

Einfluss von Bodenwiderständen beim Hydraulischen Grundbruch

Robert-Balthasar Wudtke
Bauhaus-Universität Weimar, Professur Grundbau

Karl Josef Witt
Bauhaus-Universität Weimar, Professur Grundbau

Zusammenfassung

Das Phänomen des Hydraulischen Grundbruches wird in der Geotechnik bereits seit Beginn des 20. Jahrhunderts untersucht. Die ersten entwickelten Berechnungsansätze bezogen sich auch aufgrund eingetretener Schadensfälle auf die Problematik im nichtbindigen Baugrund. Für bindigen Boden sind der Versagensablauf sowie die Berücksichtigung der mobilisierbaren Widerstände bisher nur in Ansätzen beschrieben. Der Grenzzustand des Hydraulischen Grundbruchs ist im bindigen Boden als Scherversagens oder als Rissentstehung modellierbar. Ein Strukturverlust des Bodenkontinuums, welcher bei nichtbindigem Boden dominant ist, wird für bindigen Boden bei realistischen Strömungsgradienten schon bei sehr geringer Kohäsion als Versagensmechanismus ausgeschlossen. Bis zum Erreichen des Grenzzustandes werden weitere Widerstände mobilisiert. Die Unterscheidung der Versagensarten hängt grundsätzlich vom vorherrschenden Spannungszustand im Boden, der Art, Stratifikation und Mächtigkeit der vorhandenen Bodenschichten und der hydraulischen Einwirkung ab.

1 Einführung

Erste Ansätze zur Definition des Grenzzustandes eines Hydraulischen Grundbruches wurden durch Bligh [1] und Lane [2] aufgestellt. Hierbei wurde die durch Unterströmung verursachte Gefährdung von Deichen und Wehren auf einen im Boden verursachten Kriechvorgang zurückgeführt. Für umströmte Baugrubenwände im nichtbindigen Baugrund entwickelte Terzaghi in [3] einen Ansatz bei dem das Grenzgleichgewicht an einem definierten Kontrollvolumen ermittelt wird. Der durch Davidenkoff in [4] vorgestellte Ansatz zur Kalkulation des Grenzzustandes bezieht sich auf den größten in Abstromrichtung wirkenden mittleren hydraulischen Gradienten. Weitere Ansätze berücksichtigen zusätzlich die Schichtmächtigkeit des wasserführenden Bodenkontinuums, die Baugrubenbreite, die Einbindung der Baugrube in der wasserführenden Schicht sowie Effekte der durch Strömung verursachten Volumendehnung des Bodens [5]. Alle genannten Ansätze beziehen sich auf einen Hydraulischen Grundbruch in nichtbindigem Boden.

Die Berücksichtigung kohäsiver Bodeneigenschaften ist bei der zurzeit gültigen Bemessungspraxis nicht durch einen gesonderten Bemessungsansatz vorgesehen. Speziell die Frage nach dem für unterschiedliche Spannungsverhältnisse, Arten hydraulischer Einwirkung und variierende bindige Bodeneigenschaften gültigen Grenzzustand sowie dessen Auswirkung auf

das Nachweiskonzept ist damit nicht beantwortet. Weitere Einflüsse auf den Hydraulischen Grundbruch sind durch hydraulische Transportvorgänge wie Erosion, Suffosion und Kolmation gegeben. Eine durch einen Partikeltransport in oder am Bodenkontinuum verursachte Veränderung der Wasserwegsamkeiten hat durch die mögliche Steigerung der hydraulischen Einwirkung Einfluss auf den Grenzzustand im nichtbindigen und bindigen Baugrund.

2 Hydraulische Versagensformen

Eine Analyse der zum Thema hydraulisch verursachter Versagensformen veröffentlichten Literatur zeigt ein mitunter unterschiedliches Verständnis vom Vorgang eines Hydraulischen Grundbruches. Dies ist vor allem der teilweise starken Kopplung des Phänomens zu speziellen Versagensfällen geschuldet und ist ein Indiz für die Notwendigkeit einer klaren Definition des Grenzzustandes in Abhängigkeit der Bodenart, der Bausituation und der hydraulischen Einwirkung.

Entsprechend der aktuell gültigen Regelwerke tritt ein Hydraulischer Grundbruch dann ein, wenn bei einer lokalen Betrachtung des Grenzgleichgewichtes im nichtbindigen Boden die vorhandene Strömungskraft S , repräsentativ für die Einwirkungen, die Widerstände, gegeben durch das Bodeneigengewicht G' , übersteigt. Für das Beispiel einer umströmten Baugrubenwand sind die aktivierten Kräfte exemplarisch in Abbildung

1 gegenübergestellt. Weitere Formen des hydraulisch verursachten Versagens an Baugrubenwänden sind die innere Erosion, der Erosionsgrundbruch (engl. Piping) und der Auftrieb.

