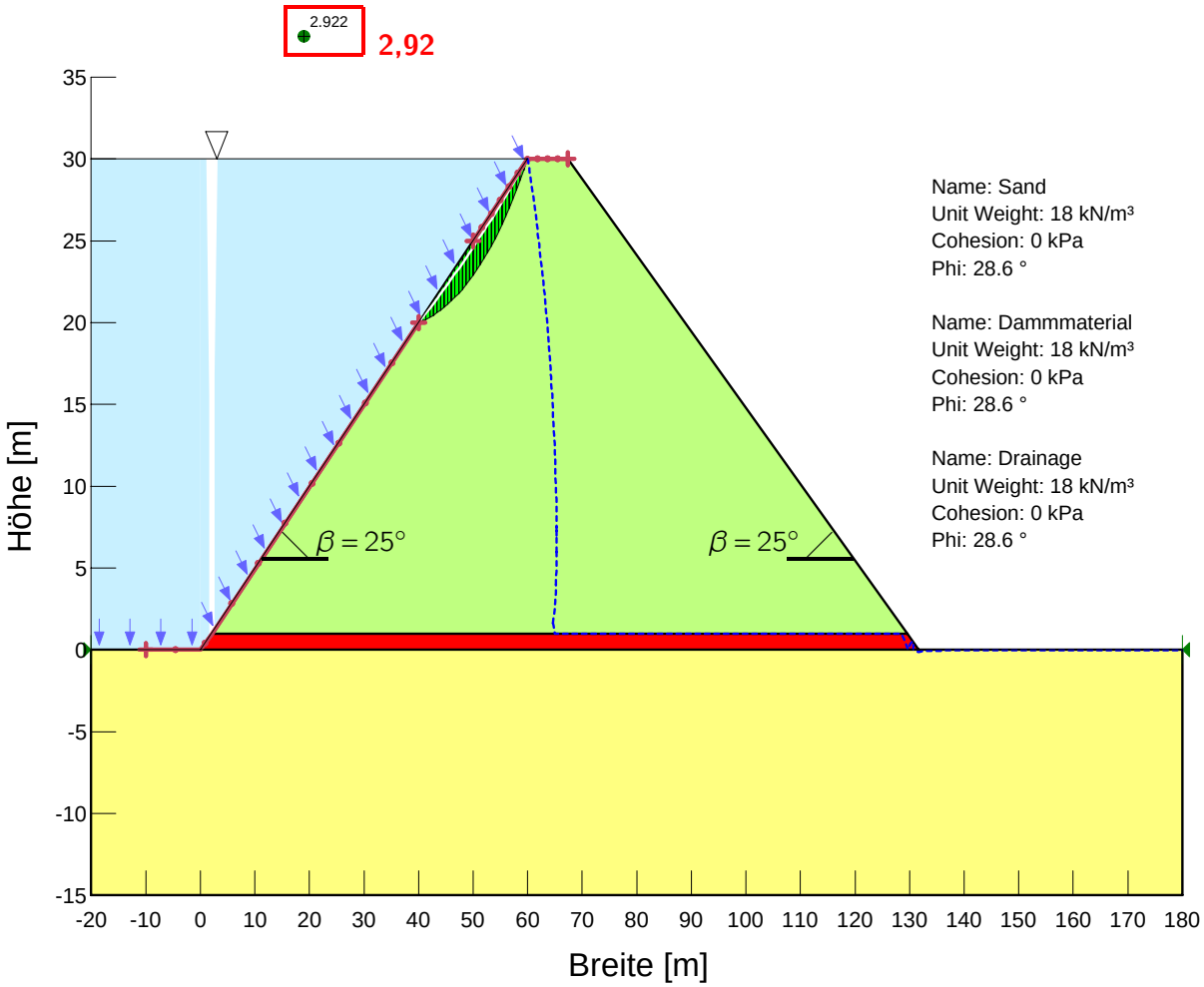


Abbildung 5.8: Berechneter Standsicherheitsbeiwert für die Böschungen des mit Wasser befüllten Erdwärmebeckens mit einer Böschungsneigung $\beta = 25°$ und unter Ausbildung einer Sickerlinie sowie dadurch entstehende Porenwasserdrücke. Annahmen für die charakteristischen Scherfestigkeitsparameter: $\varphi_c = 31°$, $c_c = 0\,\text{kPa}$. Bemessungswert der Scherfestigkeit: $\varphi_d = 28{,}6°$. Berechneter Standsicherheitsbeiwert FOS = 2,92.

Für den Damm mit einer kurzen bzw. keiner Drainageschicht sinkt die Böschungsstandsicherheit im Havariefall, Abb. 5.9.

Drainageschicht (Filteranlage)

Bei Staudämmen muss die Drainageschicht (Filteranlage) in der Dammsohle zum einen die Sickerwasserströmung günstig, im Hinblick auf die Böschungsstandsicherheit, beeinflussen und das anfallende Sickerwasser kontrolliert ableiten können. Zum anderen muss aber auch gewährleistet sein,

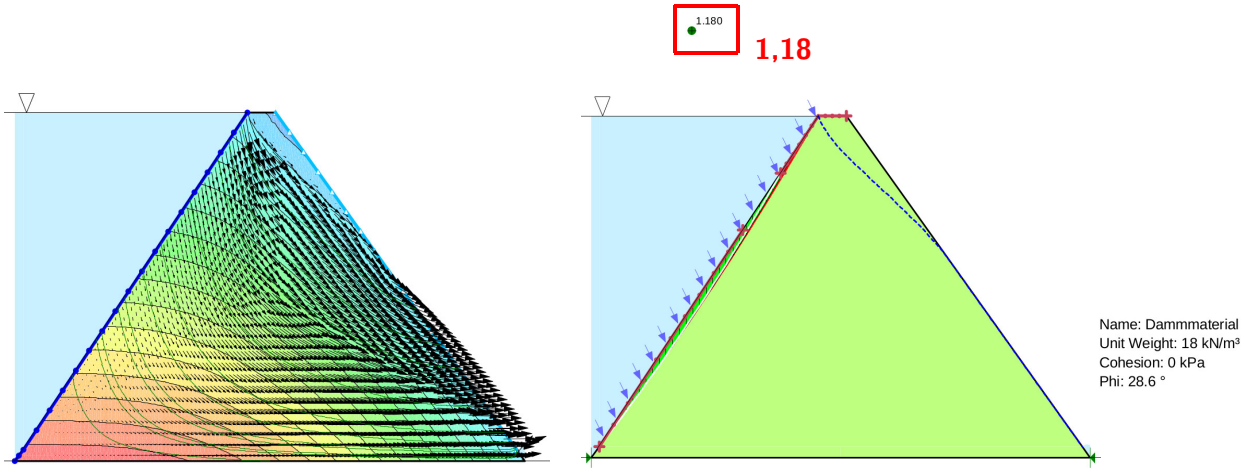


Abbildung 5.9: Berechneter Standsicherheitsbeiwert für die Böschungen des mit Wasser befüllten Erdwärmebeckens mit einer Böschungsneigung $\beta = 25°$. Porenwasserdruckverteilung bei Ausbildung einer Sickerlinie unter Vernachlässigung der Drainageschicht in der Dammsohle. Annahmen für die charakteristischen Scherfestigkeitsparameter: $\varphi_c = 31°$, $c_c = 0\,\text{kPa}$. Bemessungswert der Scherfestigkeit: $\varphi_d = 28{,}6°$. Berechneter Standsicherheitsbeiwert FOS = 1,18.

dass das Dammmaterial vor Ausspülung (Suffosion und Erosion) und somit die Drainageschicht vor Verschlammung und Versetzung (Kolmation) geschütz wird. Dies wird über so genannte Filterregeln gesteuert, welche die Korndurchmesser bestimmter Massenanteil ins Verhältnis setzen. Laut *Therzaghi* [SW69] gilt folgende Regel für das einzubauende Damm- und Drainagematerial:

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 < \frac{D_{15}}{d_{15}}. \tag{5.5}$$

D_{15} steht dabei für den Korndurchmesser bei 15 % Massenanteil der Gesamtmenge vom Filtermaterial in der Drainageschicht. d_{15} und d_{85} beziehen sich auf den Korndurchmesser bei 15 % bzw. 85 % Massenanteil der Gesamtmenge vom Dammmaterial, Abb. 5.10.

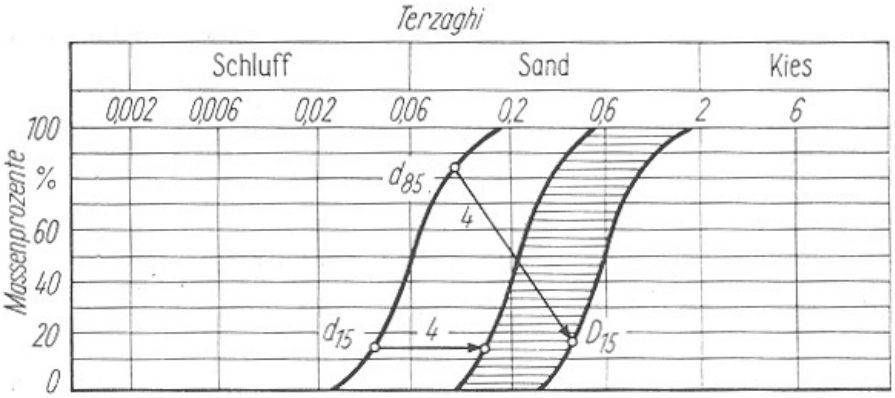


Abbildung 5.10: Filterregel nach *Therzaghi* zur Festlegung von Damm- und Filtermaterial [SW69].

5.3 Nachweis der Sicherheit gegen Gleiten und Grundbruch

Neben dem Nachweis der Böschungsstandsicherheit sind für das Dammbauwerk, welches die rechte Seite des Erdbeckens begrenzt, Abb. 5.11, für die Planungsarbeiten auch die Nachweise der Sicherheit gegen Gleiten und Grundbruch erforderlich.

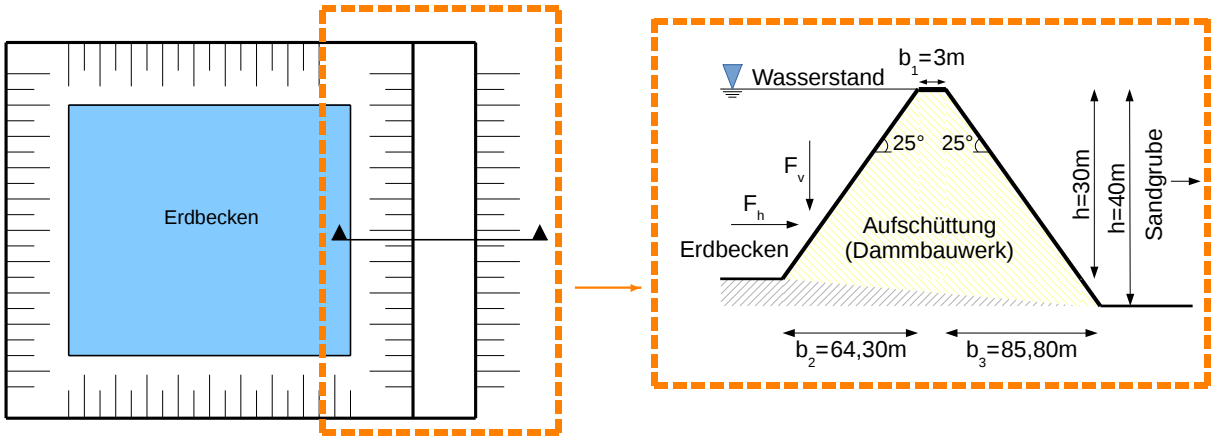
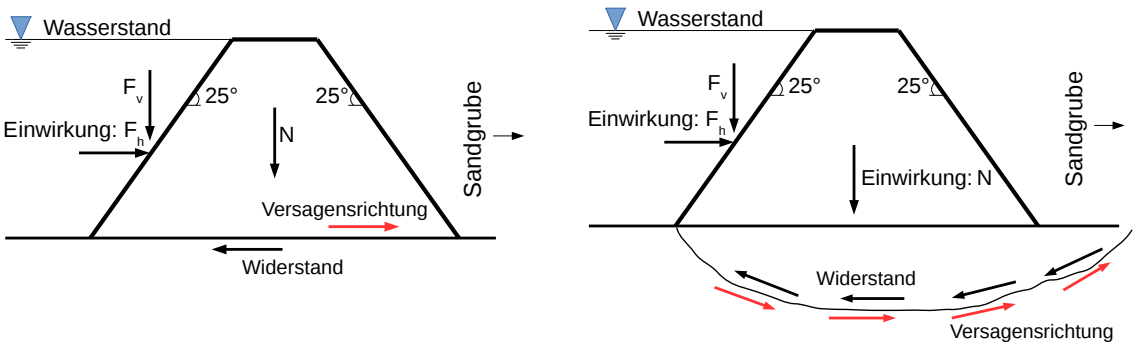


Abbildung 5.11: Prinzipskizze des Grundrisses vom Erdwärmebecken sowie Schnitt durch das Dammbauwerk. Skizzen nicht maßstäblich.

