

Sicherung instabiler Einschnitts- und Deichböschungen mittels Druckentlastungsbohrungen – Berücksichtigung des Bodens unter Wasser als Dreiphasenmedium

Hans-Jürgen Köhler

Hochschule Karlsruhe – Technik und Wirtschaft

1 Einleitung

Erfahrungen haben gezeigt, dass Einschnittsböschungen in Tonböden oft noch nach vielen Jahren Standzeit zunehmende Instabilitäten aufweisen. Diese Tatsache ist ein lang bekanntes Phänomen, das daher auch seit vielen Jahrzehnten ein interessanter Aspekt der Forschung ist. Obwohl bereits große Fortschritte beim Verständnis der einwirkenden Prozesse zu verzeichnen sind, die zum Versagen von Einschnittsböschungen führen können, waren konkrete Angaben zum bevorstehenden Bruch einer Böschung oft nicht hinreichend genug möglich. Brüche kündigen sich allerdings häufig durch Verformungen an, die es dem aufmerksamen Beobachter gestatten, Sicherungsvorkehrungen rechtzeitig einzuleiten. Das nachfolgend beschriebene Verfahren von Druckentlastungsbohrungen kann solchen Schadenswirkungen vorbeugen und zur Sanierung von rutschgefährdeten Böschungen beitragen. Auch werden Vergleichsergebnisse von Deichsicherungen vorgestellt, die im Hochwasserfall ausreichende Sicherheiten gegen Böschungsbruch einer durchströmten Deichböschung gewährleisten können.

Am Beispiel einer Einschnittsböschung, die Anfang des 20. Jahrhunderts in der Nähe des Ortes Lühnde (Niedersachsen) am Stichkanal Hildesheim (SKH) hergestellt wurde, wird die Wirksamkeit dieser Sicherungstechnik beschrieben. Der hier speziell untersuchte Einschnitt ist bis zu 20 m tief und führt durch einen Geländerücken. Bereits während der Herstellung des Einschnittes kam es seinerzeit zu ersten Rutschungen. Nachdem in der Folgezeit diese extrem steilen Böschungsneigungen vermindert wurden, konnte der Einschnitt zwar fertiggestellt werden, jedoch kam es nachfolgend wiederholt zu Böschungsbrüchen, die weitere Abflachungen erforderlich machten. Gegenwärtig liegt die Böschungsneigung bei etwa 1:3. Seit 1995 wurden geotechnische Untersuchungen durchgeführt, die im Zusammenhang mit einer geplanten Kanalvertiefung stehen. Der anstehende Boden aus steifem Ton des unteren bzw. mittleren Jura besitzt Harnischflächen und besteht kornanalytisch aus 40% Ton und 60% Schluff. Die Plastizitätsgrenze liegt bei etwa 22%, die Ausrollgrenze bei 58%. Schmale Tonsteinbänder sind gelegentlich eingebettet. Obwohl Klüfte und Tonsteinbänder die Durchlässigkeit der Tonformation lokal vergrößern, ist dennoch von einer allgemeinen Wasserdurchlässigkeit k des Tonuntergrundes in der Größenordnung von 10^{-10} bis 10^{-11} m/s auszugehen.

In ausgewählten Messquerschnitten wurden die Porenwasserdrücke, die Bewegungen in der Scherfuge und die Niederschlagsintensität am Ort kontinuierlich aufgezeichnet. Die untersuchten Böschungen sind grundsätzlich als instabil zu bewerten. In vorangegangenen Arbeiten (SCHULZE & KÖHLER 1999, KÖHLER & SCHULZE 2000a, 2000b) wurde zum Beispiel ein fallender Atmosphärendruck (insbesondere schnell wandernde und ausgeprägt mächtige Tiefdruckgebiete) als ein auslösender Faktor von Böschungsbewegungen identifiziert. Mit dieser Erkenntnis war es möglich, für die betrachteten Böschungen wiederholt Eintrittszeitpunkte von Böschungsbewegungen zutreffend vorherzusagen.

2 Boden unter Wasser als Dreiphasenmedium

Eine Wasseraufsättigung von Böden kann die mechanischen Materialeigenschaften erheblich verändern.

In kohäsiven Böden werden diese als bindig bezeichneten Eigenschaften je nach Art der Bodenminerale durch das Vorhandensein von Wasser oftmals so stark beeinflusst, dass für die Berechnung von wirksamen Scherspannungen im Boden die Lage zum Wasserspiegel Bedeutung erlangt. Hierbei ist die Unterscheidung wichtig, ob sich der Boden ober- und unterhalb des Wasserspiegels befindet.

Auch bei nicht kohäsiven Stoffen ist die Lage des Bodensegments, entweder oberhalb oder unterhalb des Wasserspiegels von Bedeutung, was sich hierbei insbesondere in der Änderung der sogenannten Porenwasserdrücke ausdrückt. Unterhalb des Wasserspiegels sind die Poren kontinuierlich mit Wasser gefüllt und die jeweils wirkende Porenwasserdrücke erhöht sich mit zunehmender Tiefe. Sie ist als Druckspannung definiert und folgt den Gesetzen der Hydromechanik. Oberhalb des Wasserspiegels bilden sich in der so genannten ungesättigten Bodenzone sowohl in kohäsiven (bindigen) als auch in nicht kohäsiven (rolligen) Böden Saugspannungen im Porensystem aus, die als Kapillarspannungen scherfestigkeitserhöhend wirken.

In der zurückliegenden Zeit wurden diese ungesättigten Bodenverhältnisse hauptsächlich nur oberhalb des Grundwasserspiegels berücksichtigt. Der nachfolgende Beitrag konzentriert sich auf die Bodenverhältnisse unterhalb des Wasserspiegels, wobei ein Hauptaugenmerk auf den im natürlichen Porenwasser enthaltenen Gasanteil in gelöster und ungelöster Form gerichtet ist, letzteres in Form von Gasblasen, die im Porenwasser eingeschlossen sind.

Wird der Gehalt an mikroskopisch kleinen Gasblasen im natürlichen Porenwasser berücksichtigt, macht es Sinn, die Einflusszone der ungesättigten Bodenverhältnisse auch auf Bodenbereiche unterhalb des Wasserspiegels zu erweitern. Indem man einen druckabhängigen Sättigungsgrad $S [-]$ in die Betrachtung unterhalb des Wasserspiegels einführt, kann gezeigt werden, dass eine Übergangszone zwischen dem ungesättigten Bereich oberhalb des Wasserspiegels und einer tief liegenden völlig gesättigten Bodenzone definiert werden kann.

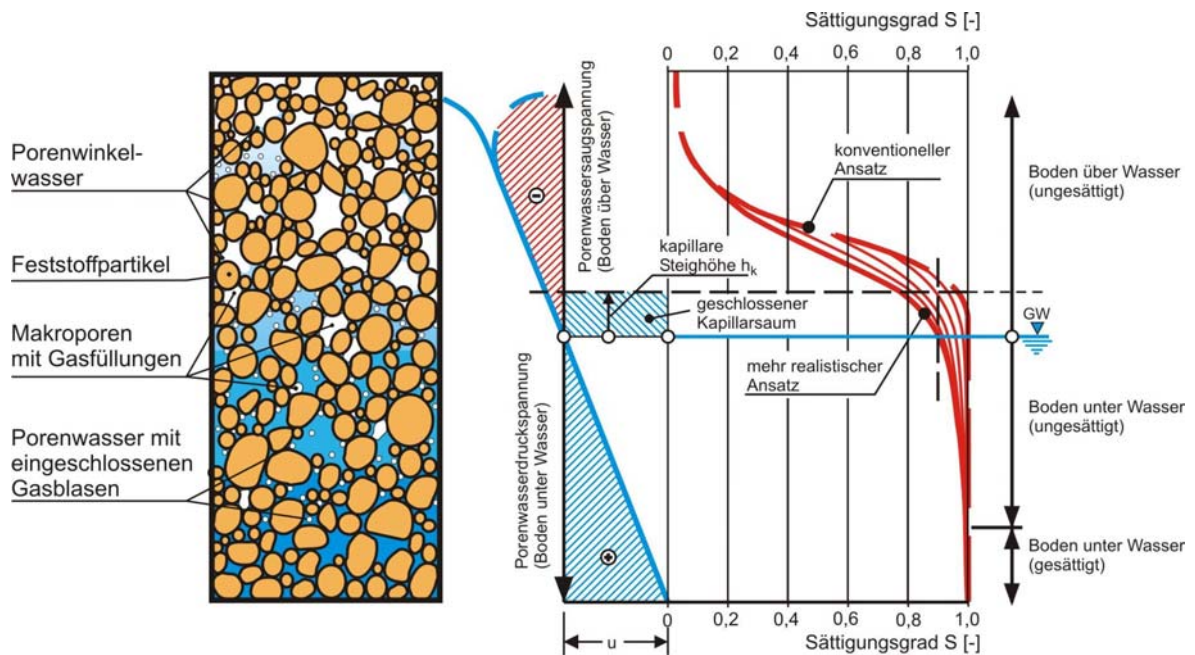


Bild 1: Schematischer Schnitt durch den Boden oberhalb und unterhalb des Wasserspiegels (linker Bildteil) mit dem Sättigungsgrad S , verteilt über die Bodentiefe z , vom ungesättigten zum gesättigten Bodenbereich (rechter Bildteil)