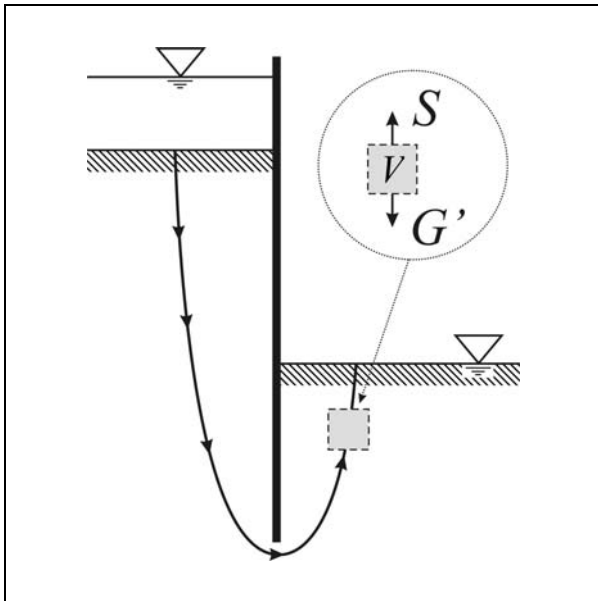


Abbildung 1: schematische Darstellung des Hydraulischen Grundbruches an einer Baugrubenwand

Definitionsgemäß tritt ein Erosionsgrundbruch ein, wenn ein Partikeltransport, verursacht durch eine Strömung, an der freien Oberfläche einer Baugrubensohle initiiert wird. Entsprechend der Modellvorstellung tritt durch eine Verkürzung des Strömungsweges und dem einhergehenden lokalen Anstieg des hydraulischen Austrittsgradienten eine zunehmend beschleunigte Erosion entlang des Pfades der stärksten Strömung ein. Erreicht der Erosionskanal die Oberwasserseite, findet der Erosionsgrundbruch als großräumige Verflüssigung des Bodens statt und führt zum Kollaps der Konstruktion.

Beim Versagen durch Auftrieb wird eine zusammenhängende Bodenschicht oder ein Bauteil, z. B. eine Baugrubensohle aus wasserundurchlässigen Beton oder eine Dichtungsschicht durch eine aufwärts gerichtete hydrostatische Einwirkung gewichtslos. Beim Nachweis ist die Berücksichtigung zusätzlicher Reibungswiderstände in den vertikalen Scherfugen zulässig.

Obwohl den genannten Versagensarten der hydraulisch verursachte Stabilitätsverlust gemeinsam ist, unterscheiden sie sich deutlich in der Art des Grenzzustandes und dem Ablauf des Versagens. Hydraulischer Grundbruch und Auftrieb können vor allem durch das beim Versagen betrachtete Volumen und die Art der hydraulischen Einwirkung, hydrostatisch vs. hydrodynamisch, unterschieden werden. Erosionsgrundbruch und Hydraulischer Grundbruch werden durch eine Strömungsbelastung hervorgerufen. Sie sind im Grenzzustand jedoch an unterschiedlichen Orten definiert.

Speziell die Betrachtung des Hydraulischen Grundbruches im bindigen Boden führt zu weiteren Unterschieden im Bezug auf die genannten Versagensarten.

3 Bemessungspraxis

Die Bemessung einer Baugrubensohle gegen Hydraulischen Grundbruch berücksichtigt nach der EAB [6] und der EAU 2004 [7] den Grenzzustand durch eine Gegenüberstellung von Bodeneigengewicht G'_k sowie zusätzlichen rückhaltenden Kräften und Strömungskraft S_k . Entsprechend dem nach DIN 1054 [8] gültigen Ansatz ist der Grenzzustand wie folgt definiert:

$$S_k \cdot \gamma_H \leq G'_k \cdot \gamma_{G.stb} \quad (1)$$

Ein vereinfachter Berechnungsansatz definiert die Gleichgewichtsbetrachtung an einem diskreten Bodenelement, bei dem unter Berücksichtigung des maximal wirksamen hydraulischen Gradienten i die Gewichtslosigkeit im Bodenkontinuum ($\sigma' > 0$) verhindert wird.

$$(\gamma_w \cdot i) \cdot \gamma_H \leq \gamma' \cdot \gamma_{G.stb} \quad (2)$$

Die unterschiedliche Wichtung von Einwirkungen und Widerständen wird durch die Teilsicherheitsbeiwerte γ_H und $\gamma_{G.stb}$ gewährleistet. Die Parameter γ_w und γ' repräsentieren die Wichte des Wassers und des unter Auftrieb stehenden Bodens. Die den Gleichungen (1) und (2) zugrunde liegenden Berechnungsansätze gehen für die Berechnung des Grenzgleichgewichtes anhand von Kräften auf Erkenntnisse von Terzaghi [3] (siehe Abbildung 2) und für die Annahme der Verhinderung des Verlustes der effektiven Spannungen auf Daidenkoff [9] zurück.