Beide Nachweise werden im Grenzzustand GEO-2 (Grenzzustand des Versagens von Baugrund) durchgeführt. Die Lastfälle *'Bauzustand'* und *'Betriebszustand'* gehören wieder einer ständigen Bemessungssituation (BS-P) an, während der Lastfall *'Havariefall'* einer außergewöhnlichen Bemessungssituation zuzuordnen ist. In beiden Fällen werden die charakteristischen Scherfestigkeitsparameter nicht abgemindert (Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{\varphi,c} = 1{,}0$). Jedoch müssen ungünstig wirkende ständige Einwirkungen zusätzlich durch einen Teilsicherheitsbeiwert (BS-P: $\gamma_G = 1{,}35$; BS-A: $\gamma_G = 1{,}10$) erhöht werden. Günstig wirkende ständige Einwirkungen bleiben unverändert [DIN10].



a) Nachweis gegen Gleiten b) Nachweis gegen Grundbruch

Abbildung 5.12: Prinzipskizze für die Versagensmechanismen infolge a) Gleiten und b) Grundbruch. Skizzen nicht maßstäblich.

Beim Nachweis der Sicherheit gegen Gleiten wird überprüft, ob die äußere horizontale Einwirkung auf das Dammbauwerk kleiner als der Gleitwiderstand in der Sohlfuge ist. Der Gleitwiderstand

resultiert aus den einwirkenden Vertikalkräften und dem Reibungswinkel zwischen Dammbauwerk und Baugrund, Abb. 5.12a). Auf eine detailierte Verteilung von Normal- und Schubspannungen in der Dammsohle wurde verzichtet.

Beim Nachweis der Sicherheit gegen Grundbruch wird untersucht, ob der anstehende Baugrund die aufgebrachten Einwirkungen aufnehmen kann und ein seitliches Versagen des Baugrundes entlang von Gleitflächen ausbleibt, Abb. 5.12b). Der Grundbruchwiderstand resultiert aus der Dammbreite sowie den Scherfestigkeitsparametern des Baugrundes.

Der Nachweis der Sicherheit gegen Grundbruch wird für alle 3 Lastfälle durchgeführt, Abschnitt 5.1. Im Fall der Gleitsicherheit werden nur die Lastfälle *'Betriebszustand'* und *'Havariefall'* betrachtet. Da im Lastfall *'Bauzustand'* keine äußeren horizontalen Lasten auf den Damm wirken, kann auf den Nachweis verzichtet werden.

Im Anhang C finden sich die Berechnungen zur Nachweisführung. Alle Nachweise werden erfüllt, wobei der berechnete Ausnutzungsgrad sehr klein bzw. die Sicherheit sehr groß ist.

6 Zusammenfassung

In der ersten Bearbeitungsphase des GreenHeat^3-Projektes wurde eine Machbarkeitsstudie und Kostenanalyse zum Bau eines Großwärmespeichers in Form eines Erdbeckens durchgeführt. Zu den Projektbeteiligten gehören:

- DREWAG – Stadtwerke Dresden GmbH
- CWH Ingenieurgesellschaft mbH
- SBU Sandwerke Dresden GmbH sowie die
- Institute für Energietechnik, Landschaftsarchitektur, Baubetriebswesen und Geotechnik der Technischen Universität Dresden.

Der Bau des Großwärmespeichers ist im Norden Dresdens, in einer durch die SBU geführten, 30 m tiefen Grube zur Sandgewinnung am *Dresdner Heller*, geplant. Für dessen Positionierung müssen landschaftsplanerische und den Natur- und Artenschutz betreffende Aspekte berücksichtigt werden. Die Größe des Beckens wurde anhand einer Kosten-/Nutzenrechnung ermittelt und auf 500.000 m^3 festgelegt. Im Rahmen dieser erarbeiteten Vorgaben wurden u. a. die Kubatur und die Position des Erdbeckens innerhalb der Sandgrube bestimmt, um basierend darauf die Bau- und Materialkosten abschätzen zu können, Abb. 5.1. Alle vier Flanken des Beckens sollen, nach Absprache mit den Projektpartnern, eine Neigung von 25° aufweisen. Vor der Befüllung des Erdbeckens wird dessen Oberfläche mit einer wasserdichten und temperaturbeständigen PE-Folie ausgekleidet, um einen Abfluss des Wassers zu unterbinden.

Für den Bau des Erdbeckens müssen die gegebenen Böschungsoberflächen modifiziert werden. Zur Erzeugung der geplanten Kubatur des Erdbeckens sind ein Bodenabtrag bzw. -aufschüttungen sowie eine Aufschüttung in Form eines Dammbauwerkes notwendig, Abb. 5.2. Das Bodenmaterial für die Aufschüttung ist derzeit unbekannt, wird aber bspw. aus Erd- und Abtragsarbeiten stammen und daher sehr inhomogen sein. Demzufolge handelt es sich bei dem Speicherbecken um ein Erdbauwerk und die bestehenden sowie die durch Abtrag bzw. Aufschüttung entstehenden Böschungen bzw. das Dammbauwerk müssen bzgl. ihrer Tragfähigkeit nachgewiesen werden. Somit wurden folgende Nachweisführungen erforderlich:

- Nachweis der Böschungsstandsicherheit
- Nachweis der Sicherheit gegen Grundbruch und
- Nachweis der Sicherheit gegen Gleiten.

Zudem muss die Gebrauchstauglichkeit, d. h. die möglichen Verformungen infolge Befüllung des Beckens mit Wasser, untersucht werden.

Zur Durchführung von Setzungsberechnungen bzw. den Nachweisen der Tragfähigkeit sind Kenntnisse über den Baugrund notwendig. Im März 2017 wurden daher gestörte Bodenproben in der Sandgrube entnommen sowie Densitometerversuche durchgeführt, um die Lagerungsdichte des anstehenden Bodens zu ermitteln. Das entnommene Probenmaterial wurde klassifiziert sowie mechanische Versuche zur Ermittlung der Scherfestigkeit und des Kompressionsverhaltens durchgeführt. Darüber hinaus wurden Versuche zur Bestimmung der Wärmeleitfähigkeit und Wärmekapazität vorgenommen. Die Ergebnisse aus diesen Versuchen wurden dem Institut für Energietechnik, zur Simulation der Wärmeausbreitung im anstehende Boden infolge Beheizung des Wärmespeichers, zur Verfügung gestellt.

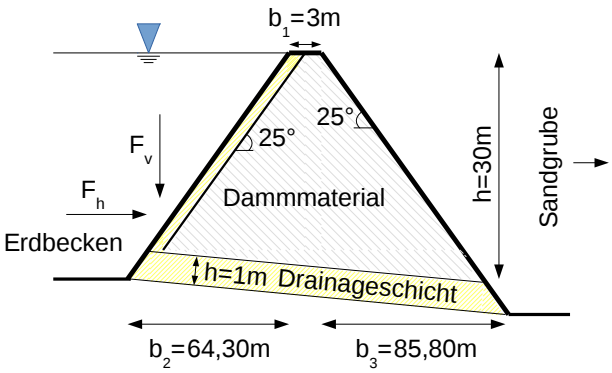
Mit Hilfe analytischer Verfahren ist die Abschätzung von vertikalen und horizontalen Verformungen in den Böschungsflanken sowie der Erdbeckensohle nur teilweise möglich. Die Ergebnisse aus den mechanischen Laborversuchen waren daher u. a. Grundlage für die Bestimmung von Parametern eines hypoplastischen Stoffmodells, verwendet für die numerische Berechnung von Verformungen infolge Befüllung des Erdbeckens mit Wasser. Die Verformungsprognosen sind vor allem wichtig für die Material- und Einbauplanung der auskleidenden Folien im Erdbecken. Die Berechnungen ergaben in der Sohle Setzungen von ca. 37 cm, wobei auch im Bereich der Böschungsschulter mit Setzungen zu rechnen ist, Abb. 3.3b). Im Bereich des Böschungsfußes wurden Horizontalverschiebungen von ca. 6 cm ermittelt.

Berechnungen zur Böschungsstandsicherheit wurden für die durch einen Abtrag entstehenden Flanken des Erdbeckens ausgeführt. Dafür wurden 3 unterschiedliche Lebensphasen, sog. *Lastfälle*, untersucht:

- Bauzustand (fertiggestelle Böschungen ohne Auflast durch Wasserdruck)
- Betriebszustand, d. h. Befüllung des Erdbeckens mit Wasser (30 m Wassersäule)
- Havierfall (Leckage in der auskleidenden PE-Folie und Ausbildung einer Sickerlinie im Damm).

Unter Vorgabe der Böschungsgeometrie und Verwendung der ermittelten Scherfestigkeitsparameter sowie des derzeit gültigen Sicherheitskonzeptes nach DIN 1054 (Teilsicherheitsbeiwerte) ist der Lastfall *'Bauzustand'* als kritischster Zustand zu deklarieren, da für diesen die Einwirkungen und Widerstände nahezu identisch sind, Abb. 5.5. Infolge Befüllung des Erdbeckens mit Wasser nimmt die Standsicherheit in den Böschungsflanken zu, da der Wasserdruck einen stabilisierenden Effekt auf die Böschungen ausübt, Abb. 5.6. Basierend auf diesen Berechnungen kann für das aufzuschüttende Material im Dammbauwerk festgelegt werden, dass dieses ebenfalls eine charakteristische Mindestscherfestigkeit $\varphi = 31°$ aufweisen muss, um die Standsicherheit des Dammbauwerkes zu gewährleisten. Dieser charakteristische Reibungswinkel muss durch entsprechende Materialwahl und Materialverdichtung während des Einbaus erreicht und baubegleitend überprüft werden.

Für den *'Havariefall'* wurde angenommen, dass die PE-Folie entlang der gesamten Böschungsflanke undicht ist. Das Wasser im Erdbecken sickert dadurch in den Damm und es bildet sich eine Sickerströmung aus. Zusätzlich dazu gerät der Boden unter Auftrieb. Im ungünstigsten Fall tritt das Wasser an der Luftseite des Dammes aus und es kann zu einem vollständigen Versagen des Dammbauwerkes kommen. Um einen kontrollierten Wasseraustritt in einem solchen Szenario zu gewährleisten, sollte der Damm mit einer Drainageschicht, Abb. 6.1, ausgeführt werden, welche sich im Dammfuß sowie entlang der erdbeckenzugewandten Seite befindet. Die Kornverteilungskurven für die Materialien im Damm und der Drainageschicht sollten folgendes Kriterium $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 < \frac{D_{15}}{d_{15}}$ aufweisen, damit die Durchlässigkeit aber auch der Schutz gegen Suffusion/Erosion in einem Havariefall gegebenen ist. Beide Materialien müssen jedoch stets die charakteristische Mindestscherfestigkeit $\varphi = 31°$ erfüllen. Unter Annahme einer Drainageschicht im Dammfuß wurde mit Hilfe einer Software zunächst die Sickerlinie und daraufhin die Standsicherheit der Böschung ermittelt, welche für diesen Fall ebenfalls gegeben ist. Als zusätzliche konstruktive Maßnahme empfiehlt sich ein Notablass, über welchen der Wasserstand im Erdbecken reguliert werden kann.



- Damm - und Drainagematerial
  - Mindestscherfestigkeit: $\varphi \geq 30°$
  - Korndurchmesser: $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 < \frac{D_{15}}{d_{15}}$ (siehe Abschnitt 5.2.3)

Abbildung 6.1: Empfehlungen für den Aufbau des Dammbauwerkes. Skizze nicht maßstäblich.