Bild 1 zeigt einen schematischen Schnitt durch den Boden oberhalb und unterhalb des Wasserspiegels (piezometrische Druckhöhe). Die Lage des Wasserspiegels (piezometrische Linie) ist definiert als der Ort, an dem der Porenwasserdruck gleich dem Atmosphärendruck ist. Bild 1 zeigt die verschiedenen Bodenzonen, in denen die Poren entweder vollständig mit Wasser gefüllt sind (kontinuierliche Wasserphase) oder den Porenraum nur unvollständig ausfüllen (diskontinuierliche Wasserphase) bis hin zur Bodenzone oberhalb des Wasserspiegels, deren Poren hauptsächlich vom Porenmedium Gas ausgefüllt sind (kontinuierliche Gasphase).

Durch den in der kontinuierlichen Wasserphase diskontinuierlich verteilten Gasanteil (eingeschlossene Gasblasen und gasgefüllte Makroporen) wird das Porenmedium unterhalb des Wasserspiegels mehr kompressibel, verglichen mit dem Porenfluid im tiefer gelegenen Boden der völlig gesättigten Bodenzone. In diesem tief liegenden Bodenbereich unterhalb der Übergangszone des Porenmediums mit diskontinuierlicher Wasserphase (eingeschlossene Gasblasen) sind die Gasblasen infolge des hohen Wasserdruckes kollabiert. Der Boden ist dort vollständig wassergesättigt ($S=1$).

Der Bodenbereich oberhalb des Wasserspiegels besteht ebenfalls aus zwei Zonen. Zum einen gibt es eine diskontinuierliche Wasserphase in der so genannten geschlossenen Kapillarzonen mit einem vollständig gefüllten Porenmedium, das ebenso wie in der Übergangszone unter Wasser Gasblasen und Makroporen enthält. Zum anderen schließt sich darüber die Zone des Bodenbereichs mit der kontinuierlichen Gasphase im Porenraum des Bodens oberhalb des geschlossenen Kapillarsaumes an. Diese ungesättigte Bodenzone der kontinuierlichen Gasphase mit unregelmäßig verteilten Wasseranteilen wird vom Atmosphärendruck kontrolliert.

Die Linie, an der der Wasserdruck dem Atmosphärendruck entspricht, wird als piezometrische Linie ($p=0$ -Linie) definiert und legt damit die Höhenlage des Wasserspiegels fest.

Im Bild 1 (mittlerer Bildteil) wird der Boden unterhalb dieser Linie damit in die Porenwasserdruckzone (positive Wasserspannung) und oberhalb des Wasserspiegels in die Saugspannungszone (negative Wasserspannung) unterteilt. Durch klimatische Einflüsse kann es zu erheblichen zeitlichen Abweichungen in der Spannungsverteilung des Porenwassers kommen, weshalb so genannte hydrostatische Wasserdruckverteilungen oft nicht zwingend gegeben sein müssen, wenn externe Druckänderungen auf das wassergefüllte Bodensystem oberhalb und unterhalb des Wasserspiegels einwirken.

Unterhalb des Wasserspiegels (GW) bzw. an der Grenze zwischen Wasser und Boden kann mit einer zutreffenderen Annahme der Eingangssättigungsgrad S_0 zwischen 0,9 und 1,0 angesetzt werden. Mit zunehmender Bodentiefe steigt der Sättigungsgrad S im Boden unter dem Wasserspiegel mit dem sich vergrößernden Wasserdruck an und erreicht je nach Größe und Verteilung des jeweils örtlich vorhandenen Gasanteils in unterschiedlichen Bodentiefen unterhalb des Wasserspiegels den völligen Sättigungszustand $S = 1$ (KÖHLER et al. 1999a, SCHWAB et al. 2004).

Böden, die dauernd unter Wasser liegen, werden in der Ingenieurpraxis allgemein als wassergesättigt angenommen. Dieser Zustand beschreibt den Boden als Zweiphasensystem, bestehend aus Feststoff- und Porenwasseranteil. Das in einem solchermaßen gesättigten Porenraum zirkulierende Wasser wird im allgemeinen als inkompressibel betrachtet. Diese Annahme stimmt jedoch nicht überein mit dem tatsächlichen natürlichen Zustand solcher Böden und hier insbesondere in Bodenverhältnissen mit geringer Wassertiefe (z. B. 10 - 15 m).

Schon geringfügige Mengen von fein verteilten Gasblasen im Porenwasser ändern die physikalischen Eigenschaften der Porenflüssigkeit und damit auch die des Bodens. Unter Berücksichtigung der effektiven Spannungen im Boden unter Wasser ändern sich infolge des Vorhandenseins von fein verteilten Gasblasen damit auch die Lastverformungseigenschaften und das Stabilitätsverhalten solcher Böden. Sie haben maßgeblichen Einfluss bei schnellen Druckänderungen, wie sie häufig auf solche Bodenverhältnisse einwirken. Durch Berücksichtigung dieses Dreiphasensystems, bestehend aus Wasser, Bodenpartikel und fein verteilten Gasblasen im Porenwasser, kann das mechanische Verhalten dieser Böden auch rechnerisch durch Anwendung der Konsolidationsgleichung von BIOT (1941) nachgebildet werden. Extern einwirkende Druckänderungen, wie z.B. oszillierende Wasserspiegel, Grundwasserabsenkungen und sogar barometrische Luftdruckänderungen, haben Auswirkungen auf die Standsicherheit und das Verformungsverhalten von Böschungen, Baugruben und Gewässersohlen (KÖHLER et al. 1999a, KÖHLER 2003a, 2003b, VULLIET et al. 2002). Während solcher Belastungssituationen ändern sich die Fließbedingungen im Porenwasser vom stationären in den instationären (transienten) Porenwasserfluss. Die Speicherung im wassergefüllten Porenmedium führt zu einer Dämpfung der Porenwasserdruckausbreitung im Boden, wodurch der Porenwasserüberdruck oftmals bestimmend wird für die Sicherheit gegen die Verformung und das Versagen des Bodens.

In Bild 2a ist die Mikrostruktur dieser Böden schematisch dargestellt. Die Kompressibilität eines voll gesättigten Bodens ist von der zeitabhängigen Verteilung der Belastung zwischen der Feststoffphase und der nahezu unzusammendrückbaren Porenwasserphase bestimmt. Bild 2a zeigt das klassische mechanische Modell dieses Verhaltens. Im ungesättigten Zustand wird aus dem quasi inkompressiblen Porenwasser (ohne Gasanteil) eine kompressible Wasser-Luft-Mischung, die das Verformungsverhalten des gesamten Systems (Boden und Wasser) drastisch verändert.

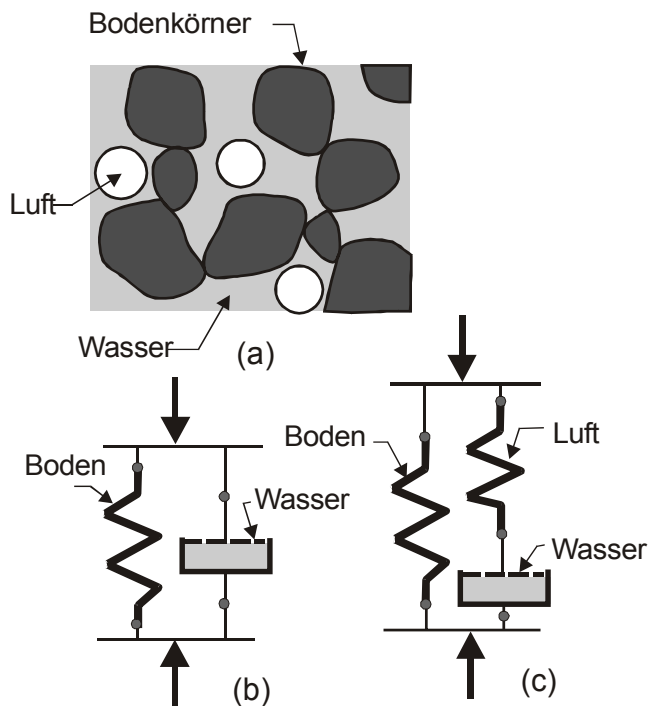


Bild 2a: I) Mikrostruktur eines ungesättigten Bodens unter Wasser
 II) mechanisches Modell für den voll gesättigten Boden
 III) mechanisches Modell für den ungesättigten Boden