Bei einem Nachweis der Sicherheit nach EC 7 [10] steht neben der klassischen Gegenüberstellung der an einem Kontrollvolumen wirkenden Kräfte, die Betrachtung auf der Grundlage eines Spannungsgleichgewichtes zur Verfügung. Hierbei werden die totalen Spannungen, repräsentativ für die Widerstände den Einwirkungen als Porenwasserdrücke gegenübergestellt.

Die zum Versagen führenden Strömungskräfte korrelieren mit der Empfindlichkeit des Bodens gegenüber einer Durchströmung. Bei einer Berechnung analog zu den Vorgaben der DIN 1054 [8] ist zur Berücksichtigung der Empfindlichkeit des Bodens hinsichtlich Erodibilität eine Unterscheidung des Einflusses der Strömungskräfte zwischen günstigem und ungünstigem Baugrund möglich. Hintergrund ist die Abhängigkeit der Partikelmobilisierung von der lokalen Volumendeckung und der Größe des zu transportierenden Kornes.

Die in Terzaghi [3] angenommene Höhe des Kontrollvolumens ist vor dem Hintergrund der Untersuchungen zum Berechnungsansatz für nichtbindigen Baugrund

von Knaupe [11], welcher die Tiefe des entlang des Baugrubenverbau hydraulisch beeinflussten Bereiches in Abhängigkeit des Strömungsnetzes darstellt, als kontrovers zu betrachten. Mit Zunahme des am Baugrubenverbau wirkenden hydraulischen Gradienten wird sich der Bereich in dem ein Verlust der effektiven Spannungen stattfindet, ausgehend vom Wandfuß richtungsunabhängig aufweiten. Die in der DIN 1054 [8] angenommene Dimension des Bruchkörpers deckt den beeinflussten Bereich damit nicht zwangsläufig ab.

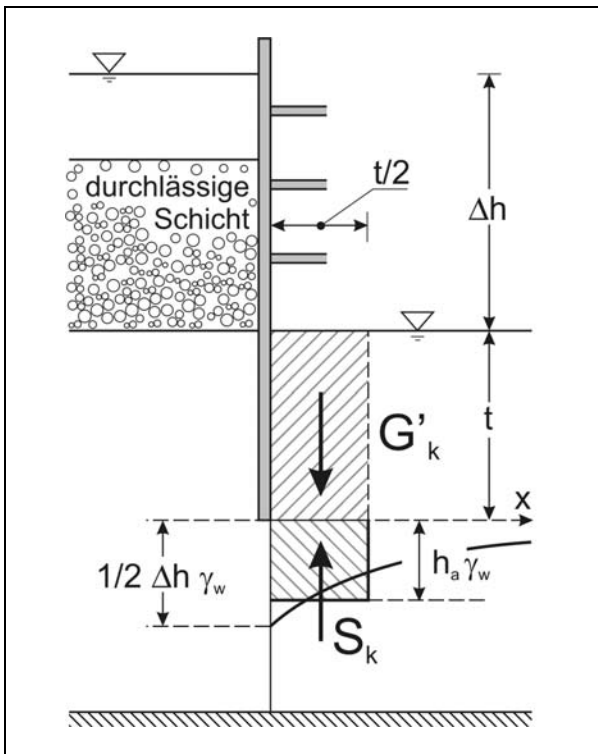


Abbildung 2: Hydraulischen Grundbruch in nichtbindigem Boden (nach [12])

Bei keinem der in der Literatur aufgeführten Nachweise für nichtbindigen Boden werden Widerstände infolge einer Energiedissipation während der Volumendehnung oder eine Verspannung infolge einer Auflagerwirkung der Baugrubenwand berücksichtigt.

Im Gegensatz zu der im nichtbindigen Baugrund festgestellten Gültigkeit des Grenzzustandes als Fluidisierung ist nach Wudtke & Witt [13] ein Versagen durch einen Partikeltransport bereits bei geringen Kohäsionen und realistischen hydraulischen Gradienten als nicht relevant einzustufen. Für die Kalkulation des Grenzzustandes im bindigen Boden wird nach DIN 1054 [8] die zusätzliche Berücksichtigung von Kohäsion und Zugfestigkeit empfohlen. Laut dem Ansatz von Davidenkoff [9] ist damit an einem Bruchkörper, der entlang der Tiefe der baugrubenseitigen Wand mit variabler Breite definiert ist, die Berücksichtigung der Kohäsion in den vertikalen Scherfugen und der Zugfestigkeit in der horizontalen Abrissebene möglich (siehe Abbildung 3). Im Zuge der Berechnung ist die kritischste

Bruchkörperbreite zu ermitteln. Der gleichzeitige Ansatz von Kohäsion und Zugfestigkeit ist aufgrund der zur vollen Aktivierung der Widerstände notwendigen unterschiedlichen Dehnungen nicht realistisch. Vereinfacht betrachtet wird erst nach dem Abriss in der horizontalen Fuge die volle Kohäsion in den vertikalen Scherfuge aktiviert. Der Ansatz lässt Effekte aus dem Ruhedruck und der Auflagerreaktion der Wand ebenfalls unberücksichtigt.