Für das Dammbauwerk wurden außerdem die Tragfähigkeitsnachweise der Sicherheit gegen Grundbruch und Gleiten geführt. Hierfür wurden ebenfalls die oben aufgezählten Lastfälle berücksichtigt. Für den Lastfall *'Havariefall'* wurde angenommen, dass sich das Material im Damm vollständig unter Auftrieb befindet. Im Rahmen der Nachweise wurde bzgl. der Dammgeometrie eine Dammkronenbreite b = 3 m sowie eine Dammhöhe h = 30 m angenommen. Die links- und rechtseitigen Dammböschungen weisen eine Neigung von 25° auf, Abb. 6.1. Die Wichte des derzeit noch unbekannten Dammmaterials wurde mit $\gamma = 18\,\mathrm{kN/m^3}$ festgelegt. Für die Nachweise wurde die Scherfestigkeit des anstehenden Bodens verwendet. Aus den Nachweisen geht hervor, dass die Grundbruch- und Gleitsicherheit zu jeder Zeit gegeben ist.

A Auswertung von Feld- und Laborversuchen

A.1 Auswertung von Feldversuchen

A.1.1 Densitometerversuch

Der Densitometerversuche wird zur oberflächennahen Bestimmung der Lagerungsdichte in-situ eingesetzt. Das Densitometergerät besteht aus einem wassergefüllten Plexisglaszylinder, dessen Unterseite durch einen Membran und Oberseite durch einen in vertikaler Richtung beweglichen Kolben abgeschlossen ist, Abb. A.1. Der Kolben ist mit Messmarken zur Ablesung der vertikalen Kolbenverschiebungen versehen.

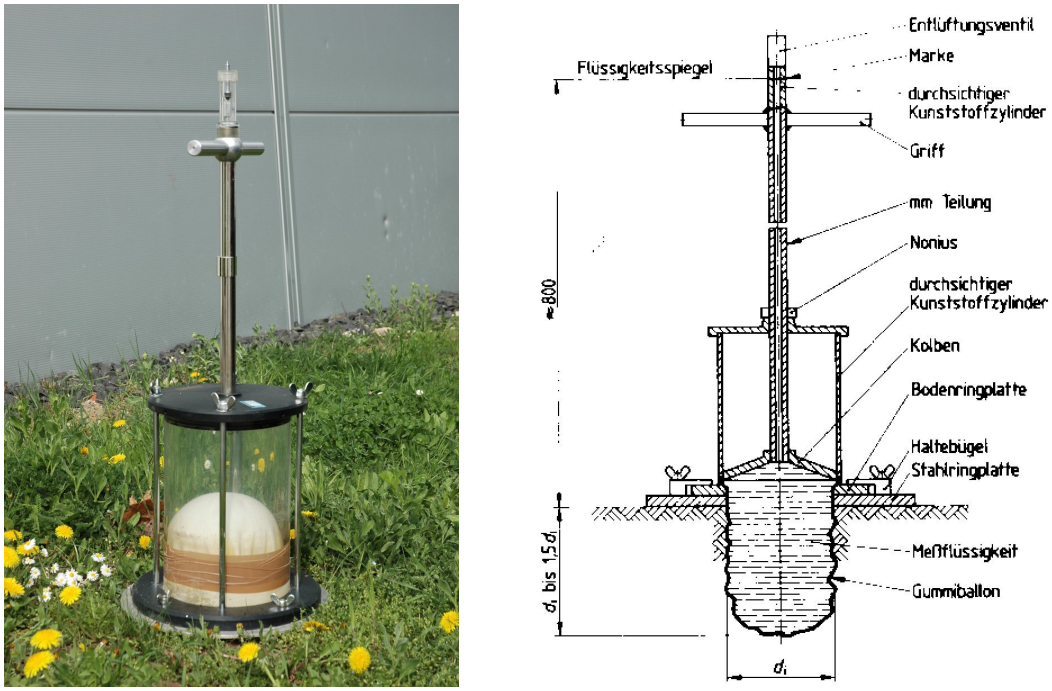


Abbildung A.1: Densitometergerät.

Zur Veruchsvorbereitung wird zunächst die lockerste Deckschicht abgegraben und anschließend eine ebene Oberfläche zur Aufstellung des Densitometergerätes geschaffen. Danach wird das Densitometergerät positioniert, wobei sich das Membran der Geländeoberfläche anpasst. Der Kolben wird soweit heruntergedrückt, bis der Druckstempel die Wasseroberfläche erreicht hat und die Inkompressibilität des Wassers eine weitere Vertikalverschiebung verhindert. Daraufhin wird der

Verschiebungsbetrag abgelesen und notiert. Im nächsten Schritt wird das Densitometergerät beiseitegestellt und an der Messposition eine kleine Mulde mit dem Durchmesser des Densitometergerätes gegraben. Der ausgehobene Boden wird in einem Eimer gelagert und später im Labor gewogen sowie dessen Wassergehalt ermittelt. Abschließend wird das Densitometergerät wieder auf die Messposition gestellt, wobei sich das Membran nun der Muldenoberfläche anpasst. Erneut

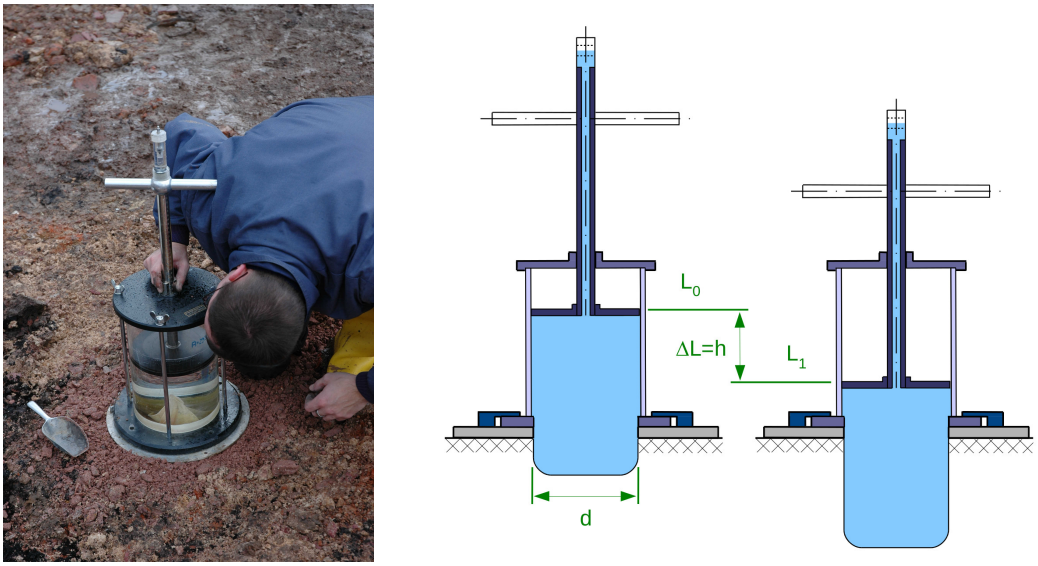


Abbildung A.2: Durchführung des Densitometerversuches.

kann der Kolben bis auf die Wasseroberfläche gedrückt und dessen Vertikalverschiebung abgelesen werden. Mit Hilfe der Verschiebungsdifferenz ΔL zwischen der Referenz- und Zweitmessung sowie dem bekannten Durchmesser d des Densitometergerätes lässt sich das Volumen der ausgehobenen Mulde berechnen, Abb. A.2. Mittels des bekannten Wassergehaltes ist die Dichte des anstehenden Bodens bestimmbar.

Die Ergebnisse aus den Versuchen sind in Abb. A.3 zusammengefasst.

TU Dresden
Institut für Geotechnik
George-Bähr-Straße 1
01069 Dresden

Auftrag:

Dichtebestimmung (Densitometer) nach DIN 18 125-2

Probennummer: 2016_16
Entnahmestelle: SBU
Tiefe:
Bodengruppe: S
Probenart:
Probe entnommen am: 14.03

Bearbeiter: SG + KN
Datum:

(bis 25cm sehr locker) viele Wurzeln ~75cm

Wassergehalt	~30cm	~30cm		gewachsen ~	
Probenbezeichnung:	D1 dens	D2 dens		D3 dens	
Feuchte Probe + Behälter [g]:	3811,6	3616,6		2892,0	
Trockene Probe + Behälter [g]:					
Behälter [g]:	158,0	157,8		156,9	
Feuchte Probe [g]:	3653,6*	3458,8		2735,1	
Porenwasser [g]:					
Trockene Probe [g]:					
Wassergehalt [%]					
Dichtebestimmung					
Feuchte Probe + Behälter [g]:					
Behälter [g]:					
Feuchte Probe [g]:	3653,6*	3458,8		2735,1	
Fläche Densitometer [cm²]:	294,26	294,26		294,26	
Nullablesung vor Aushub [cm]	8,13	8,05		9,14	
Ablesung nach Aushub [cm]:	14,53	14,38		15,51	
Differenz [cm]	6,4	6,33		6,37	
Volumen der Probe [cm³] $V = \frac{\pi}{4} d^2 \cdot h$	294,26 × 6,4 = 1883,264	= 1862,6658		= 1874,4362	
Feuchtdichte ρ [g/cm³] $= m/V$	1,94004	1,85631		1,4592	
Bestimmung der Trockendichte ρd	v = 0,061184	0,037631		0,066360	
Trockendichte ρd [g/cm³] $\rho_d = \frac{\rho}{1+v}$	1,8283	1,7896		1,3684	
Bestimmung der Verdichtung $e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1$	0,451	0,485		0,938	
100 % Proctordichte ρpr					
Gef. Verdichtungsgrad Dpr [%]					
min. Wassergehalt [%]					
max. Wassergehalt [%]					
Erreichter Verdichtungsgrad Dpr [%]					
	2,653	2,657		2,652	

Abbildung A.3: Auswertung der Densitometerversuche in der *Heller Sandgrube*.

A.2 Auswertung von Laborversuchen

A.2.1 Bestimmung der Korndichte

Die Ergebnisse aus den Versuchen sind in Tab. A.1 zusammengefasst.

Tabelle A.1: Korndichtebestimmung

Proben-nummer	Versuchs-nummer	Korndichte ρ_s [g/cm^3]	
		Einzelversuche	Mittelwert
2017_10_D1	2017_10_D1_KD_1	2,654	2,653
	2017_10_D1_KD_2	2,655	
	2017_10_D1_KD_3	2,670	
	2017_10_D1_KD_4	2,659	
	2017_10_D1_KD_5	2,626	
2017_10_D2	2017_10_D2_KD_1	2,647	2,657
	2017_10_D2_KD_2	2,655	
	2017_10_D2_KD_3	2,650	
	2017_10_D2_KD_4	2,681	
	2017_10_D2_KD_5	2,655	
2017_10_D3	2017_10_D3_KD_1	2,655	2,652
	2017_10_D3_KD_2	2,654	
	2017_10_D3_KD_3	2,650	
	2017_10_D3_KD_4	2,652	
	2017_10_D3_KD_5	2,651	

A.2.2 Bestimmung der Grenzen der Lagerungsdichten

Die Ergebnisse aus den Versuchen sind in Tab. A.2 zusammengefasst.

Tabelle A.2: Grenzen der Lagerungsdichte

Proben-nummer	Versuchs-nummer	Grenzen der Lagerungsdichte					
		lockerste Lagerung			dichteste Lagerung		
		Trocken-dichte ρ_{dmin} [g/cm^3]	Poren-zahl e_{max} [-]	Poren-anteil n_{max} [-]	Trocken-dichte ρ_{dmax} [g/cm^3]	Poren-zahl e_{min} [-]	Poren-anteil n_{min} [-]
2017_10_D1	2017_10_D1_LA	1,538	0,725	0,420	1,802	0,472	0,321
2017_10_D2	2017_10_D2_LA	1,585	0,667	0,404	1,760	0,510	0,338
2017_10_D3	2017_10_D3_LA	1,460	0,817	0,450	1,663	0,595	0,373

A.2.3 Bestimmung der Korngrößenverteilung

In Abbildung A.4 sind die Kurven der Korngrößenverteilungen für die drei untersuchten Sande zusammengefasst.