Dies gilt auch unter undränierten Bedingungen. Die Kompressibilität β' der Wasser-Luft-Mischung ist nach Gleichung (1) zu beschreiben:

$$\beta' = S\beta_w + \frac{1 - S + hS}{p_a + p_0} \quad (1)$$

wobei:

S = Sättigungsgrad, β_w = Kompressibilität des Wassers ($4,58 \times 10^{-7} \text{ kPa}^{-1}$), h = Henry-Konstante (0,02) für die Lösbarkeit von Luft in Wasser, p_a = atmosphärischer Druck (Luftdruck), p_0 = Umgebungswasserdruck (ohne Luftdruck)

Hierbei wird vereinfachend der im Porenwasser jeweils herrschende Gasblasendruck gleich dem des angrenzenden Wasserdrucks angenommen, da keine Saugspannungen vorhanden sind und deshalb der mögliche Einfluss aus Kapillarität in erster Näherung vernachlässigt werden kann.

Die elastische Speicherung im wassergefüllten Porenmedium führt zur Dämpfung der Porenwasserdruckausbreitung im Boden, wodurch der Porenwasserüberdruck bestimmend wird für die Sicherheit gegen Abrutschen auf potentiellen Gleitflächen. Modellversuche und numerische Berechnungen haben gezeigt, dass die eindimensionale Konsolidationsgleichung benutzt werden kann, um die sich zeitlich verändernden Porenwasserdruckverteilungen im Untergrund zu beschreiben. Es konnte nachgewiesen werden, dass das Porenwasser einen beachtlichen Anteil von Gas (in einer Größenordnung zwischen 1 und 15 %) enthält, wodurch die Druckdämpfung im Boden erklärt werden kann. Die hierfür maßgebende Gleichung (2), (BIOT 1941), zur Beschreibung dieses Porenwasserdruckphänomens kann wie folgt angegeben werden:

$$k \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = n\beta' \gamma_w \frac{\partial \varphi}{\partial t} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (2)$$

wobei gilt:

β' [m ² /kN]	=	Kompressibilität des Porenwassers (Wasser-Luft-Gemisch)
ε [-]	=	volumetrische Dehnung im Boden
n [-]	=	Porenvolumen des Bodens
z [m]	=	Bodentiefe unterhalb der Grenze Wasser/Boden
t [s]	=	Verlaufszeit
φ [m]	=	Potentialhöhe
k [m/s]	=	Wasserdurchlässigkeit
γ_w [kN/m ³]	=	Wichte des Wassers

Bei Anwendung dieser Gleichung können Porenwasserdruckreaktionen im wasserdruckwechselbelasteten Boden sowohl in gekoppelten wie auch in nicht gekoppelten numerischen Berechnungen nachgewiesen werden. Das Maß der Stabilität von Böschungen wird hierbei in nicht unerheblicher Größe beeinflusst. Auch in anderen bodenmechanisch relevanten Nachweisen ist diese Gleichung von Bedeutung. Der Einfluss des Gasgehalts im Porenwasser sollte daher überall dort mehr Beachtung finden, wo Porenwasserdruckreaktionen aus extern, aber auch intern einwirkenden Druckänderungen zu erwarten sind. Besonders wichtig ist dieser Einfluss immer dann, wenn diese Belastungen mit schnell auf den Boden einwirkenden Druck- und Formänderungen verbunden sind. Im stationären Zustand herrscht überall im Boden ein Gleichgewicht aller angreifenden Kräfte. Im freien Wasser und in genügend durchlässigem Boden gleichen sich die Druckänderungen mit Schallgeschwindigkeit (quasi instantan) aus. Es treten keine transienten Druckgradienten und damit verbundene instationäre Strömungskräfte auf.

Anders verhält es sich beim Vorhandensein einer gasförmigen Phase. Dadurch, dass der Boden nun nicht mehr ideal wasserdurchlässig ist, besitzt das in den Porenräumen befindliche Wasser dann eine druckdämpfende Wirkung. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit von Druckänderungen wird vermindert. Kann die Porenwasserdruckanpassung einer äußeren Druckänderung nicht unmittelbar folgen, so entsteht für einen kurzen Zeitraum nach Eintritt der Belastungsänderung noch keine Porenwasserdruckänderung. Es bleibt ein in Abhängigkeit von der Tiefe überhöhter Wasserdruck erhalten, der Porenwasserüberdruck. Dieser baut sich im Laufe der Zeit mit einhergehender Verformung des Bodens wieder bis auf den Gleichgewichtswert ab. Die entstehenden instationären Druckgradienten führen zu Wasserströmungen in die gegenläufige Richtung zur einwirkenden Druckänderung. Das Porenwasser wird somit in der zur Druckänderung entgegen gesetzten Richtung durch die Bodenschichten gedrückt, so zum Beispiel vertikal nach oben, wenn eine Wasserdruckentlastung auf eine horizontale Bodeneintragsfläche einwirkt. In einem Böschungsuntergrund entsteht daher bei schneller äußerer Wasserdruckentlastung auch ein instationärer hydraulischer Druckgradient senkrecht zur Böschungsoberfläche.

Für die Größe des dabei entstehenden instationären Porenwasserüberdrucks $\Delta u(z,t)$ kann folgender vereinfachter Zusammenhang (3) in Abhängigkeit von der Tiefe z und der Zeit t angesetzt werden:

$$\Delta u(z,t) = \gamma_w z_A \left(1 - a(t) e^{-b(t) \cdot z}\right) \quad (3)$$

Dabei ist:

γ_w [kN/m³] Wichte des Wassers

z_A [m] Absink des Wasserspiegels

$b(t)$ [1/m] Porenwasserdruckparameter b , bestimmt den exponentiellen Druckverlauf über die Tiefe z und hängt von der Wasserdurchlässigkeit k des Bodens und der Absinkzeit t_A ab

$a(t)$ [-] Porenwasserdruckparameter a , hat annähernd die Größenordnung von eins und übt daher keinen entscheidenden Einfluss auf den Verlauf des Porenwasserüberdrucks aus

z [m] Tiefe im Boden unterhalb der Grenzfläche Wasser/Boden, jeweils senkrecht gerechnet von der maßgebenden Einwirkungsebene (Böschung oder Gewässersohle)

Der maßgebende Porenwasserdruckparameter b [1/m] ist eine Funktion von der Wasserdurchlässigkeit k [m/s], der Absinkzeit t_A [s], der Steifigkeit des Bodens E_s [kN/m²] und anderen hier nicht näher erläuterten Kennwerten. Die Größe dieses Parameters kann aus speziell aufgestellten Diagrammen zur Bestimmung des Porenwasserdruckparameters b nach (KÖHLER 2003a, 2003b) ermittelt werden.

Extern einwirkende Wasserdruckentlastungen, z.B. aus dem Wasserspiegelabsink z_A [m], können als schnell gewertet werden, wenn sie mit einer Absinkgeschwindigkeit v_{zA} [m/s] einhergehen, die größer ist als der maßgebende Wasserdurchlässigkeitsbeiwert k [m/s] des Bodens ($v_{zA} > k$). Die Absinkgeschwindigkeit v_{zA} [m/s] wird durch das Verhältnis aus dem Absink z_A [m] und der jeweiligen Absinkzeit t_A [s] bestimmt ($v_{zA} = z_A/t_A$).

Mit der einsetzenden Druckentlastung entsteht im Boden unter Wasser stets eine instationäre Porenwasserströmung, die von einem zeitlich und örtlich veränderlichen Potentiallinienfeld kontrolliert wird. Durch den gezielten Einsatz solcher Druckentlastungswirkungen sind bei geschickter Wahl der Entlastungsmethode auch stabilisierende Wirkungen im Boden zu erreichen, wie sie mit der nachfolgend beschriebenen Methode der Druckentlastungsbohrungen nachgewiesen werden konnte.

3 Beschreibung der angewandten Druckentlastungsmethode

Die vorgeschlagene Methode der Böschungsstabilisierung beruht auf dem Prinzip der Porenwasserdruckentlastung. Im allgemeinen wird oft angenommen, dass ein Drän sichtbar Wasser führen muss, um wirksam zu sein. Im Umkehrschluss wird oft fälschlicherweise argumentiert, dass ein trockener Drän nicht wirksam sein kann.