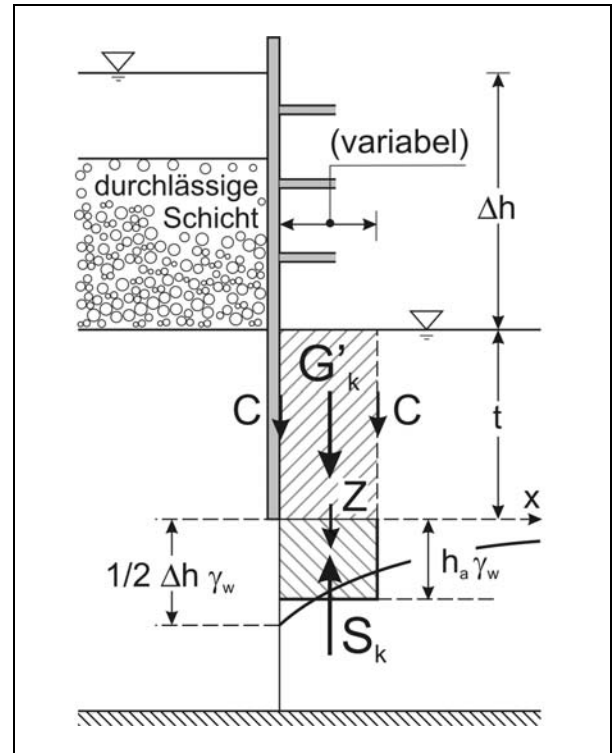


Abbildung 3: Hydraulischer Grundbruch im bindigen Baugrund (nach [9])

Weitere Ansätze sind für bindigen Boden derzeit nicht verfügbar. Einige Regelwerke anderer Länder empfehlen Grundbruch- oder Verformungsberechnungen zur Analyse des Grenzzustandes.

4 Modellversuche

Die Art und der Verlauf des hydraulisch verursachten Aufbruches einer Baugrubensohle im bindigen Boden sind bisher nur wenig bekannt. Der Einfluss von Kohäsion auf den Grenzzustand im bindigen Boden wurde bisher als Vergleich zum Versagen im nichtbindigen Baugrund nicht visualisiert. An der Materialforschungs- und Prüfanstalt der Bauhaus-Universität Weimar, Abteilung Geotechnik, wurden Versuche durchgeführt, um die Art des Grenzzustandes zu identifizieren und die Ergebnisse mit theoretischen Ansätzen zu vergleichen. Weitere Zielgrößen der Versuche waren der Versagensablauf, die Form des Aufbruches und die Identifikation von Indizien der Vorankündigung des Versagens.

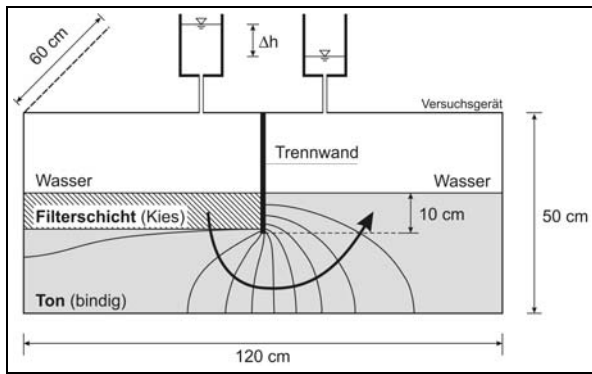


Abbildung 4: exemplarische Darstellung des Versuchsaufbaues

Mit dem Ziel einer visuellen Dokumentation der Effekte wurden die Versuche in einem aus Plexiglas gefertigten Versuchsgerät durchgeführt (Abbildung 4). Als Versuchsboden wurde ein leichtplastischer Ton verwendet. Die in Laborversuchen ermittelten Scherparameter sind der Reibungswinkel $\varphi' = 35^\circ$, die Kohäsion $c = 12 \text{ kN/m}^2$ und die undrainierte Kohäsion $c_u = 79 \text{ kN/m}^2$. Im Anstrombereich war der Versuchsboden von einer hydraulisch nicht wirksamen Filterschicht überdeckt. Der Versuchsablauf kann in die Phasen der Versuchsvorbereitung (Einbau des Bodens und Installation der Messtechnik), der Sättigung, der einseitigen Drucksteigerung, dem Versagen und der Auswertung untergliedert werden.

Obwohl für die Sättigung des Materials unterschiedliche Verweildauern vorgesehen waren und diverse Entlüftungstechniken getestet wurden, konnte der Boden aufgrund des großen zusammenhängenden Volumens nicht vollkommen gesättigt werden. Die Zunahme des Gradienten wurde während der einseitigen Drucksteigerungsphase an der Durchlässigkeit des Bodens orientiert.