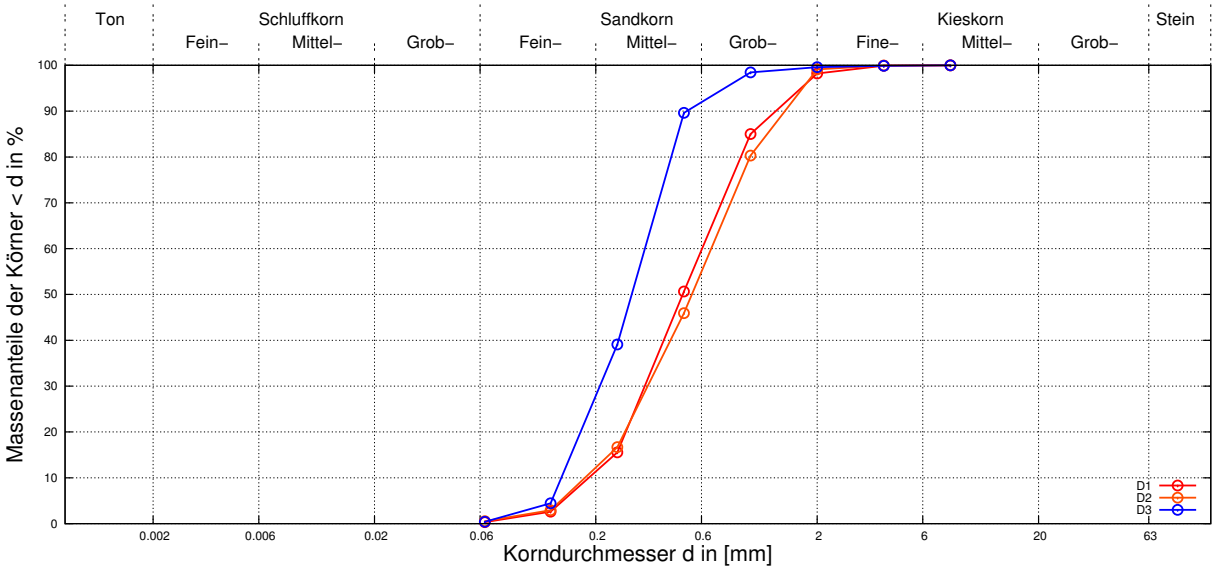
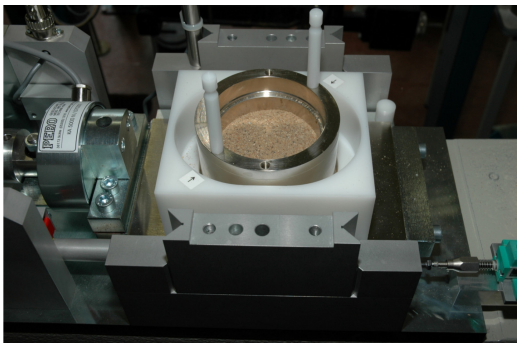


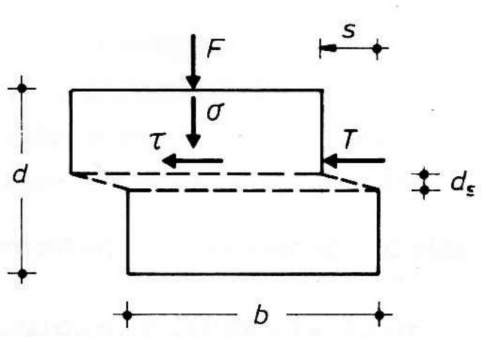
Abbildung A.4: Zusammenstellung der Korngrößenverteilungen des untersuchten Sandes.

A.2.4 Bestimmung des Reibungswinkels mit Rahmenscherversuchen

Zur Bestimmung der Scherfestigkeit von Böden können auch Rahmenscherversuche zum Einsatz kommen. Deren Aufbau und Durchführung ist in DIN 18137 beschrieben. Dieser Versuchsaufbau hat, im Gegensatz zum Schüttkegelversuch, den Vorteil, dass sich sowohl locker als auch dicht gelagerte und fein- sowie grobkörnige Böden mit unterschiedlichem Wassergehalt untersuchen lassen.



a)

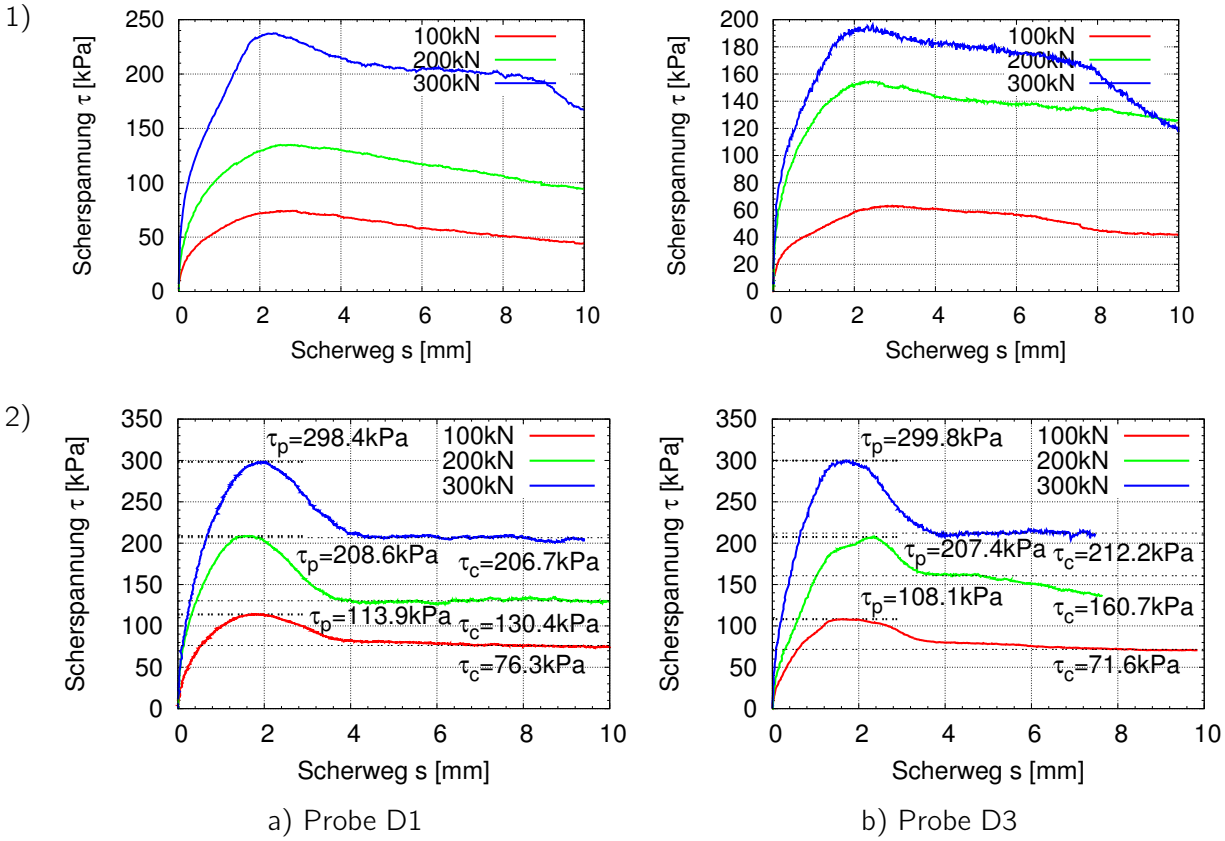


b)

Abbildung A.5: Rahmenschergerät: a) Aufbau mit teilweise eingebauter Probe und b) Prinzipskizze des Versuchsaufbaus.

Zur Bestimmung der Scherfestigkeit wird der Boden in den Rahmenscherkasten eingebaut. Dieser Kasten besteht aus einem oberen und unteren Rahmen, Abb. A.5, wobei sich der untere Rahmen mit Hilfe eines Motors ansteuern und verschieben lässt. Dadurch wird eine Scherbelastung in die Bodenprobe eingetragen. Die dafür notwendige Scherkraft T wird mit Hilfe einer Kraftmessdose gemessen. Die Horizontalverschiebung s des unteren Rahmens wird ebenfalls registriert. Vor Beginn der Scherung wird die Bodenprobe stets über eine Kopfplatte mit einer Vertikalspannungen σ belastet.

Mittels der gemessenen Scherkraft T und der bekannten Probenfläche A lässt sich die Scherspannung τ berechnen und deren Entwicklung über den gemessenen Scherweg s auftragen, Abb. A.6-1) und A.6-2). Zur Bestimmung von Scherfestigkeitsparametern sind nach DIN 18137 3 Teilversuche



a) Probe D1 b) Probe D3

Abbildung A.6: Spannungs-Scherweg–Diagramm aus Rahmenscherversuchen; Versuche an 1) locker gelagerten und 2) dicht gelagerten Proben. In 2) Kennzeichnung der erfassten Scherspannungen im Peakzustand τ_p bzw. kritischen Zustand τ_c.

notwendig, wobei die Scherversuche bei 3 unterschiedlichen Vertikalspannungen σ durchgeführt werden. Anhand des Scherspannungs-Scherweg-Diagramms lassen sich die maximal erreichten Scherspannungen τ bzw. die Scherspannungen im Peakzustand τ_p (vor Entfestigung) bzw. kritischen Zustand τ_c (nach Entfestigung) ablesen, Abb. A.6-2). Diese Werte werden anschließend in ein Scherspannungs-Normalspannungs-Diagramm ($\tau - \sigma$–Diagramm) übertragen, Abb. A.7. Eine Regressionsgerade $f(x) = m \cdot x + n$ wird durch die Punktwolke von 3 Teilversuchen gelegt. Der Anstieg dieser Geraden beschreibt den Tangens des Reibungswinkel ($m = \tan\varphi$) des untersuchten Bodens,

der Schnittpunkt n mit der Ordinate kennzeichnet die Höhe der Kohäsion c, d. h. der Scherfestigkeit im spannungsfreien Zustand ($\sigma = 0$ kPa). Bei kohäsionslosen Böden, wie hier der trockenen Sand, drückt die ausgewertete Kohäsion eine Art Verzahnungsfestigkeit aus.

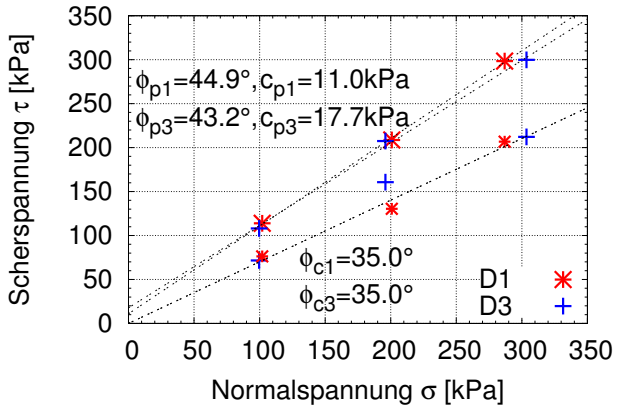


Abbildung A.7: Auswertung der Rahmenscherversuche mit Hilfe des τ-σ–Diagramms. Bestimmung der charakteristischen Scherfestigkeitsparameter (φ_p, c_p, φ_c) anhand der Versuchsreihe mit dicht gelagerten Proben.

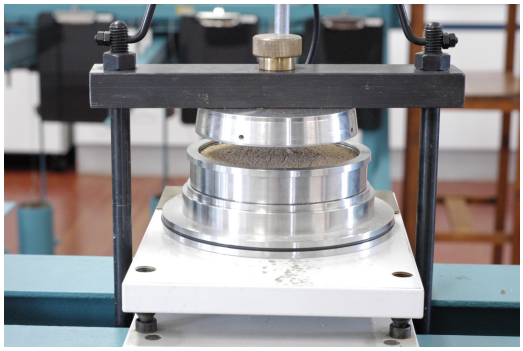
In Tab. A.3 sind der Ergebnisse aus den Rahmenscherversuchen an den dicht gelagerten Proben zusammengefasst. Die ermittelten kritischen Reibungswinkel φ_c aus Rahmenscher- und Schüttkegelversuchen ($\varphi_c = 31\,°$) passen gut zusammen.