Bei der Beurteilung der Wirksamkeit eines Dräns ist jedoch zu beachten, dass insbesondere in gering durchlässigen Böden sogar die Entnahme geringster Wassermengen (z. B. Verdunstung von Bodenfeuchtigkeit im Dränrohr) einen Porenwasserdruckabbau in der unmittelbaren Umgebung des Dränrohres bewirkt.

Bislang wurde Porenwasserdruckabbau überwiegend nur als stationärer Vorgang aufgefasst, der in gering durchlässigen Böden jedoch erst nach sehr langer Zeit eintreten kann.

Um die Standsicherheit einer instabilen Böschung durch die Anordnung von Druckentlastungsbohrungen zu erhöhen, sind folgende Aspekte wesentlich: Ein Porenwasserdruckabbau kann unabhängig von der Neigung des Dränrohres und dem Wasserstand im Dränrohr erfolgen.

Darüber hinaus sind instationäre Zustände zwischen der ursprünglichen Porenwasserdruckverteilung und dem stationären Endzustand in die Betrachtung einzubeziehen. In den Entwurf der Hangstabilisierung sind Überlegungen einzuführen, die auf der Anwendung des Dreiphasensystems beruhen. Erläuterungen hierzu finden sich in den Abschnitten 2 und 5.

Aus diesen Erkenntnissen folgt, dass sogar in die Böschung hinein fallend geneigte Dränrohre und auch Dränrohre, die entweder ganz oder auch nur teilweise mit Wasser gefüllt sind, zum Porenwasserdruckabbau und damit zur Erhöhung der Böschungsstandsicherheit beitragen.

Selbstverständlich wird ein Dränrohr, das auch nach der Herstellung weiterhin trocken gehalten werden kann, effektiver zur Druckentlastung beitragen, weil der Atmosphärendruck damit direkt auf den zu entlastenden Boden über die gesamte Dränlänge der Bohrung einwirken kann.

In der unmittelbaren Umgebung des Dräns können sich darüber hinaus sogar Porenwasserdrücke unterhalb des Atmosphärendruckes (Saugspannungen) entwickeln, die eine zusätzliche Stabilisierungswirkung aktivieren können. Der Erfolg einer solchen Maßnahme hängt weitgehend davon ab, inwieweit die ursprünglich vorhandenen Porenwasserdrücke durch eine sinnvolle Anordnung der Dränrohre optimal reduziert werden können. Betrachtet man ein vollständig mit Wasser gefülltes Dränrohr, so ist das Potential im gesamten Dränrohr konstant. Das Potential wird ausschließlich von der geodätischen Höhe am Austrittspunkt des Dränrohres bestimmt (dies gilt unter der Voraussetzung, dass die Fließgeschwindigkeit im Dränrohr vernachlässigbar klein bleibt).

In einem Dränrohr, das mit Luft gefüllt ist (d. h. das aus dem Boden in das Rohr infiltrierende Wasser wird fortwährend abgepumpt) wird das örtliche Potential als die maßgebende hydraulische Randbedingung entlang des Dränrohres von der jeweiligen örtlichen geodätischen Höhe bestimmt.

In vielen praktischen Fällen erlauben diese Zusammenhänge eine hocheffektive Anordnung von Dränrohren im Bereich potentieller Scherzonen.

In Übereinstimmung mit dem Terzaghi-Prinzip erhöht sich durch die Vergrößerung der effektiven Spannungen die Standsicherheit der Böschung mit dem jeweils erreichten örtlichen Porenwasserdruckabbau entlang der Dränage. Das nachfolgende Bild 2b zeigt den zu erwartenden Porenwasserdruckabbau in einer schematischen Darstellung, wie er durch den Einbau der Druckentlastungsbohrungen zunächst sofort im unmittelbaren Bereich der potentiellen Scherfuge und später auch über die gesamte Höhe zu wirken beginnt, wodurch die effektiven Spannungen im Boden unmittelbar entlang der Scherfuge erhöht werden.

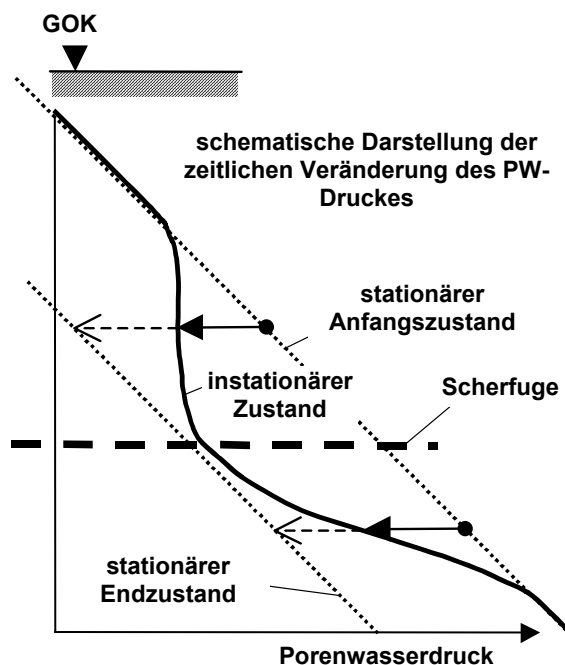


Bild 2b Schematische Darstellung der zeitlich veränderlichen Wasserdruckänderung in der potentiellen Scherfuge als Folge des Einbaus der schräg in die Böschung hineinreichenden Druckentlastungsbohrungen (hydrostatische Anfangs- und Endzustände sowie die sofort einsetzende instationäre Porenwasserdruckentlastung im unmittelbaren Umgebungsbereich der Dränrohre)

4 Eignungsprüfung

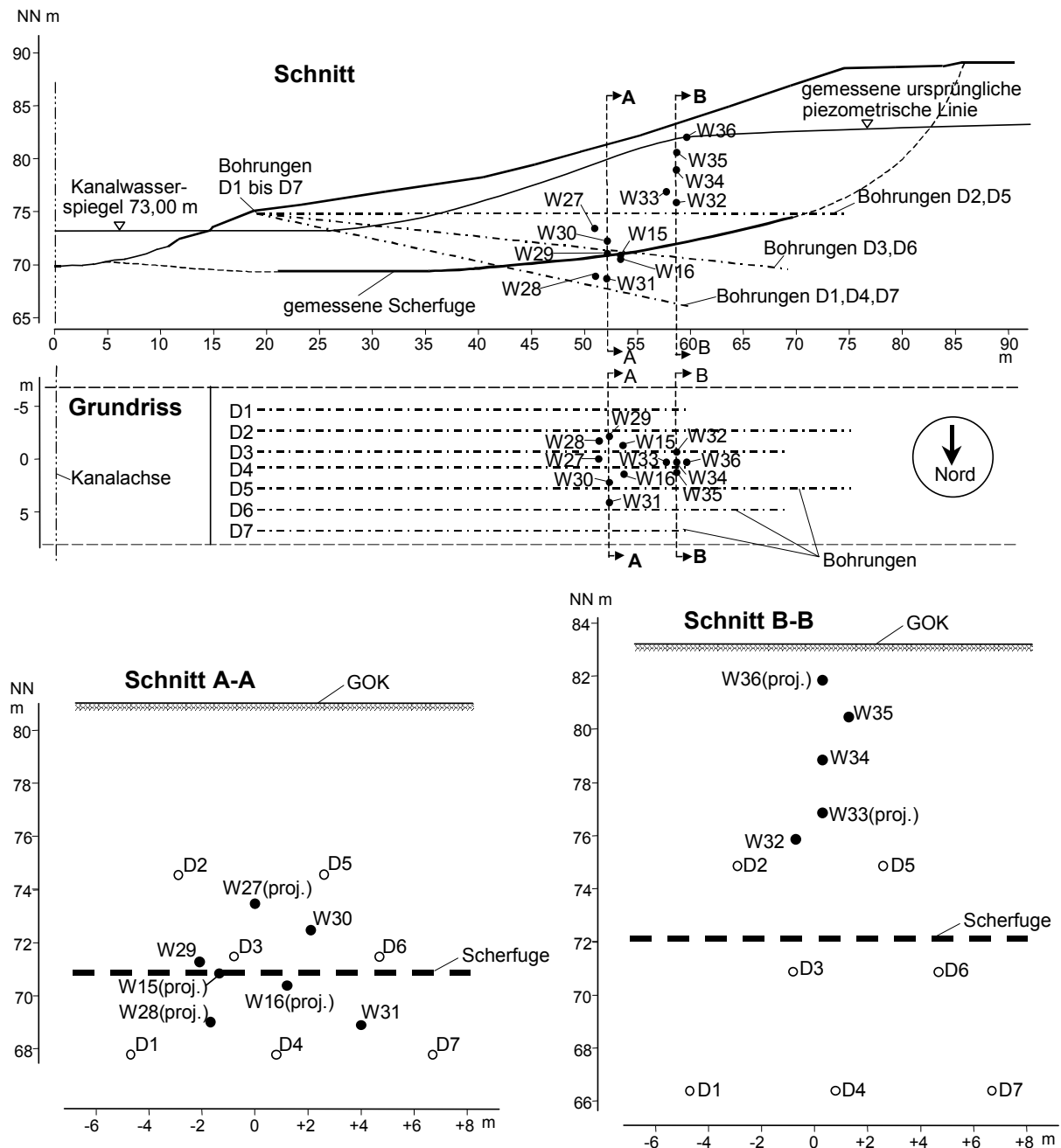


Bild 3: Lage der Druckentlastungsbohrungen (D) und der Porenwasserdrucksensoren (W), Grundriss und Schnitte