Wesentliches Ergebnis der Versuche ist die Gliederung des Versagensablaufes eines Hydraulischen Grundbruches in bindigem Boden in die folgenden vier Phasen:

- 1 *Rissentstehung und Porenaufweitung*; Ausgehend vom Trennwandfuß etabliert sich ein horizontal oder leicht geneigt verlaufender Riss. Gleichzeitig findet eine Volumendehnung des oberhalb liegenden Bodens statt.
- 2 *Bildung der 1. Bruchscholle*; Während sich der initiale Riss infolge einer Veränderung der hydraulischen Verhältnisse wieder schließt, entsteht eine erste aufwärts geneigte Bruchscholle, die jedoch mit ihrer Bruchfuge die abstromseitige Oberfläche nicht erreicht.
- 3 *Bildung eines Strömungskanals*; Durch eine fortgesetzte aufwärts gerichtete schieferartige Zerlegung des Bodens entsteht ein Strömungskanal. Ausge-

hend vom Trennwandfuß erfährt der Boden einen Strukturverlust und wird in Aggregate zerlegt. Der Strömungskanal erreicht die Oberfläche.

- 4 *Erosion des Bruchkörpers*; Durch eine fortgesetzte Durchströmung wird der an der Trennwand liegende im Querschnitt parabelförmige Bruchkörper schrittweise erodiert.

Obwohl es durch die Versuche gelungen ist das Phänomen eines hydraulischen Grundbruches im bindigen Boden visuell zu erfassen und die Abfolge des Versagens zu beschreiben, ist insbesondere die horizontale Ausbildung des initialen Risses bei dem während der Versuche existenten Spannungszustand untypisch für eine Baugrubensituation. Es konnte gezeigt werden, dass ein Scherbruch oder ein Rissversagen im Gegensatz zur Erosion (innere Erosion) dominant sind. Der oben beschriebene Ablauf des Versagens umfasst in einer kontinuierlichen Drucksteigerungsphase von 40 Tagen die letzten 9 Minuten. Auf der Abstromseite werden in der dem Versagen vorhergehenden Drucksteigerung nur relativ geringe gleichmäßige Hebung verursacht, die als Indiz für den bevorstehenden Bruch gewertet werden können, jedoch in der Realität aufgrund ihrer einheitlichen Verteilung nur durch eine messtechnische Überwachung der Verformungen an der Baugrubensohle erfassbar sind.

5 Grenzzustand im bindigen Baugrund

Bedeutendstes Ergebnis der Versuche zur Visualisierung eines Hydraulischen Grundbruches in bindigem Boden ist die Feststellung der Initiation des Versagens durch eine Rissentstehung. Die im nichtbindigen Boden zunächst lokal am Wandfuß eintretende und sich im Grenzgleichgewicht zur Baugrubensohle fortsetzende Verflüssigung des Bodens ist für bindigen Boden nicht relevant. Konform zur Definition des Grenzzustandes im nichtbindigen Boden durch den lokalen Verlust der effektiven Spannungen kann als konservativste Annahme die Grenzbedingung im bindigen Boden mit Eintritt der 1. Phase des Versagensablaufes, d. h. das Erreichen der Zugfestigkeit σ_t bei einer Rissentstehung, gleichgesetzt werden. Ein Riss entsteht wenn die lokal kleinste effektive Spannung σ'_3 die Zugfestigkeit des Bodens erreicht:

$$-\sigma_t = \sigma'_3 \quad (3)$$

Die Kalkulation des Grenzgleichgewichtes geht im einfachsten Fall von der Modellvorstellung einer gleichmäßigen Volumendehnung an einer Pore aus (siehe [14]). Eine weitere Option besteht durch die Anwendung der Rissinitiationstheorie nach Griffith [15].

Eine fortgesetzte Aufschieferung des bindigen Bodens geht auf die Veränderung von Strömungswegen verursacht durch eine Volumendehnung in Verbindung mit

Sekundärrissen zurück. Im Versuch wurde während der Öffnung weiterer Risse der erste initiale Riss geschlossen. Die durch die Rissaufweitung zusätzlich kompensierte Einwirkung stellt einen weiteren bisher im Nachweis nicht berücksichtigten Effekt dar. Die Verformungsenergie kann nach den in Valkó [16] gezeigten Ansätzen erheblich sein.

Die im weiteren Versagensablauf eintretende strukturelle Zerstörung des Bodenkontinuums, verursacht durch die Auflösung der Bindungskräfte zwischen den Aggregaten, und der finale Durchbruch zur Baugrubenseite markieren den Gesamtgrenzzustand der Tragfähigkeit des Bodens gegen die hydraulische Einwirkung. Während des Versagens entsteht eine zusammenhängende Bruchscholle. Die Annahme eines Starrkörperbruchs mit diskreten Gleitflächen für die Berechnung des Grenzgleichgewichtes erscheint daher in erster Näherung plausibel. Die in den Trennflächen definierten Scherwiderstände und die Dimension des Bruchkörpers haben wesentlichen Einfluss auf den Gesamtwiderstand.