Tabelle A.3: Ermittelte Scherfestigkeitsparameter anhand von Rahmenscherversuchen an dicht gelagertem D1– und D3–Probenmaterial.

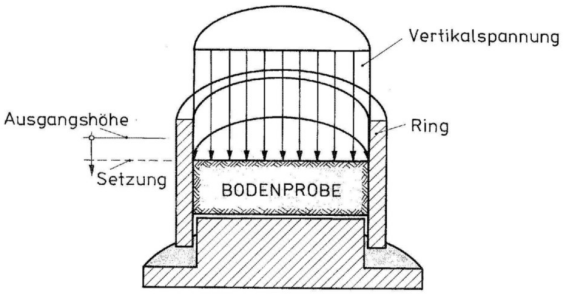
	D1	D3
φ_p [°]	44,9	43,2
c_p [kPa]	11,0	17,6
φ_c [°]	35,0	35,0
c_c [kPa]	–	–

A.2.5 Bestimmung des Kompressionsverhaltens mit Ödometerversuchen

Als Ödometerversuch wird in der Bodenmechanik ein einaxialer Kompressionsversuch bezeichnet, dessen Aufbau und Durchführung in DIN 18135 geregelt ist. Die Versuche an Sand erfolgten am IGT in Ödometertöpfen mit einem Durchmesser d = 10 cm, Abb. A.8a). Die Einbauhöhe der Proben liegt bei $h_0 \approx 2{,}5$ cm.



a)



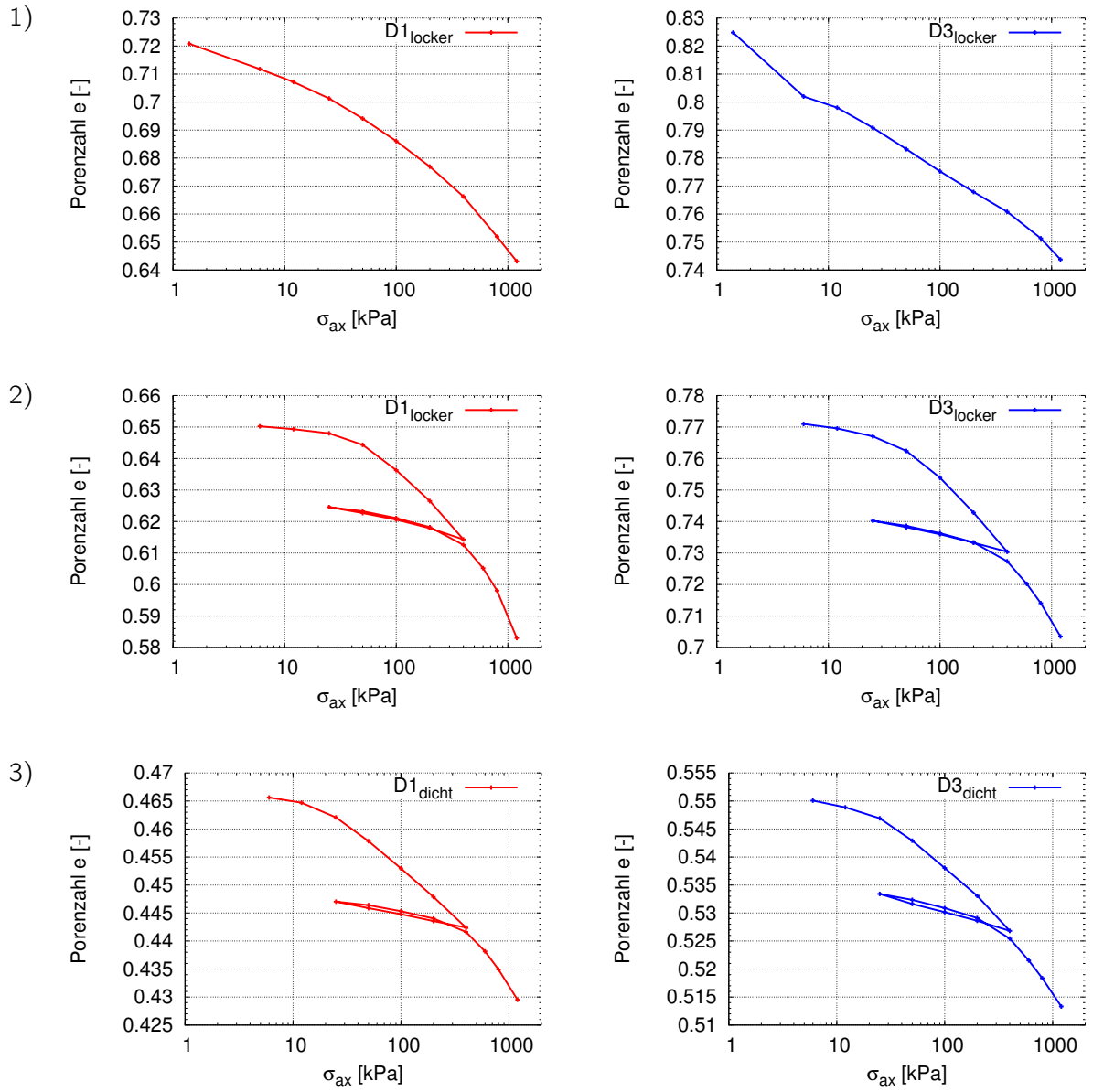
b)

Abbildung A.8: Ödometergerät: a) eingebaute Sandprobe im Ödometertopf und b) Prinzipskizze des Versuchsaufbaus.

Die hier gezeigten Versuchsergebnisse stammen von Versuchen an trockenem Sand mit jeweils einer lockeren, mitteldichten und dichten Lagerung. Locker gelagerte Proben werden mit Hilfe eines Trichters in den Probentopf eingerieselt. Zur Erzeugung einer dichten Lagerung erfolgt der Probeneinbau lagenweise mit einer Verdichtung der jeweiligen Schichten. Nach dem Einbau wird die Kopfplatte, über welche die Probe axial belastet wird, auf die Probe aufgesetzt, Abb. A.8a). Die Versuchssteuerung ist lastgesteuert. Die Kopfplatte wird über einen Lastrahmen mit Hebelarm, auf welchen Totlasten (Gewichte) gelegt werden können, angesteuert. Die Belastung/Entlastung/Wiederbelastung erfolgte stufenweise in mehreren Belastungsschritten (12, 25, 50, 100, 200, 400, 200, 100, 50, 25, 50, 100, 200, 400, 600, 800 1200 kPa). Die Wartezeit zwischen jeder Laststufe betrug 30 min, um ein Abklingen von Setzungen abzuwarten. Die Setzungen der Kopfplatte werden direkt an dieser mittels einer digitalen Messuhr registriert. Die Vertikalspannungen werden mit Hilfe einer Kraftmessdose an der Kopfplatte erfasst.

Mit Hilfe der Einbaumasse und dem bekannten Probenvolumen lässt sich die Einbauporenzahl e_0 berechnen. Mittels der registrierten Setzungsänderungen zwischen jeder Laststufe kann wiederum die Änderung der Porenzahl ermittelt werden. Dargestellt in Abb. A.9 sind die Porenzahl-Spannungs-Diagramme aus den Versuchen an locker, mitteldicht und dicht gelagerten Proben.

Die Versuchsergebnisse werden zur Bestimmung der Materialparameter für das hypoplastische Stoffmodell von *von Wolffersdorff* verwendet, vgl. Abschnitt 2.



a) Probe D1 b) Probe D3

Abbildung A.9: Porenzahl-Spannungs–Diagramm aus einaxialen Kompressionsversuchen (Ödometerversuchen); Versuche an 1) locker gelagerten, 2) mitteldicht gelagerten und 3) dicht gelagerten Proben.