Eine Eignungsprüfung wurde entworfen und durchgeführt, um die Wirksamkeit der vorgeschlagenen Sanierungsmaßnahme nachzuweisen. Dazu wurde ein Testfeld ausgewählt, das sich in einem Bereich befindet, wo bereits über mehrere Jahre hinweg Böschungsbewegungen dokumentiert wurden. Die bestehenden Messeinrichtungen wurden zur Durchführung der Eignungsprüfung genutzt, nachdem zusätzliche notwendige Erweiterungen durchgeführt wurden.

In der gefährdeten Böschung wurden Druckentlastungsbohrungen in drei verschiedenen Neigungen fächerartig hergestellt. Bild 3 zeigt den Grundriss sowie verschiedene Schnitte. Jede der drei verschiedenen geneigten Bohrpositionen wiederholt sich im Abstand von etwa 6 m. Die Anordnung der Bohrungen wurde hinsichtlich eines möglichst effektiven Porenwasserdruckabbaus im Bereich der Scherfuge optimiert.

Die im Messquerschnitt bestehende Anordnung der Sensoren wurde durch zusätzliche Porenwasserdrucksensoren erweitert, die zwischen den (zum damaligen Zeitpunkt noch nicht vorhandenen) Druckentlastungsbohrungen eingebaut wurden. Es war beabsichtigt, die Sensoren in möglichst großer Entfernung zu den Druckentlastungsbohrungen zu positionieren, um sicherheitshalber an Stellen zu messen, die am geringsten von der Druckentlastung beeinflusst werden.

Dieser Aspekt ist in Schnitt A-A (Bild 3) dargestellt.

Trotz hohem Aufwand hinsichtlich der Lage- und Richtungsgenauigkeit der Bohrungen, waren Abweichungen bei der Ausführung der Bohrungen unvermeidbar, was bei der Interpretation der Messdaten zu berücksichtigen ist.

Die verwendeten Porenwasserdrucksensoren sind Absolutdruckaufnehmer. Vor dem Einbau wurde die Funktion eines jeden Sensors separat geprüft. Die Messgeber befinden sich in Hüllrohren und sind grundsätzlich wieder ausbaubar. Wie an anderer Stelle schon beschrieben (KÖHLER & FEDDERSEN, 1991), wurde ein in der BAW entwickeltes und inzwischen jahrzehntelang bewährtes Porenwasserdruckmesssystem unter Verwendung von Drehpackern eingesetzt, mit welchem die Porenwasserdrücke im Untergrund mit großer Genauigkeit und Zuverlässigkeit gemessen werden können.

Die Porenwasserdrucksensoren wurden schon Monate vor Einbau der Druckentlastungsbohrungen installiert, um zu gewährleisten, dass die während der Herstellungsphase gemessene Porenwasserdruckentlastung repräsentativ erfasst werden konnte.

Die Druckentlastungsbohrungen wurden bis zu einer Länge von etwa 55 m in die Böschung hineinreichend hergestellt. Obwohl erwartet werden konnte, dass das Bohrloch ($d = 178 \text{ mm}$) temporär standsicher sein würde, wurde aus Gründen einer nachhaltigen Qualitätskontrolle eine durchgehende Verrohrung eingebaut.

Eine Spülung der Bohrungen mit Flüssigkeit wurde nicht zugelassen. Stattdessen wurde das Bohrgut mit Pressluft gefördert. Nach Fertigstellung der Bohrung wurde ein Dränrohr in das Bohrloch eingeschoben.

Das Dränrohr besteht aus PE, Stangenlänge 6 m, DN 100 mm, Typ R2 (nach DIN 4262-1, Ausgabe 2001). Die quasi horizontalen Bohrungen D2 und D5 wurden mit Teilsickerrohren (LP) ausgestattet, die restlichen Bohrungen wurden mit Vollsickerrohren (TP) bestückt. Vor dem Einbau wurden die Dränrohre mit einem geeigneten geotextilen Filter aus Polypropylen (PP) ummantelt.

Nachdem das Dränrohr in die Bohrung eingeschoben war, wurde die Verrohrung gezogen. Im Bereich des Austrittspunktes des Dräns wurde ein Vollrohr aus PP angeordnet.

5 Abschätzung der Porenwasserdruckreduktion

Vor der Durchführung der Eignungsprüfung wurden Überlegungen angestellt, um die Geschwindigkeit der zu erwartenden Porenwasserdruckreduktion abzuschätzen. Zur rechnerischen Abschätzung der Porenwasserdruckreduktion wurde ein handelsübliches zweidimensionales (2-D) Finite-Elemente(FE)-Grundwasser-Programm (GGU: Gwinsta 4.02 und GW2 7.54) verwendet. Um das grundsätzliche Verhalten abzubilden, wurde statt der drei vorgesehenen Bohrlochneigungen vereinfachend nur eine Neigung im numerischen Modell untersucht. Das Bild 4 zeigt die Geometrie des Modells sowie ein Beispiel von Äquipotential-Linien, die einen instationären Zustand beschreiben. Es ist deutlich erkennbar, dass entlang eines wesentlichen Abschnittes der Scherzone der Porenwasserdruckabbau bereits stattgefunden hat, während die Lage der ursprünglichen piezometrischen Linie noch keinerlei Änderung erfahren hat.

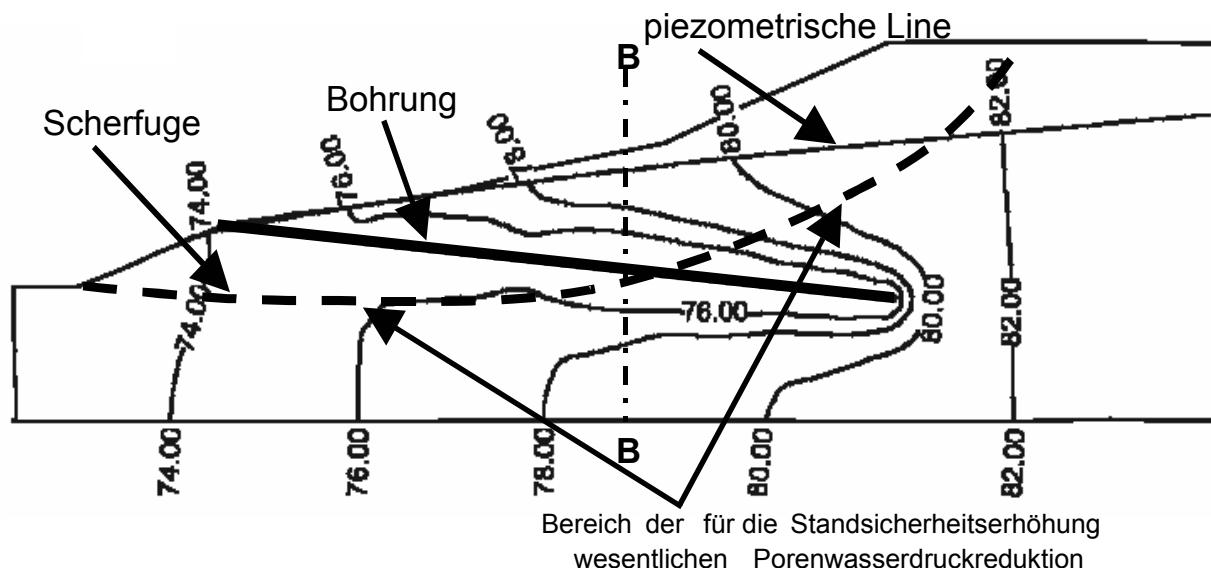


Bild 4: Instationäre Potentialverteilung im Bereich eines flächig ausgebildeten Druckentlastungsdräns, Ergebnis einer FE-Berechnung

Die dargestellte Berechnung beruht auf folgenden Annahmen:

- Nicht gekoppelte Berechnung (Steifigkeit E_s und Wasserdurchlässigkeit k des Bodens beeinflussen sich gegenseitig nicht und werden als konstant angenommen)
- Der Boden unter Wasser wird als Drei-Phasen-Porenmedium angesetzt (auch unterhalb des Wasserspiegels ist der Boden noch ungesättigt bzw. nur nahezu gesättigt)

Diese Annahmen lassen Abschätzungen auf der sicheren Seite zu, d.h. die Geschwindigkeit des mit dem Dreiphasenmodell berechneten Porenwasserdruckabbaus im Boden unter Wasser erfolgt

langsamer als es in der Eignungsprüfung während der Feldmessungen infolge der mit dem Bohren zusammenhängenden Bodenverformungen im unmittelbar angrenzenden Bodenbereich zu erwarten war. Weiterhin herrscht während der gesamten Herstellung der Druckentlastungsbohrungen entlang der Bohrlochwandung der Atmosphärendruck, wodurch ein schnell wirkender Druckabbau unmittelbar auf den Boden- und Umgebungsbereich der Bohrung einwirkt.