6 Numerische Analyse

Die während eines hydraulisch verursachten Versagens im bindigen Boden an einer Baugrubenwand eintretende Volumendehnung des durchströmten Bodens sowie durch die Aufschieferung verursachte Verformungseffekte werden entscheidend vom bindigen Charakter des Bodens beeinflusst. Um den Einfluss des Scherparameters Kohäsion auf die Sicherheit gegen den Hydraulischen Grundbruch darzustellen und weitere Analysen zur Bruchform durchzuführen, wurden diverse FE-Berechnungen mit dem Programm PLAXIS, Version 8.x, für eine Baugrubensituation durchgeführt. Ziel war es, für das FE-Modell die kritische Differenzdruckhöhe am Wandfuß Δh_u zwischen dem inneren und dem äußeren Wasserstand in Abhängigkeit der Kohäsion zu ermitteln. Als Ergebnis der Berechnungen waren einerseits die durch Strömung verursachten Verformungen des Bodens und andererseits die Gesamtverformung inklusive der Widerlagerwirkung und der Stützung durch Konstruktionselemente auszugeben.

Durch die Berechnungen konnte der Zusammenhang zwischen der Kohäsion des Bodens und der am Wandfuß möglichen kritischen Potenzialdifferenz Δh_u dargestellt werden. Die Ergebnisse der FE-Simulation sind einer Kalkulation der kritischen Restdruckhöhe am Wandfuß bei Annahme eines vom Wandfuß ausgehenden Bruchkörpers mit parabolischer Bruchfläche (Abbildung 8), einer Bruchkörperbreite die der Wandeinbindung $t = 2$ m entspricht und bei Berücksichtigung von Kohäsion als zusätzlichen Widerstand gegen den Hydraulischen Grundbruch gegenübergestellt. Zur Berechnung der analytischen Lösung wurde angenommen, dass die undrainierte Kohäsion dem Doppelten der effektiven Kohäsion entspricht.

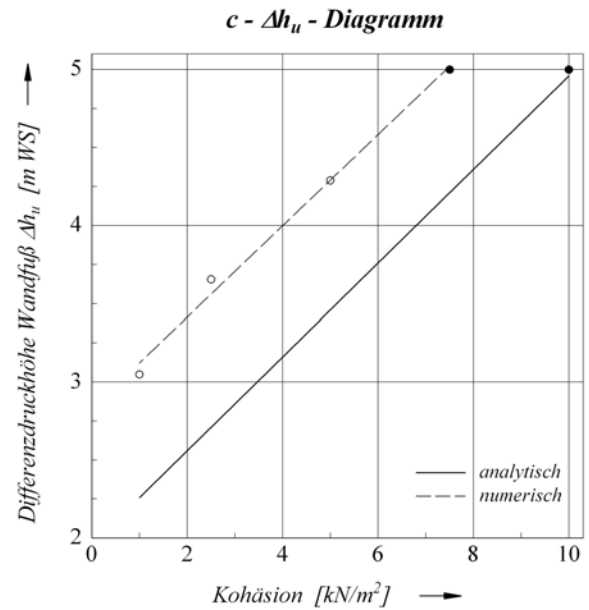
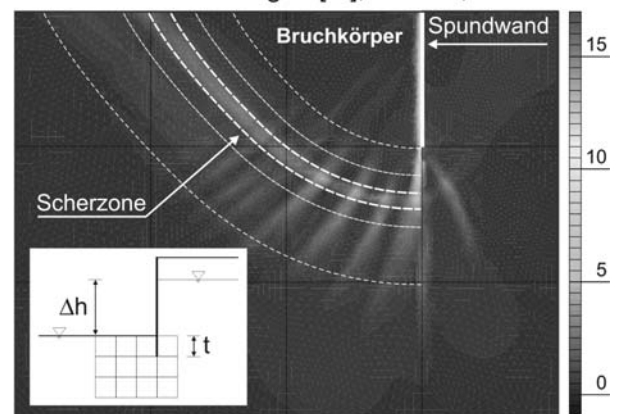