B Eingabedatei Setzungsberechnung für TOCHNOG

```
echo -yes
(---------------------------------------)
(-- initialization part --)
(---------------------------------------)
number_of_space_dimensions 2
materi_velocity
materi_velocity_integrated
materi_strain_total
materi_stress
materi_plasti_hypo_history 5
end_initia

mesh -follow_material -follow_material

(---------------------------------------)
(-- geometry of edges --)
(---------------------------------------)
start_define    bottom_edge     geometry_line 1         end_define
start_define    right_edge      geometry_line 2         end_define
start_define    left_edge       geometry_line 3         end_define

start_define    top_left        geometry_line 5         end_define
start_define    top_mid         geometry_line 11        end_define
start_define    top_mid_1       geometry_line 12        end_define
start_define    top_mid_2       geometry_line 13        end_define
start_define    top_mid_3       geometry_line 14        end_define
start_define    top_mid_4       geometry_line 15        end_define


start_define    1_edge          geometry_line 6         end_define
start_define    3_edge          geometry_line 8         end_define


bottom_edge     -50.0 -60.0     142.5 -60.0     0.001
right_edge      142.5 -60.0     142.5 30.0      0.001
left_edge       -50.0 -60.0     -50.0 30.0      0.001

top_left        -50.0 30.0      40.0 30.0       0.001
top_mid         40.0 30.0       142.5 30.0      0.001

top_mid_1       52.0 24.0       142.5 24.0      0.001
top_mid_2       64.0 18.0       142.5 18.0      0.001
top_mid_3       76.0 12.0       142.5 12.0      0.001
top_mid_4       88.0 6.0        142.5 6.0       0.001


1_edge  40.0 30.0  100.0 0.0    0.001
3_edge  100.0 0.0  142.5 0.0    0.001


(---------------------------------------)
(-- Randbedingungen --)
(---------------------------------------)
bounda_dof 0 -bottom_edge -velix -veliy
bounda_dof 1 -right_edge -velix
bounda_dof 2 -left_edge -velix


(---------------------------------------)
(-- Schwerkraft --)
(---------------------------------------)
force_gravity      0.0   -10.


(---------------------------------------)
(-- Aushub --)
(---------------------------------------)

start_define    excavation_0 geometry_quadrilateral counter_a   end_define
start_define    excavation_1 geometry_quadrilateral counter_a   end_define
start_define    excavation_2 geometry_quadrilateral counter_a   end_define
start_define    excavation_3 geometry_quadrilateral counter_a   end_define
```

```
start_define    excavation_4 geometry_quadrilateral counter_a   end_define

excavation_0 52.0 24.0 142.5 24.0  40.0 30.0 142.5 30.0  0.1
excavation_1 64.0 18.0 142.5 18.0  52.0 24.0 142.5 24.0  0.1
excavation_2 76.0 12.0 142.5 12.0  64.0 18.0 142.5 18.0  0.1
excavation_3 88.0 6.0  142.5 6.0   76.0 12.0 142.5 12.0  0.1
excavation_4 100.0 0.0 142.5 0.0   88.0 6.0 142.5 6.0  0.1


(---------------------------------------)
(-- Oberflächenlast --)
(---------------------------------------)
force_edge_normal_geometry 1 -top_left
force_edge_normal          1 -1. (kN/m²)
force_edge_normal_time     1  0. 1.   1.e20 1.
force_edge_normal_geometry 7 -top_mid
force_edge_normal          7 -1. (kN/m²)
force_edge_normal_time     7  0. 1.  1.0 1.
force_edge_normal_geometry 8 -top_mid_1
force_edge_normal          8 -1. (kN/m²)
force_edge_normal_time     8  0. 1.  2.0 1.
force_edge_normal_geometry 9 -top_mid_2
force_edge_normal          9 -1. (kN/m²)
force_edge_normal_time     9  0. 1.  2.0 1.
force_edge_normal_geometry 10 -top_mid_3
force_edge_normal          10 -1. (kN/m²)
force_edge_normal_time     10  0. 1.  2.0 1.
force_edge_normal_geometry 11 -top_mid_4
force_edge_normal          11 -1. (kN/m²)
force_edge_normal_time     11  0. 1.  2.0 1.


force_edge_normal_geometry 2 -1_edge
force_edge_normal          2 -1. (kN/m²)
force_edge_normal_time     2  0. 0.   0.99 0.   1.0 1.0   1.e20 1.


force_edge_normal_geometry 4 -3_edge
force_edge_normal          4 -1. (kN/m²)
force_edge_normal_time     4  0. 0.   0.99 0.   1.0 1.0   3.0 1.0  1.e20 1.


(Auffüllung)
(
force_edge_normal_geometry 5 -1_edge
force_edge_normal          5 -1. (kN/m²)
force_edge_normal_factor   5 550 0 -19.667 (??? 5*x-200=f(x))
force_edge_normal_time     5  0. 0.0   3.0 0.   3.8 1.0   1.e20 1.
)

groundflow_density         1.0
groundflow_phreatic_level  40. 30.  100. 30.  200. 30.

force_edge_water          6 -yes
force_edge_water_geometry 6 -1_edge
force_edge_water_time     6 0. 0.0   3.0 0.   3.8 1.0   1.e20 1.

force_edge_water          7 -yes
force_edge_water_geometry 7 -3_edge
force_edge_water_time     7 0. 0.0   3.0 0.   3.8 1.0   1.e20 1.


(----------------------------------------)
(-- Materialdefinition: --)
(----------------------------------------)
(Heidesand D3)
group_type                              1  -materi
group_materi_memory                     1  -updated
group_materi_density                    1  1.34
group_materi_plasti_hypo_wolffersdorff  1
                        31.0            (phi in deg)
                        10874916        (hs in kPa)
```

```
                         0.27            (n)
                         0.817           (ec0)
                         0.52            (ed0)
                         0.940           (ei0)
                         0.12            (alpha)
                         1.0             (beta)


(Austauschmaterial für 4)
group_type                               2  -materi
group_materi_memory                      2  -updated
group_materi_density                     2  1.34
group_materi_plasti_hypo_wolffersdorff  2
                         31.0            (phi in deg)
                         10874916        (hs in kPa)
                         0.27            (n)
                         0.817           (ec0)
                         0.52            (ed0)
                         0.940           (ei0)
                         0.12            (alpha)
                         1.0             (beta)


(Auffüllung D1)
group_type                               4  -materi
group_materi_memory                      4  -updated
group_materi_density                     4  1.79
group_materi_plasti_hypo_wolffersdorff  4
                         31.0            (phi in deg)
                         1498197         (hs in kPa)
                         0.32            (n)
                         0.725           (ec0)
                         0.40            (ed0)
                         0.834           (ei0)
                         0.18            (alpha)
                         1.0             (beta)


(Aushub D3)
group_type                               3  -materi
group_materi_memory                      3  -updated
group_materi_density                     3  1.34
group_materi_plasti_hypo_wolffersdorff  3
                         31.0            (phi in deg)
                         10874916        (hs in kPa)
                         0.27            (n)
                         0.817           (ec0)
                         0.52            (ed0)
                         0.940           (ei0)
                         0.12            (alpha)
                         1.0             (beta)


(----------------------------------------)
(-- Definition fuer Ergebnisausgabe --)
(----------------------------------------)

post_calcul   -materi_stress -average  (mean stress)
              -materi_stress -size_dev (second invariant of the stress deviator)
              -materi_strain_total -average  (volumetric strain / 3)
              -materi_strain_total -size_dev (second invariant of the stress deviator)

(----------------------------------------)
(-- Anfangsbedingungen --)
(----------------------------------------)

control_reset_dof                        10  -sigyy
control_reset_value_multi_linear         10   -60.0 -1207.
                                              30.0 -1.

control_reset_dof                        11  -sigxx -sigzz
control_reset_value_multi_linear         11   -60.0 -584.9
```

```
                                                 30.0 -0.485 (K0=0.485 phi=31°)

control_reset_element_group             12  1 2 3
control_reset_dof                       12  -hyhis0
control_reset_value_constant            12   0.94


control_reset_dof                       16 -eptxx -eptyy -eptzz -eptxy -eptyz -eptxz -velix -veliy -
velx -vely
control_reset_value_constant            16  0


(control_print_gid                      17 -separate_index (*Anfangszustand))

(----------------------------------------)
(-- Erzeugung Ausgangszustand --)
(----------------------------------------)

control_timestep                                                    20  5.e-3 1.0
control_timestep_multiplier                                         20  1.05
control_print                                                       20 -time_current -
post_node_rhside_ratio
control_materi_plasti_hypo_pressure_dependent_void_ratio            20 -yes
control_print_gid                                                   22 -separate_index (*Anfangszustand)


control_reset_dof               24  -eptxx -eptyy -eptzz -eptxy -eptyz -eptxz -velix -veliy -velx -vely
control_reset_value_constant    24  0


(----------------------------------------)
(-- Aushub Sand  --)
(----------------------------------------)

control_timestep                50  1.e-3 0.2
control_print                   50 -time_current -post_node_rhside_ratio
control_mesh_delete_geometry    50 -excavation_0
control_print_gid               50 -separate_index


control_timestep                60  1.e-3 0.2
control_print                   60 -time_current -post_node_rhside_ratio
control_mesh_delete_geometry    60 -excavation_1


control_timestep                70  1.e-3 0.2
control_print                   70 -time_current -post_node_rhside_ratio
control_mesh_delete_geometry    70 -excavation_2


control_timestep                80  1.e-3 0.2
control_print                   80 -time_current -post_node_rhside_ratio
control_mesh_delete_geometry    80 -excavation_3


control_timestep                90  1.e-3 0.2
control_print                   90 -time_current -post_node_rhside_ratio
control_mesh_delete_geometry    90 -excavation_4
control_print_gid               90 -separate_index


control_reset_dof               94  -eptxx -eptyy -eptzz -eptxy -eptyz -eptxz -velix -veliy -velx -vely
control_reset_value_constant    94  0


(----------------------------------------)
(-- Matrialwechsel Auffüllung --)
(----------------------------------------)

control_mesh_change_element_group       400  2 4

control_reset_element_group             410  4
```

```
control_reset_dof                       410  -hyhis0
control_reset_value_constant            410  0.8


control_timestep                                                    420  5.e-3 1.0
control_timestep_iterations_automatic                               420  0.1 1.e-10 0.1
control_materi_plasti_hypo_pressure_dependent_void_ratio            420 -yes
control_print                                                       420 -time_current -
post_node_rhside_ratio
control_print_gid                                                   430 -separate_index


control_reset_dof                       450 -eptxx -eptyy -eptzz -eptxy -eptyz -eptxz -velix -veliy -
velx -vely
control_reset_value_constant            450  0


(----------------------------------------)
(-- Wasserfuellung (Erhöhen Kräfte) --)
(----------------------------------------)

control_timestep                        620  2.e-3 1.0
control_print                           620 -time_current -post_node_rhside_ratio
control_print_gid                       630 -separate_index


(----------------------------------------)
(-- Netzgenerierung --)
(----------------------------------------)
include GiD/Modell_setzungen_aushub05.gid/Modell_setzungen_aushub05.dat
processors 7


end_data
```

C Grundbruch- und Gleitnachweis für ein Erddammbauwerk

Nachweise der Sicherheit gegen Grundbruch und Gleiten für den geplanten Erddamm (ausschließlich zur Dimensionierung)

<u>Geometrie</u>

$h_1 = 30\,\mathrm{m}$ wasserseitige Dammhöhe und gleichzeitig Höhe des max. Wasserspiegels

$h_2 = 40\,\mathrm{m}$ luftseitige Dammhöhe

$b_1 = 3\,\mathrm{m}$ Breite Dammkrone

$b_2 = 64.3\,\mathrm{m}$ Breite wasserseitige Flanke bis Dammkrone für eine Böschungsneigung $\beta = 25{,}0°$

$b_3 = 85.8\,\mathrm{m}$ Breite luftseitige Flanke bis Dammkrone für eine Böschungsneigung $\beta = 25{,}0°$

$b = b_1 + b_2 + b_3 = 3 + 64.3 + 85.8 = 153.1\,\mathrm{m}$ Gesamtbreite Dammsohle

<u>Flächen</u>

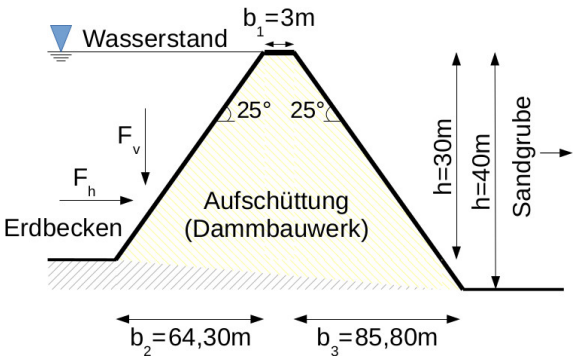
$$A_1 = b_1 \cdot h_2 = 3 \cdot 40 = 120\,\mathrm{m}^2$$

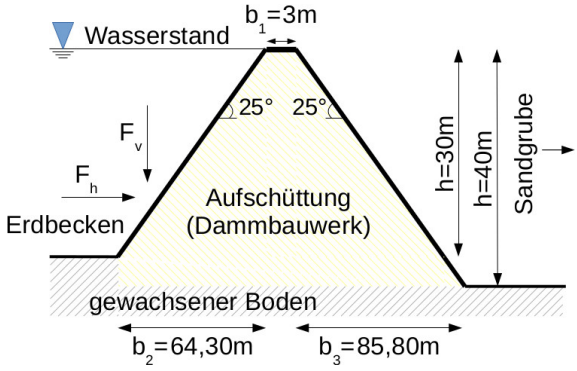
$$A_2 = b_2 \cdot h_1 \cdot 0.5 = 64.3 \cdot 30 \cdot 0.5 = 964.5\,\mathrm{m}^2$$

$$A_3 = b_3 \cdot h_2 \cdot 0.5 = 85.8 \cdot 40 \cdot 0.5 = 1716\,\mathrm{m}^2$$

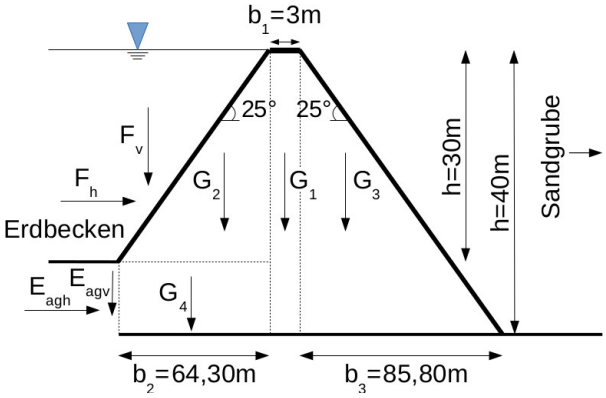
$$A_4 = b_2 \cdot (h_2 - h_1) = 64.3 \cdot (40 - 30) = 643\,\mathrm{m}^2$$

Beispielhafte Skizze Dammschnitt, vgl. Abb. 5.3, und vereinfachter Dammschnitt zur Kräftebestimmung:





Einwirkende Kräfte:



Teilsicherheitsbeiwerte (Berechnungen nach GEO-2)

$$\begin{aligned}
\gamma_{Gr,P} &= 1.4 \text{ für Grundbruchnachweis im BS-P (zur Abminderung des Widerstandes)} \\
\gamma_{Gr,A} &= 1.2 \text{ für Grundbruchnachweis im BS-A (zur Abminderung des Widerstandes)} \\
\gamma_{Gl} &= 1.1 \text{ für Gleitnachweis im BS-P und BS-A (zur Abminderung des Widerstandes)} \\
\gamma_{G,P} &= 1.35 \text{ für ungünstig wirkende ständige Einwirkungen} \\
\gamma_{G,A} &= 1.1 \text{ für ungünstig wirkende ständige Einwirkungen} \\
\gamma_{\varphi,c} &= 1 \text{ zur Abminderung der Scherfestigkeitsparameter}
\end{aligned}$$

Annahmen f[3]r Bodenkennwerte des Dammmaterials (derzeit unbekannt[1])

$$\begin{aligned}
\gamma_1 &= 18\,\mathrm{kN/m^3} \\
\varphi_{c1} &= 30.3\,^\circ \text{ geforderte Mindestscherfestigkeit für Böschungsstandsicherheit} \\
\varphi_{d1} &= {}^\circ\arctan\left(\frac{\tan\varphi_{c1}^\circ}{\gamma_{\varphi,c}}\right) = {}^\circ\arctan\left(\frac{\tan 30.3^\circ}{1}\right) = 30.3\,^\circ \\
c_1 &= 0\,\mathrm{kN/m^2}
\end{aligned}$$