Während und insbesondere nach Herstellung der Druckentlastungsbohrung stellen sich im Bodenbereich in unmittelbarer Umgebung zur Bohrung instationäre Porenwasserdruckverhältnisse ein, die örtlich und zeitlich veränderlich sind. Schon geringfügige Wassermengenausstritte genügen, um einen deutlichen Druckabbau in der Porenflüssigkeit des Bodens zu bewirken.

Die Entlastungsgeschwindigkeit v dieses Porenwasserdruckabbaus kann im Verhältnis zur hydraulischen Durchlässigkeit des Tonbodens ($k = 1 \cdot 10^{-10}$ m/s) als schnell bezeichnet werden ($v \gg k$). Es bleibt damit ein Porenwasserüberdruck im Boden bestehen, der entsprechend der erforderlichen Konsolidierungszeit nur langsam abgebaut werden kann. In einem solchen Zustand ist es gerechtfertigt, den noch wasserüberdruckbehafteten Boden hydraulisch wie einen gespannten Aquifer zu modellieren. Setzt man daher die hydraulischen Randbedingungen an, wie sie bei der Grundwassermodellierung für einen gespannten Grundwasserspiegel berücksichtigt werden, lassen sich die instationären Porenwasserdruckfelder numerisch berechnen. Für die Berechnung des anzusetzenden spezifischen Speicherkoefizienten S_s [1/m] wurde mit einer dränierbaren Porosität $n = 0,2$ und einem Sättigungsgrad von $S = 0,9$ gerechnet.

Mit diesen Kennwerten wurde ein mittlerer spezifischer Speicherkoefizient $S_s = 0,0035 \text{ m}^{-1}$ in die instationäre Grundwassermodellierung zur Ermittlung des Porenwasserdruckabbaus als Folge der Dränbohrungen eingeführt.

Die verwendete Speicherkoefizientengleichung lautet:

$$S_s = \gamma_w (1/E_s + n \beta') \quad (4)$$

mit

$$\beta' = 5 \times 10^{-7} \text{ m}^2 \text{ kN}^{-1} + (1-S)/(p_{atm.} + p_{hyd.}) \quad (5)$$

wobei:

γ_w = Wichte des Wassers, $1/E_s$ = Kompressibilität des Bodens, β' = Kompressibilität des Wasser-Gas-Gemisches, $p_{atm.}$ = mittlerer Atmosphärendruck, $p_{hyd.}$ = mittlerer Porenwasserdruck in der betreffenden Tiefe z im Boden unterhalb des Wasserspiegels

Damit wurden die örtliche und zeitliche Entwicklung der Potentiale errechnet (KÖHLER et al. 2002).

Die im Bild 5 dargestellten Ergebnisse beziehen sich im Schnitt B-B (vergl. auch Bild 4) auf drei ausgewählte Punkte, die im Abstand von 1,2 m, 2,5 m und 4,0 m von der Bohrebene entfernt liegen. Der Schnitt B-B wurde lagemäßig so gewählt, dass er der Lage des Schnitts A-A aus Bild 3 entspricht. Der Porenwasserdruckabbau in Abhängigkeit vom Ort und der Zeit sind dargestellt. Auch in größeren Abständen von der Bohrebene entfernt werden noch Porenwasserdrücke abgebaut.

Jedoch sind die absoluten Größen der errechneten Ergebnisse zum Porenwasserdruckabbau aus den nachfolgend genannten Gründen mit Unsicherheiten behaftet:

- Die statische Entlastung und die damit einhergehende Verformung des Bodens infolge des Bohrvorgangs wurde in der numerischen Simulation noch nicht berücksichtigt (ungekoppelte berechnung).

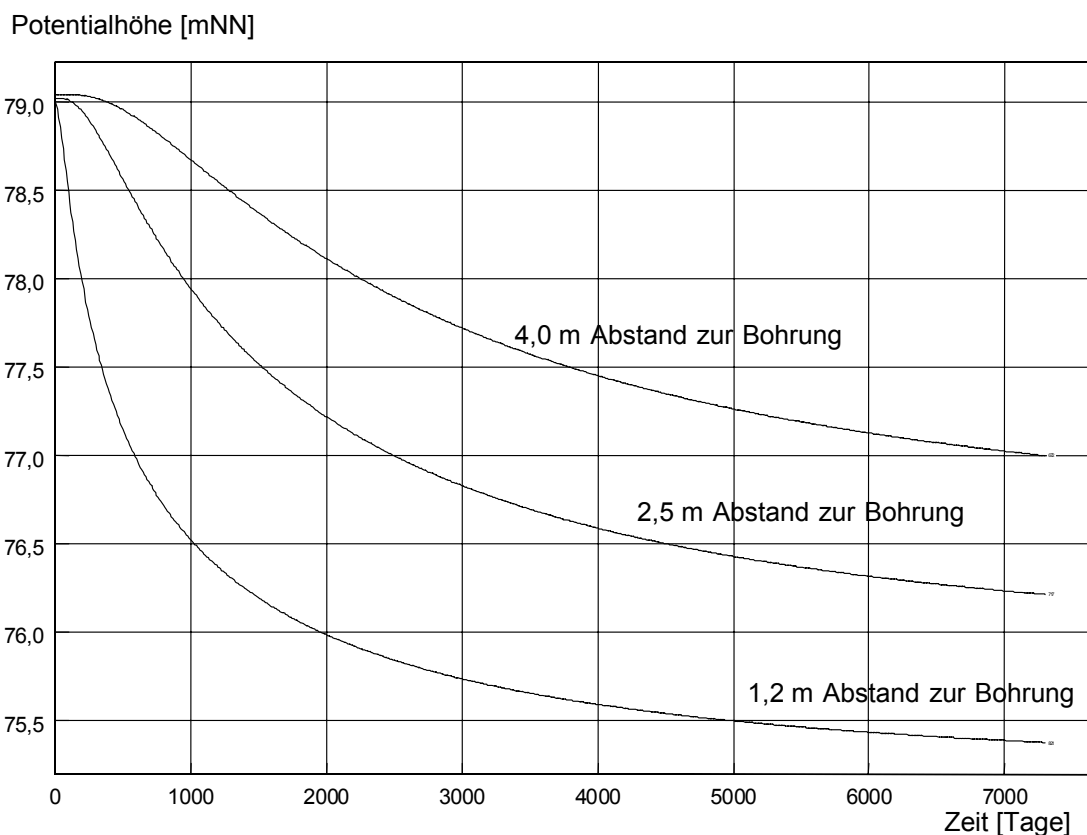


Bild 5: Potentialabbau an ausgewählten Punkten in Schnitt B-B (siehe Bild 4), Ergebnis einer FE-Berechnung

- Die Verwendung eines 2-D Modells berücksichtigt eine flächig ausgebildete Dränschicht. Tatsächlich kommen jedoch einzelne Dränbohrungen zur Ausführung, die in ihrer raumzeitlichen Wirkung örtlich und zeitlich voneinander abweichende Druckentlastungswirkungen im Untergrund auslösen, die mit dem Ansatz einer Flächendränage nur näherungsweise abgebildet werden können.
- Im Modell wird eine homogene und konstante Wasserdurchlässigkeit des Baugrundes angenommen, der Einfluss möglicher Kluftsysteme wurde nicht gesondert berücksichtigt.