Abbildung 5: Gegenüberstellung – numerische und analytische Berechnungsergebnisse

relative Scherdehnungen [%], max 16,0 %



Punkte plastischer Verformungen

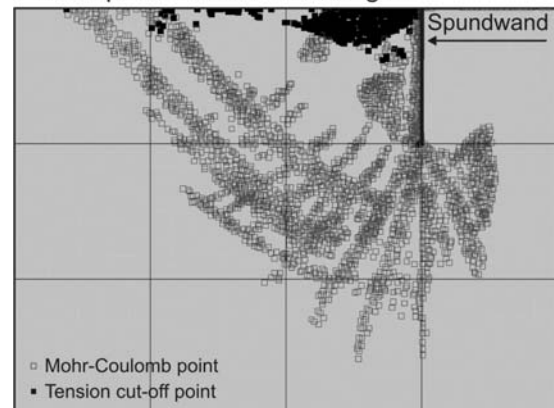


Abbildung 6: Bruchkörperanalyse bei hydraulischer Belastung des baugrubenseitigen Widerlagers; Kohäsion $c = 5$ kN/m²

In Abbildung 5 wird deutlich, dass beim analytischen Ansatz die kritische Potenzialdifferenz am Wandfuß

geringer als bei der numerischen Berechnung ist und diese daher als vergleichsweise konservativ gewertet werden kann. Wesentlicher Grund für die bei der numerischen Analyse erreichte größere hydraulische Belastbarkeit ist die zusätzlich zu Eigengewicht und Scherwiderständen aktivierte Widerlagerwirkung der Wand, resultierend in einem passiven Erddruck. Diese Erkenntnis deckt sich mit den durch Perau [17] getroffenen Aussagen zur Widerlagerwirkung an Baugrubenwänden. Der Effekt hat in Abhängigkeit der Baugrubenbreite unterschiedlichen Einfluss auf den Nachweis. Die Ergebnisse konnten anhand von Spannungs- und Verformungsanalysen bestätigt werden.

Die Verträglichkeit von Strömungskräften bzw. Porenwasserüberdrücken nimmt mit der Kohäsion zu. Die Diskrepanz zwischen einer im Strömungsmodell lokal starken Variabilität der Einwirkungen und den in der bindigen Schicht angenommen gleichmäßigen Bodeneigenschaften führt bei zunehmender Kohäsion zu einer großflächigen Verteilung einer lokal starken Einwirkung. Mit Zunahme der Kohäsion zeigt die numerische Analyse eine Aufweitung der Scherzone. Die Form des Aufbruches deckt sich näherungsweise mit dem Verlauf der Stromlinien, die sich parabelförmig aus der Potenzialverteilung ergeben.

7 Bemessungsempfehlung

Nach den oben genannten Ergebnissen kann festgestellt werden, dass der Hydraulische Grundbruch im nicht-bindigen Boden durch Volumendehnung und Verflüssigung eintritt. Bei komplexen Situationen ist die Nachweisführung bei Verhinderung einer Gewichtlosigkeit entsprechend Gleichung (2) die konservativere aber in jedem Fall sichere Lösung. Auflagerreaktionen stellen Sicherheitsreserven dar, sollten aber beim Nachweis nicht berücksichtigt werden.

Im bindigen Boden wird der Grenzzustand außerdem durch die zusätzlich aktivierbaren Widerständen und der Dimension des deformierten Bereiches bestimmt. Weiteren Einfluss auf die Richtung des initialen Risses hat der an der Konstruktion vorhandene Spannungszustand (siehe [18] und [19]). Bereits bei geringer Kohäsion ist eine Erosion aufgrund der Bindungskräfte zwischen den Aggregaten nicht mehr dominant. Der Grenzzustand wird als Scherbruch nach einem Rissversagen oder als zonale Deformation eintreten. Der Widerstand gegen eine Rissentstehung steigt im undrainierten Zustand mit Zunahme der Scherfestigkeit an (siehe [19]).

Als Ergebnis der Analyse des Bruchphänomens, interpretiert als Starrkörperbruch an einer Baugrubenwand, kann in erster Näherung einen Bruchkörper, der im Boden durch eine parabelförmige Scherfuge begrenzt wird und am Wandfuß beginnt, betrachtet werden (Abbildung 7).

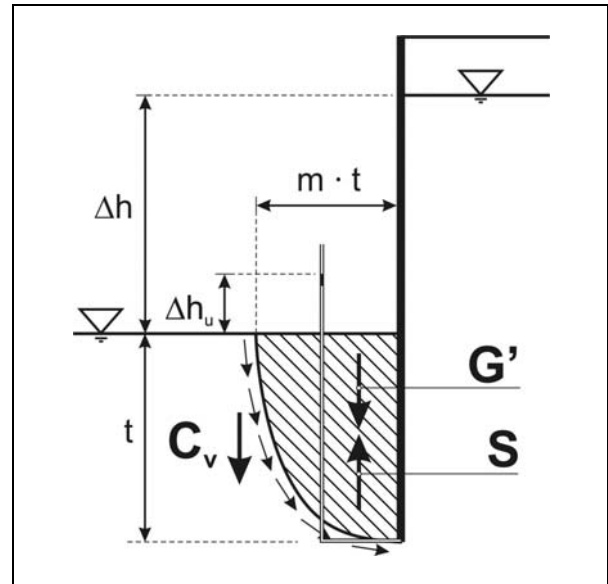


Abbildung 7: Starrkörperversagen im bindigen Boden (nach [13])