Bodenkennwerte des Baugrundes (D1/D2)

$$\begin{aligned}
\gamma_2 &= 18\,\mathrm{kN/m^3} \\
\varphi_{c2} &= 31\,^\circ \\
\varphi_{d2} &= {}^\circ\arctan\left(\frac{\tan\varphi_{c2}^\circ}{\gamma_{\varphi,c}}\right) = {}^\circ\arctan\left(\frac{\tan 31^\circ}{1}\right) = 31\,^\circ \\
c_2 &= 0\,\mathrm{kN/m^2} \\
\delta_{k2} &= \varphi_{c2} = 31\,^\circ
\end{aligned}$$

Eigengewicht des Dammes

$$\begin{aligned}
G_1 &= A_1 \cdot \gamma_1 = 120 \cdot 18 = 2160\,\mathrm{kN/m} \\
G_2 &= A_2 \cdot \gamma_1 = 964.5 \cdot 18 = 17361\,\mathrm{kN/m} \\
G_3 &= A_3 \cdot \gamma_1 = 1716 \cdot 18 = 30888\,\mathrm{kN/m} \\
G_4 &= A_4 \cdot \gamma_1 = 643 \cdot 18 = 1.64\,\mathrm{kN/m} \\
G &= G_1 + G_2 + G_3 + G_4 = 2160 + 17361 + 30888 + 1.64 = 61983\,\mathrm{kN/m}
\end{aligned}$$

Auflast infolge Wasserdruck

$$\begin{aligned}
\gamma_{Wasser} &= 10\,\mathrm{kN/m^3} \text{ Wichte des Wassers} \\
F_h &= {h_1}^2 \cdot \gamma_{Wasser} \cdot 0.5 = 30^2 \cdot 10 \cdot 0.5 = 4500\,\mathrm{kN/m} \\
F_v &= b_2 \cdot h_1 \cdot \gamma_{Wasser} \cdot 0.5 = 64.3 \cdot 30 \cdot 10 \cdot 0.5 = 9645\,\mathrm{kN/m}
\end{aligned}$$

Einwirkungen infolge aktiven Erddrucks

$$\begin{aligned}
K_{agh} &= 0.247 \text{ Erddruckbeiwert} \\
e_{agh} &= (h_2 - h_1) \cdot \gamma_2 \cdot K_{agh} = (40 - 30) \cdot 18 \cdot 0.247 = 44.46\,\mathrm{kN/m^2} \\
E_{agh} &= \frac{e_{agh} \cdot (h_2 - h_1)}{2} = \frac{44.46 \cdot (40 - 30)}{2} = 222.3\,\mathrm{kN/m} \\
E_{agv} &= E_{agh} \cdot \tan\delta_{k2}^\circ = 222.3 \cdot \tan 31^\circ = 133.57\,\mathrm{kN/m}
\end{aligned}$$

[1] Stand: 13. Februar 2019

Nachweise im Lastfall *'Bauzustand'*

Einwirkungen

Normalkraft infolge Eigengewicht Erddamm und Erddruck

$$N_k = G + E_{agv} = 61983 + 133.57 = 62116.57\,\text{kN/m}$$
$$N_d = N_k \cdot \gamma_{G,P} = 62116.57 \cdot 1.35 = 83857.37\,\text{kN/m}$$

Horizontalkraft

$$T_k = E_{agh} = 222.3\,\text{kN/m}$$
$$T_d = E_{agh} \cdot \gamma_{G,P} = 222.3 \cdot 1.35 = 300.11\,\text{kN/m}$$

• Nachweis der Sicherheit gegen Gleiten

Auf den Nachweis der Sicherheit gegen Gleiten kann verzichtet werden, da kein Wasserdruck auf den Damm einwirkt (Wasserbecken nicht gefüllt!) und der Erddruck im Vergleich zum Eigengewicht des Dammes vernachlässigbar klein ist.

• Nachweis der Sicherheit gegen Grundbruch

Der Nachweis der Grundbruchsicherheit ist geregelt in DIN 4017

$$R = A' \cdot \left(b' \cdot \gamma_2 \cdot N_{b0} \cdot i_b \cdot \lambda_b \cdot \xi_b \cdot \nu_b + d \cdot \gamma_1 \cdot N_{d0} \cdot i_d \cdot \lambda_d \cdot \xi_d \cdot \nu_d + c \cdot N_{c0} \cdot i_c \cdot \lambda_c \cdot \xi_c \cdot \nu_c\right)$$

→ Alle Anteile der Kohäsion werden hier nicht berechnet, da $c = 0\,\text{kPa}$ betrachtet wird.
→ Alle Anteile für die Einbindetiefe werden nicht berechnet, da $d = 0\,\text{m}$ ist.

Tragfähigkeitsbeiwerte

$$N_{d0} = e^{\pi \cdot \tan \varphi_{c2}^{\circ}} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_{c2}^{\circ}}{2}\right) = e^{\pi \cdot \tan 31^\circ} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{31^\circ}{2}\right) = 20.631$$
$$N_{b0} = (N_{d0} - 1) \cdot \tan \varphi_{c2}^{\circ} = (20.631 - 1) \cdot \tan 31^\circ = 11.795$$

Rechnerische Fundamentabmessungen

Berechnung der rechnerische Breite (Moment um rechtseitigen Dammfußpunkt)

$$\begin{aligned} M_1 &= -G_3 \cdot \frac{2 \cdot b_3}{3} - G_1 \cdot \left(b_3 + \frac{b_1}{2}\right) - G_2 \cdot \left(b_1 + b_3 + \frac{b_2}{3}\right) \\ &\quad -G_4 \cdot \left(b_1 + \frac{b_2}{2} + b_3\right) - E_{agv} \cdot b + E_{agh} \cdot \frac{h_2 - h_1}{3} \\ &= -30888 \cdot \frac{2 \cdot 85.8}{3} - 2160 \cdot \left(85.8 + \frac{3}{2}\right) - 17361 \cdot \left(3 + 85.8 + \frac{64.3}{3}\right) \\ &\quad -1.64 \cdot \left(3 + \frac{64.3}{2} + 85.8\right) - 133.57 \cdot 153.1 + 222.3 \cdot \frac{40 - 30}{3} \\ &= -5288706.6\,\text{kNm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x_1 &= -\frac{M_1}{N_k} = -\frac{-5288706.6}{62116.57} = 85.142\,\text{m} \\ e_x &= x_1 - \frac{b}{2} = 85.142 - \frac{153.1}{2} = 8.592\,\text{m Außermittigkeit} \\ b' &= b - 2 \cdot e_x = 153.1 - 2 \cdot 8.592 = 135.917\,\text{m rechnerische Fundamentbreite} \\ A' &= b' \cdot 1 = 135.917 \cdot 1 = 135.917\,\text{m}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Abminderungsfaktoren

• Formbeiwert (*für Streifenfundamente* $\nu = 1$*)*

$$\nu_b = 1$$

• Sohlneigungsbeiwerte (*Sohlfläche ist waagerecht, deshalb ist keine Abminderung notwendig)*

$$\xi_b = 1$$

• Geländeneigungsbeiwerte (*Gelände ist waaagerecht, deshalb ist keine Abminderung notwendig)*

$$\lambda_b = 1$$

• Lastneigung

$$\delta = {}^\circ \arctan\left(\frac{T_k}{N_k}\right) = {}^\circ \arctan\left(\frac{222.3}{62116.57}\right) = 0.205\,^\circ$$

• Lastneigungsbeiwert

$$m = 2 \qquad \text{immer für Streifenfundemente}$$

$$i_b = (1 - \tan\delta^\circ)^{m+1} = (1 - \tan 0.205^\circ)^{2+1} = 0.989$$

Grundbruchspannung

$$\sigma_{Gb} = b' \cdot \gamma_2 \cdot N_{b0} \cdot \nu_b \cdot \xi_b \cdot i_b \cdot \lambda_b = 135.9 \cdot 18 \cdot 11.795 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.989 \cdot 1 = 28548.7\,\mathrm{kN/m^2}$$

Grundbruchwiderstand

$$R_{k,Gr} = A' \cdot \sigma_{Gb} = 135.9 \cdot 28548.7 = 3880242.2\,\mathrm{kN/m}$$

$$R_{Gr} = \frac{R_{k,Gr}}{\gamma_{Gr,P}} = \frac{3880242.2}{1.4} = 2771601.6\,\mathrm{kN/m}$$

Nachweis

$$\mu = \frac{N_d}{R_{Gr}} = \frac{83857.4}{2771601.6}$$

$$= 0.03 < 1 \rightarrow \underline{\underline{\text{Nachweis erfüllt}}}$$

Nachweise im Lastfall *'Betriebszustand'*

Einwirkung

Normalkraft infolge Eigengewicht Erddamm und Wasserdruck und Erddruck

$$N_k = G + F_v + E_{agv} = 61983 + 9645 + 133.57 = 71761.57\,\text{kN/m}$$

$$N_d = N_k \cdot \gamma_{G,P} = 71761.57 \cdot 1.35 = 96878.12\,\text{kN/m}$$

Horizontalkraft infolge Wasserdruck und Erddruck

$$T_k = F_h + E_{agh} = 4500 + 222.3 = 4722.3\,\text{kN/m}$$

$$T_d = F_h \cdot \gamma_{G,P} = 4500 \cdot 1.35 = 6075\,\text{kN/m}$$

• Nachweis der Sicherheit gegen Gleiten

DIN 1054:2010-12 Abschnitt zu 6.5.3

Anzusetzender Reibungswinkel für die Kontaktfläche zwischen Damm und Baugrund (Reibungswinkel Baugrund)

$$\delta_{S,k} = \varphi_{d2} = 31\,^\circ$$

Widerstand

Widerstand in der Gleitfläche, Annahme einer Gleitfläche direkt unter der Dammunterkante

$$R_{k,Gl} = N_k \cdot \tan\delta_{S,k}^\circ = 71761.57 \cdot \tan 31^\circ = 43118.7\,\text{kN/m}$$

$$R_{Gl} = \frac{R_{k,Gl}}{\gamma_{Gl}} = \frac{43118.7}{1.1} = 39198.82\,\text{kN/m}$$

Nachweis

$$\mu = \frac{T_d}{R_{Gl}} = \frac{6075}{39198.82}$$

$$= 0.155 < 1 \rightarrow \underline{\underline{\text{Nachweis erfüllt}}}$$

• Nachweis der Sicherheit gegen Grundbruch

Der Nachweis der Grundbruchsicherheit ist geregelt in DIN 4017

$$R = A' \cdot (b' \cdot \gamma_2 \cdot N_{b0} \cdot i_b \cdot \lambda_b \cdot \xi_b \cdot \nu_b + d \cdot \gamma_1 \cdot N_{d0} \cdot i_d \cdot \lambda_d \cdot \xi_d \cdot \nu_d + c \cdot N_{c0} \cdot i_c \cdot \lambda_c \cdot \xi_c \cdot \nu_c)$$

→ Alle Anteile der Kohäsion werden hier nicht berechnet, da $c = 0\,\text{kPa}$ betrachtet wird.
→ Alle Anteile für die Einbindetiefe werden nicht berechnet, da $d = 0\,\text{m}$ ist.