- Der Ansatz des maßgebenden spezifischen Speicherkoeffizienten S_s bezieht sich auf einen homogenen Boden im elastischen Spannungszustand (keine Plastifizierungen).

Die so durchgeführten Berechnungen zeigen trotz dieser nicht ganz genauen Annahmen, wie es zu erwarten war, eine sofort einsetzende und relativ große Reduktion der ursprünglichen Porenwasserdrücke. Ein Vergleich der gemessenen mit den berechneten Porenwasserdruckentwicklungen ist aus den oben genannten Gründen deshalb auch nur begrenzt möglich. Trotz dieser Unwägbarkeiten waren jedoch wesentliche Abschätzungen zum Porenwasserdruckabbau auch schon in der Vorhersage möglich. Es bot sich im vorliegenden praktischen Untersuchungsstadium daher an, die rechnerisch vorhergesagte Porenwasserdruckreduktion im Feldversuch auch direkt an Hand einer vor Ort durchzuführenden Eignungsprüfung zu kontrollieren.

6 Ergebnisse der Porenwasserdruckmessungen

Während des Bohrvorganges blieben die meisten Bohrungen zunächst trocken. Nachdem das Bohrloch D1 etwa 40 m tief abgeteuft war, wurde beobachtet, dass Wasser (etwa 20-30 l/h) aus dem Bohrloch strömte. Als das Bohrloch D4 eine Tiefe von etwa 20 m erreichte, strömte Wasser auch aus diesem Bohrloch mit etwa der gleichen Durchflussmenge und die Bohrung D1 versiegte unmittelbar danach. Diese Beobachtung lässt auf die Existenz der schon erwähnten wasserführenden Schichten (Tonsteinbänder) schließen, die gelegentlich im Ton eingelagert sind. Eine weitere Beobachtung, die diese Erklärung stützt, ist ein über den gesamten Messzeitraum beobachteter, systematisch variierender Porenwasserdruck, der von Sensor W30 gemessen wurde. Vermutlich befindet sich dieser Sensor in oder in nächster Nähe eines solchen wasserführenden Tonsteinbandes. Die Daten dieses Sensors sind in Bild 6 deshalb hier nicht dargestellt, da sie für die Gesamtwirkung der zu messenden Porenwasserdruckentlastung keine wesentliche Bedeutung besitzen.

Bei gelegentlich durchgeführten Ortsbesichtigungen wurden die aus den Dräns ausfließenden Wassermengen dokumentiert. Die Wasserspenden variieren mit der Jahreszeit. In den Bohrungen D2 und D6 wurden Mitte Dezember 2002 maximale Spenden von je 10 l/h beobachtet. Die meisten übrigen Bohrungen liefern nur gelegentlich Wasser. Einige der Bohrungen sind relativ hoch mit Wasser gefüllt, wobei noch nicht abschließend zu klären war, ob es sich hierbei nicht auch um von der Oberfläche her eingedrungenes Wasser handeln könnte. Bild 6 zeigt die zeitliche Entwicklung der Porenwasserdrücke, die während der Eignungsprüfung gemessen wurden. Die dargestellten Daten wurden aus den Originalmessungen, die alle 30 Minuten durchgeführt wurden, zufällig herausgegriffen. Von den Messdaten wurde der jeweils herrschende Luftdruck abgezogen, wobei vereinfachend angenommen wurde, dass 100% des Luftdruckes bereits am jeweiligen Messpunkt wirksam war. Wie bereits an anderer Stelle beschrieben (KÖHLER et al.1999b) kann nicht immer vorausgesetzt werden, dass sich Änderungen des Atmosphärendruckes (Luftdruck) im Boden sofort und in voller Größe über die Bodentiefe mitteilen.

Die verzögerte Druckausbreitung kann in Abhängigkeit von der Bodendurchlässigkeit k und der Geschwindigkeit der Luftdruckänderung $v_{zA(atm)}$ wesentlichen Einfluss auf die tatsächlich wirkenden Porenwasserdruckverhältnisse im Boden erlangen. Um solche Einflüsse weitgehend auszuschalten, wurden bei der Auswertung und Darstellung in Bild 6 keine Messdaten verwendet, die während schnell einwirkender Luftdruckschwankungen angefallen sind. Es wird darauf hingewiesen, dass die dargestellten Messergebnisse aus dem genannten Grund mit einem Fehler von bis zu $\pm 0,1$ m WS behaftet sein können, was jedoch bezüglich der grundlegenden Aussagen dieses Beitrages ohne Bedeutung ist.

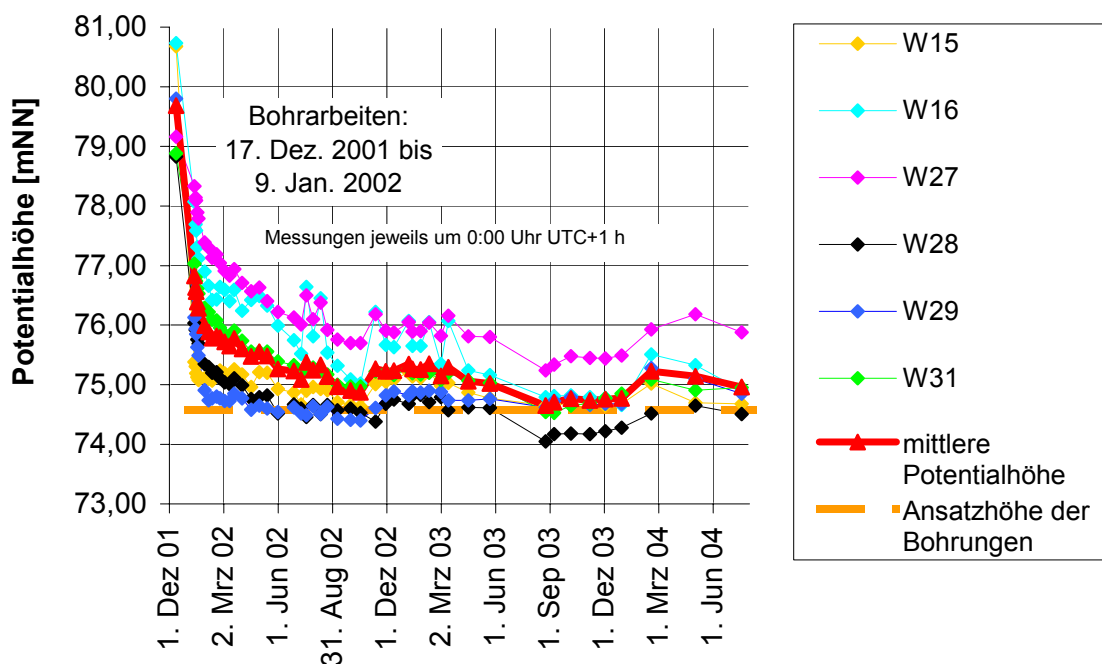


Bild 6: Ergebnisse der Porenwasserdruckmessungen, zeitliche Entwicklung im Bereich der Druckentlastungsbohrungen

Vor Beginn der Bohrarbeiten wurden in der Böschung hohe und relativ stabile Porenwasserdrücke beobachtet. Daraus wurde die in Bild 3 dargestellte piezometrische Linie ermittelt, die in der allgemeingültigen ingenieurmäßigen Beschreibung auch als „ $p=0$ -Linie“ oder „Sickerlinie“ bezeichnet wird.

Die Arbeiten zur Herstellung der Druckentlastungsbohrungen erfolgten zwischen dem 17. Dezember 2001 und dem 9. Januar 2002, mit einer Arbeitsunterbrechung zwischen Weihnachten und Neujahr. Während der Bohrarbeiten waren große Veränderungen (nach oben als auch unten) bei den Porenwasserdrücken zu verzeichnen, was hauptsächlich auf Volumenänderungen in den Bodenbereichen nahe der jeweiligen Bohrtrasse aufgrund des Bohrvorganges zurückzuführen ist.

Es wird betont, dass die vorherrschenden ungestörten hydraulischen Verhältnisse im Boden durch die Installation der Druckentlastungsbohrungen zwangsläufig grundlegend verändert wurden, indem verschiedene im Boden vorhandene Schichtwassersysteme durch die eingebrachten Bohrungen nachträglich künstlich miteinander verbunden wurden.

Mit der Installation der Bohrungen wurde deshalb das Verhalten der Böschung in hydraulischer Hinsicht auch grundlegend verändert. Nach Abschluss der Bohrarbeiten wurde eine beachtliche Porenwasserdruckreduktion beobachtet. Schon das Ziehen der Verrohrung verursacht eine gewisse Volumenänderung im Boden mit gleichfalls einhergehender Porenwasserdruckreduktion. Auch wasserführende Kalksteinbänke, die von den Bohrungen durchfahren wurden, können jetzt entwässern.