Die im bindigen Boden zusätzlich vorhandenen Widerstände finden in diesem Nachweis durch die undrainierte Kohäsion in der Scherfuge Berücksichtigung. Durch die Konstruktion bedingte Widerstände, wie die Verspannung des baugrubenseitigen Widerlagers, sind im Nachweis nicht implementiert. Als Gegenüberstellung von Einwirkungen und Widerständen ist nach [19] das Grenzgleichgewicht wie folgt darstellbar:

$$\frac{\Delta h_u}{t} \cdot \gamma_H \leq \left(\frac{\gamma'}{\gamma_w} + A \cdot \frac{c_u}{\gamma_w \cdot t} \right) \cdot \gamma_{G.stb} \quad (4)$$

Der auf der Baugrubenseite bis zum Wandfuß wirksame mittlere hydraulische Gradient wird durch die Differenzdruckhöhe Δh_u bezogen auf die Wandeinbindung t berücksichtigt. Die Bruchkörperbreite ist variabel definiert und wird durch den Faktor A berücksichtigt. Für A kann im bindigen Baugrund ein Wertebereich von 4,5 bis 6 angenommen werden. Da der volle Wert der undrainierten Kohäsion (undrainierter Reibungswinkel $\varphi_u = 0^\circ$) erst bei einem Mindestüberlagerungsdruck aktiviert wird, kann alternativ als konservative Annahme die effektive Kohäsion c' berücksichtigt werden.

Danksagung

Die vorgestellten experimentellen und analytischen Versuchsergebnisse und Untersuchungen zum Hydraulischen Grundbruch an einer Baugrubenwand im bindigen Baugrund sind Teil des aktuellen Forschungsprojektes „Hydraulischer Grundbruch in bindigem Boden“, das durch die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) gefördert wird. Wir möchten uns an dieser Stelle für die Unterstützung und die kooperative Zusammenarbeit bedanken.

Literatur

- [1] Bligh, W. G.: Dams, barrages and weirs on porous foundations. *Engineering News*, 64 (1910), 708-710
- [2] Lane, E. W.: Security from under-seepage-masonry dams on earth foundations. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 100 (1935), 1235-1351
- [3] Terzaghi, K.: *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage*. Verlag F. Deuticke, Leipzig und Wien, 1925
- [4] Davidenkoff, R.: *Deiche und Erddämme, Sickerströmung - Standsicherheit*. Werner-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1964
- [5] Knaupe, W.: *Hydraulischer Grundbruch an Baugrubenumschließungen*. Deutsche Bauenzyklopädie, Schriftenreihen der Bauforschung, Reihe Ingenieur- und Tiefbau, Heft 15, 1968
- [6] EAB – Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“, 4. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin, 2006
- [7] EAU 2004 – Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen, 10. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin, 2005
- [8] DIN 1054 - “Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau”, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, 01/2005
- [9] Davidenkoff, R.: *Unterläufigkeit von Stauwerken*. Werner-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1970
- [10] Eurocode 7 - “Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik”, Europäisches Komitee für Normung, 11/2004
- [11] Knaupe W.: *Hydraulischer Grundbruch an Baugrubenumschließungen*. Deutsche Bauenzyklopädie, Schriftenreihen der Bauforschung, Reihe Ingenieur- und Tiefbau, Heft 15, 1968
- [12] Terzaghi, K., Peck, R. B.: *Die Bodenmechanik in der Baupraxis*. Springer-Verlag, Berlin - Göttingen – Heidelberg, 1961
- [13] Wudtke, R.-B., Witt, K. J.: *A Static Analysis of Hydraulic Heave in Cohesive Soil*. 3rd International Conference on Scour and Erosion, Amsterdam, 2006
- [14] Mitchell, J. K., Soga, K.: *Fundamentals of Soil Behavior*. John Wiley & Sons, 2005
- [15] Griffith, A. A.: *The Phenomena of Rupture and Flow in Solids*. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Series A, containing Papers of a mathematical or physical Character*, Vol. 221, 163 - 198, 1921
- [16] Valkó, P.; Economides, M. J.: *Hydraulic Fracture Mechanics*. John Wiley & Sons, 1995
- [17] Perau, E.: *Hydraulischer Grundbruch und Versagen des Erdwiderlagers von Baugrubenwänden*. *Bautechnik*, Vol. 82, Ernst & Sohn, 605 – 613, 2005
- [18] Witt, K. J., Wudtke, R.-B.: *Versagensmechanismen des Hydraulischen Grundbruchs an einer Baugrubenwand*. 22. Christian Veder Kolloquium, Graz, 2007
- [19] Wudtke, R.-B., Witt, K. J.: *Phänomene des Hydraulischen Grundbruchs an Baugrubenwänden*. *Johann-Ohde-Kolloquium*, Hannover, 2007