Tragfähigkeitsbeiwerte

$$N_{d0} = e^{\pi \cdot \tan\varphi_{c2}^\circ} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_{c2}^\circ}{2}\right) = e^{\pi \cdot \tan 31^\circ} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{31^\circ}{2}\right) = 20.631$$

$$N_{b0} = (N_{d0} - 1) \cdot \tan\varphi_{c2}^\circ = (20.631 - 1) \cdot \tan 31^\circ = 11.795$$

Rechnerische Fundamentabmessungen

Berechnung der rechnerische Breite (Moment um rechtseitigen Dammfußpunkt)

$$M_2 = -F_v \cdot \left(\frac{b_2 \cdot 2}{3} + b_1 + b_3\right) + F_h \cdot \left(\frac{h_1}{3} + (h_2 - h_1)\right) - G_3 \cdot \frac{2 \cdot b_3}{3} - G_1 \cdot \left(b_3 + \frac{b_1}{2}\right)$$
$$-G_2 \cdot \left(b_1 + b_3 + \frac{b_2}{3}\right) - G_4 \cdot \left(b_1 + \frac{b_2}{2} + b_3\right) - E_{agv} \cdot b + E_{agh} \cdot \frac{h_2 - h_1}{3}$$

$$
\begin{aligned}
&= -9645 \cdot \left(\frac{64.3 \cdot 2}{3} + 3 + 85.8\right) + 4500 \cdot \left(\frac{30}{3} + (40-30)\right) - 30888 \cdot \frac{2 \cdot 85.8}{3} - 2160 \cdot \left(85.8 + \frac{3}{2}\right) \\
&\quad -17361 \cdot \left(3 + 85.8 + \frac{64.3}{3}\right) - 11574 \cdot \left(3 + \frac{64.3}{2} + 85.8\right) - 133.57 \cdot 153.1 + 222.3 \cdot \frac{40-30}{3} \\
&= -6468631.6\,\mathrm{kNm/m}
\end{aligned}
$$

$$
\begin{aligned}
x_2 &= -\frac{M_2}{N_k} = -\frac{-6468631.6}{71761.57} = 90.141\,\mathrm{m} \\
e_{x2} &= x_2 - \frac{b}{2} = 90.141 - \frac{153.1}{2} = 13.591\,\mathrm{m} \text{ Außermittigkeit} \\
b' &= b - 2 \cdot e_{x2} = 153.1 - 2 \cdot 13.591 = 125.919\,\mathrm{m} \text{ rechnerische Fundamentbreite} \\
A' &= b' \cdot 1 = 125.919 \cdot 1 = 125.919\,\mathrm{m^2/m}
\end{aligned}
$$

Abminderungsfaktoren

- Lastneigung

$$
\delta = {}^\circ \arctan\left(\frac{T_k}{N_k}\right) = {}^\circ \arctan\left(\frac{4722.3}{71761.57}\right) = 3.765\,^\circ
$$

- Lastneigungsbeiwert

$$
\begin{aligned}
m &= 2 \qquad \text{immer für Streifenfundemente} \\
i_b &= (1 - \tan\delta^\circ)^{m+1} = (1 - \tan 3.765^\circ)^{2+1} = 0.815
\end{aligned}
$$

Grundbruchspannung

$$
\sigma_{Gb} = b' \cdot \gamma_2 \cdot N_{b0} \cdot \nu_b \cdot \xi_b \cdot i_b \cdot \lambda_b = 125.919 \cdot 18 \cdot 11.795 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.815 \cdot 1 = 21796.5\,\mathrm{kN/m^2}
$$

Grundbruchwiderstand

$$
\begin{aligned}
R_{k,Gr} &= A' \cdot \sigma_{Gb} = 125.919 \cdot 21796.5 = 2744588.2\,\mathrm{kN/m} \\
R_{Gr} &= \frac{R_{k,Gr}}{\gamma_{Gr,P}} = \frac{2744588.2}{1.4} = 1960420.14\,\mathrm{kN/m}
\end{aligned}
$$

Nachweis

$$
\begin{aligned}
\mu &= \frac{N_d}{R_{Gr}} = \frac{96878.12}{1960420.14} \\
&= 0.049 < 1 \rightarrow \underline{\underline{\text{Nachweis erfüllt}}}
\end{aligned}
$$

Nachweise im Lastfall *'Havariefall'*

Nachweis der Sicherheit gegen Grundbruch und Gleiten unter Berücksichtigung von Auftrieb im Erddamm (Annahme einer vollständigen Durchströmung des Dammes!)

Bodenkennwerte des Dammmaterials unter Auftrieb

$$\gamma_1' = \gamma_1 - \gamma_{Wasser} = 18 - 10 = 8\,\mathrm{kN/m^3}$$

Eigengewicht des Dammes sowie Auflast infolge Wasserdruck

$$\begin{aligned}
G_1' &= A_1 \cdot \gamma_1' = 120 \cdot 8 = 960\,\mathrm{kN/m} \\
G_2' &= A_2 \cdot \gamma_1' = 964.5 \cdot 8 = 7716\,\mathrm{kN/m} \\
G_3' &= A_3 \cdot \gamma_1' = 1716 \cdot 8 = 13728\,\mathrm{kN/m} \\
G_4' &= A_4 \cdot \gamma_1' = 643 \cdot 8 = 5144\,\mathrm{kN/m} \\
G' &= G_1' + G_2' + G_3' + G_4' = 960 + 7716 + 13728 + 5144 = 27548\,\mathrm{kN/m}
\end{aligned}$$

Einwirkungen

Normalkraft infolge Eigengewicht Erddamm und Wasserdruck und Erddruck

$$\begin{aligned}
N_k' &= G' + F_v + E_{agv} = 27548 + 9645 + 133.57 = 37326.57\,\mathrm{kN/m} \\
N_d' &= N_k' \cdot \gamma_{G,A} = 37326.57 \cdot 1.1 = 41059.23\,\mathrm{kN/m}
\end{aligned}$$

Horizontalkraft infolge Wasserdruck

$$\begin{aligned}
T_k &= F_h + E_{agh} = 4500 + 222.3 = 4722.3\,\mathrm{kN/m} \\
T_d &= T_k \cdot \gamma_{G,A} = 4722.3 \cdot 1.1 = 5194.53\,\mathrm{kN/m}
\end{aligned}$$

• Nachweis der Sicherheit gegen Gleiten

DIN 1054:2010-12 Abschnitt zu 6.5.3

Anzusetzender Reibungswinkel für die Kontaktfläche zwischen Damm und Baugrund (Reibungswinkel Baugrund)

$$\delta_{S,k} = \varphi_{d2} = 31\,^\circ$$

Widerstand

Widerstand in der Gleitfläche, Annahme einer Gleitfläche direkt unter der Dammunterkante

$$\begin{aligned}
R_{k,Gl}' &= N_k' \cdot \tan\delta_{S,k}^\circ = 37326.57 \cdot \tan 31^\circ = 22428.07\,\mathrm{kN/m} \\
R_{Gl}' &= \frac{R_{k,Gl}'}{\gamma_{Gl}} = \frac{22428.07}{1.1} = 20389.15\,\mathrm{kN/m}
\end{aligned}$$

Nachweis

$$\begin{aligned}
\mu &= \frac{T_d}{R_{Gl}'} = \frac{5194.53}{20389.15} \\
&= 0.255 < 1 \rightarrow \underline{\underline{\text{Nachweis erfüllt}}}
\end{aligned}$$

• **Nachweis der Sicherheit gegen Grundbruch**

Der Nachweis der Grundbruchsicherheit ist geregelt in DIN 4017

$$R = A' \cdot (b' \cdot \gamma_2 \cdot N_{b0} \cdot i_b \cdot \lambda_b \cdot \xi_b \cdot \nu_b + d \cdot \gamma_1 \cdot N_{d0} \cdot i_d \cdot \lambda_d \cdot \xi_d \cdot \nu_d + c \cdot N_{c0} \cdot i_c \cdot \lambda_c \cdot \xi_c \cdot \nu_c)$$

• Alle Anteile der Kohäsion werden hier nicht berechnet, da $c = 0\,\text{kPa}$ betrachtet wird.
• Alle Anteile für die Einbindetiefe werden nicht berechnet, da $d = 0$ m ist.

Tragfähigkeitsbeiwerte

$$N_{d0} = e^{\pi \cdot \tan \varphi_{c2}^{\circ}} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_{c2}^{\circ}}{2}\right) = e^{\pi \cdot \tan 31^\circ} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{31^\circ}{2}\right) = 20.631$$

$$N_{b0} = (N_{d0} - 1) \cdot \tan \varphi_{c2}^{\circ} = (20.631 - 1) \cdot \tan 31^\circ = 11.795$$

Rechnerische Fundamentabmessungen

Berechnung der rechnerischen Breite (Moment um rechtseitigen Dammfußpunkt)

$$\begin{aligned}
M_3 &= -F_v \cdot \left(\frac{b_2 \cdot 2}{3} + b_1 + b_3\right) + F_h \cdot \left(\frac{h_1}{3} + (h_2 - h_1)\right) - G_3' \cdot \frac{2 \cdot b_3}{3} - G_1' \cdot \left(b_3 + \frac{b_1}{2}\right) \\
&\quad -G_2' \cdot \left(b_1 + b_3 + \frac{b_2}{3}\right) - G_4' \cdot \left(b_1 + \frac{b_2}{2} + b_3\right) - E_{agv} \cdot b + E_{agh} \cdot \frac{h_2 - h_1}{3} \\
&= -9645 \cdot \left(\frac{64.3 \cdot 2}{3} + 3 + 85.8\right) + 4500 \cdot \left(\frac{30}{3} + (40 - 30)\right) - 13728 \cdot \frac{2 \cdot 85.8}{3} - 960 \cdot \left(85.8 + \frac{3}{2}\right) \\
&\quad -7716 \cdot \left(3 + 85.8 + \frac{64.3}{3}\right) - 5144 \cdot \left(3 + \frac{64.3}{2} + 85.8\right) - 133.57 \cdot 153.1 + 222.3 \cdot \frac{40 - 30}{3} \\
&= -3541410.6\,\text{kNm/m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
x_3 &= -\frac{M_3}{N_k} = -\frac{-3541410.6}{71761.57} = 49.35\,\text{m} \\
e_{x3} &= \frac{b}{2} - x_3 = \frac{153.1}{2} - 49.35 = 27.2\,\text{m} \text{ Außermittigkeit} \\
b' &= b - 2 \cdot e_{x3} = 153.1 - 2 \cdot 27.2 = 98.699\,\text{m} \text{ rechnerische Fundamentbreite} \\
A' &= b' \cdot 1 = 98.699 \cdot 1 = 98.699\,\text{m}^2/\text{m}
\end{aligned}$$

Abminderungsfaktoren

• Lastneigung

$$\delta = {}^\circ \arctan\left(\frac{T_k}{N_k'}\right) = {}^\circ \arctan\left(\frac{4722.3}{37326.57}\right) = 7.21\,^\circ$$

• Lastneigungsbeiwert

$$\begin{aligned}
m &= 2 \qquad \text{immer für Streifenfundemente} \\
i_b &= (1 - \tan \delta^\circ)^{m+1} = (1 - \tan 7.21^\circ)^{2+1} = 0.666
\end{aligned}$$

Grundbruchspannung

$$\sigma_{Gb}' = b' \cdot \gamma_2 \cdot N_{b0} \cdot \nu_b \cdot \xi_b \cdot i_b \cdot \lambda_b = 98.699 \cdot 18 \cdot 11.795 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.666 \cdot 1 = 13965.86\,\text{kN/m}^2$$

Grundbruchwiderstand

$$\begin{aligned}
R_{k,Gr}' &= A' \cdot \sigma_{Gb}' = 98.699 \cdot 13965.86 = 1378421.26\,\text{kN/m} \\
R_{Gr}' &= \frac{R_{k,Gr}'}{\gamma_{Gr,A}} = \frac{1378421.26}{1.2} = 1148684.38\,\text{kN/m}
\end{aligned}$$

Nachweis

$$\mu = \frac{N'_d}{R'_{Gr}} = \frac{41059.23}{1148684.38}$$

$$= 0.036 < 1 \rightarrow \underline{\underline{\text{Nachweis erfüllt}}}$$

Literaturverzeichnis

[Bey64] W. Beyer. Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesen und Sanden aus der Kornverteilungskurve. *Wasserwirtschaft und -technik*, 14, 1964.

[DIN09] DIN 4084: Baugrund – Geländebruchberechnungen, 2009.

[DIN10] DIN 1054: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1, 2010.

[DIN11] DIN E 18 196: Erd- und Grundbau – Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke, Mai 2011.

[Her97] I. Herle. *Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste*. PhD thesis, Universität Karlsruhe, 1997.

[NH97] A. Niemunis and I. Herle. Cohesionless soils with elastic strain range. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, 2(4):279–299, 1997.

[SEE12] *Seepage Modeling with SEEP/W*, 2012.

[SLO12] *Stability Modeling with SLOPE/W*, 2012.

[SW69] W. Striegler and D. Werner. *Dammbau in TTheorie und Praxis*. VEB Verlag für Bauwesen, 1969. S. 220.

[von96] P.-A. von Wolffersdorff. A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 1(3):251–271, 1996.

[You73] T. Youd. Factors controlling maximum and minimum densities of sands. In *Evaluation of relative density and its role in geotechnical projects involving cohesionless soils*, pages 98–112. STP 523, 1973.