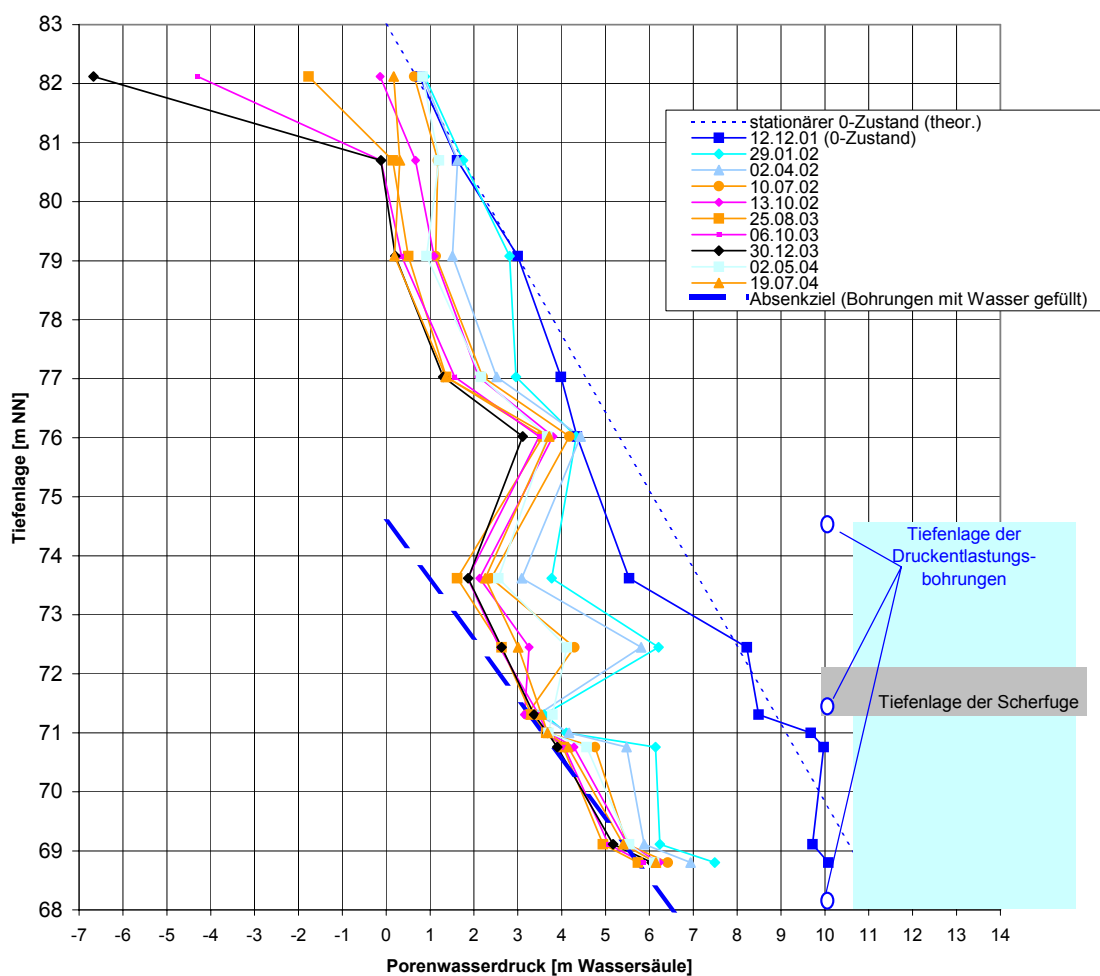


Bild 7: Messergebnisse der Sensoren aus Schnitt A-A und B-B (siehe Bild 3)

Das Bild 6 zeigt im Zeitraum nach Ausführung der Bohrarbeiten bis ungefähr Mitte Oktober eine bemerkenswerte Phase von im Mittel tendenziell ständig abnehmenden Porenwasserdrücken. Diese Phase kann mit den Ergebnissen der numerischen Berechnungen aus Abschnitt 5 unmittelbar verglichen werden.

Die relativ kleinen und nur temporär auftretenden Anstiege im Februar und April könnten auf Regenperioden zurückgeführt werden. Größere Anstiege im Juli und August sind in Verbindung mit extremen Niederschlagsituationen zu sehen, die in Deutschland anderswo zu großen Flutschäden geführt haben. Beginnend im November 2002 bis in das Frühjahr 2003 hinein wurde ein Anstieg der Porenwasserdrücke um durchschnittlich rund 5 kPa gemessen, was auf nasse Winterbedingungen hinweist. Für den Entwurf der zukünftigen Sanierungsmaßnahmen ist es deshalb von Bedeutung, diese jahreszeitlichen Schwankungsbereiche der Porenwasserdrücke auch noch nach der Sanierung hinreichend beurteilen zu können. Auch aus diesem Grund wurden die Messungen kontinuierlich weitergeführt. Wesentlich ist der im Bild 7 dargestellte relativ schnelle Porenwasserdruckabbau, der im Bereich der Scherzone durch die Druckentlastungsbohrungen ausgelöst wurde. Oberhalb der Druckentlastungsbohrungen tritt eine Veränderung der ursprünglichen Porenwasserdrücke nur mit größerer Verzögerung ein, was sich jedoch auf die globale Standsicherheit der Böschung nicht auswirkt.

7 Stabilisierung durchströmter Deichböschungen

Vergleichsuntersuchungen zur Standsicherheit von durchströmten Deichböschungen im Hochwasserfall von außergewöhnlicher Höhe und Dauer haben gezeigt, daß die Methode der Wasserdruckentlastung mittels luftseitig angeordneter Drainbohrungen ein geeignetes Sicherungsverfahren von gefährdeten Deichböschungen sein kann (KÖHLER et al. 2002a, 2002b und SCHULZE & KÖHLER, 2003).

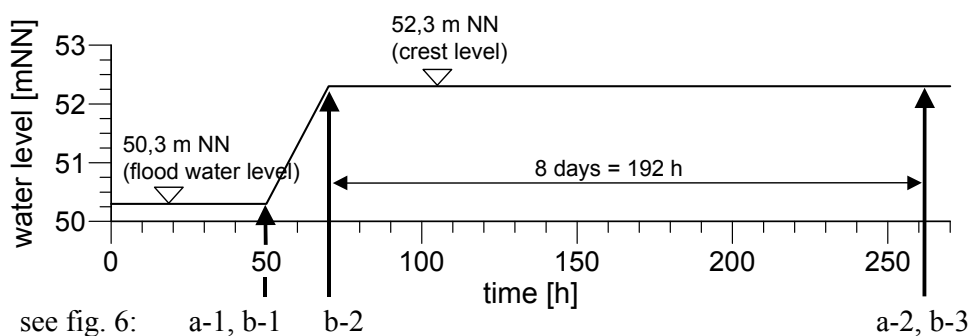


Bild 8 : Zeitlicher Verlauf der Hochwasserstände am betrachteten Deichprofil (vergl. auch Abb. 9) mit einem Anstieg des Hochwassers von ursprünglich 50,3 m NN bis auf Höhe der Deichkrone von 52,3 m NN innerhalb von 20 Stunden, mit einer anschließenden Dauer von mehr als 8 Tagen

Im Bild 8 wird der angenommene zeitliche Verlauf eines extrem hoch ansteigenden Hochwassers angezeigt, das über das hier häufig zu erwartende Hochwasserniveau von 50,3 m NN sogar bis unmittelbar auf Höhe der Dammkrone von 52,3 m NN innerhalb von 20 Stunden ansteigt und danach über eine Dauer von mehr als acht Tagen auf diesem Niveau verharrt. Belastungszustände dieser Art

sind normalerweise nicht zu erwarten. Aber auch in solch extremen Belastungssituationen sollte ein Deich standsicher bleiben.

Wir alle kennen die immer wieder zum Einsatz kommenden Notsicherungsmaßnahmen, wenn gefährdete Deiche durch das Auftragen von Sandsäcken auf der luftseitigen Deichböschung vorübergehend gesichert werden müssen. Unter Gefahr von Leben und Gut wird dann eifertig versucht, die Gefahr abzuwenden, zu der es durch geeignete Bauwerksplanung und entsprechende Sicherungsvorkehrungen gar nicht erst kommen sollte.

Wenn aus Kostengründen aufwendige Dammsanierungen bestehender Hochwasserdeiche vorläufig entfallen müssen, könnte die hier beschriebene Methode zur Anwendung von Druckentlastungsbohrungen eine sinnvolle Hochwassersicherung gefährdeter Deichabschnitte ermöglichen.

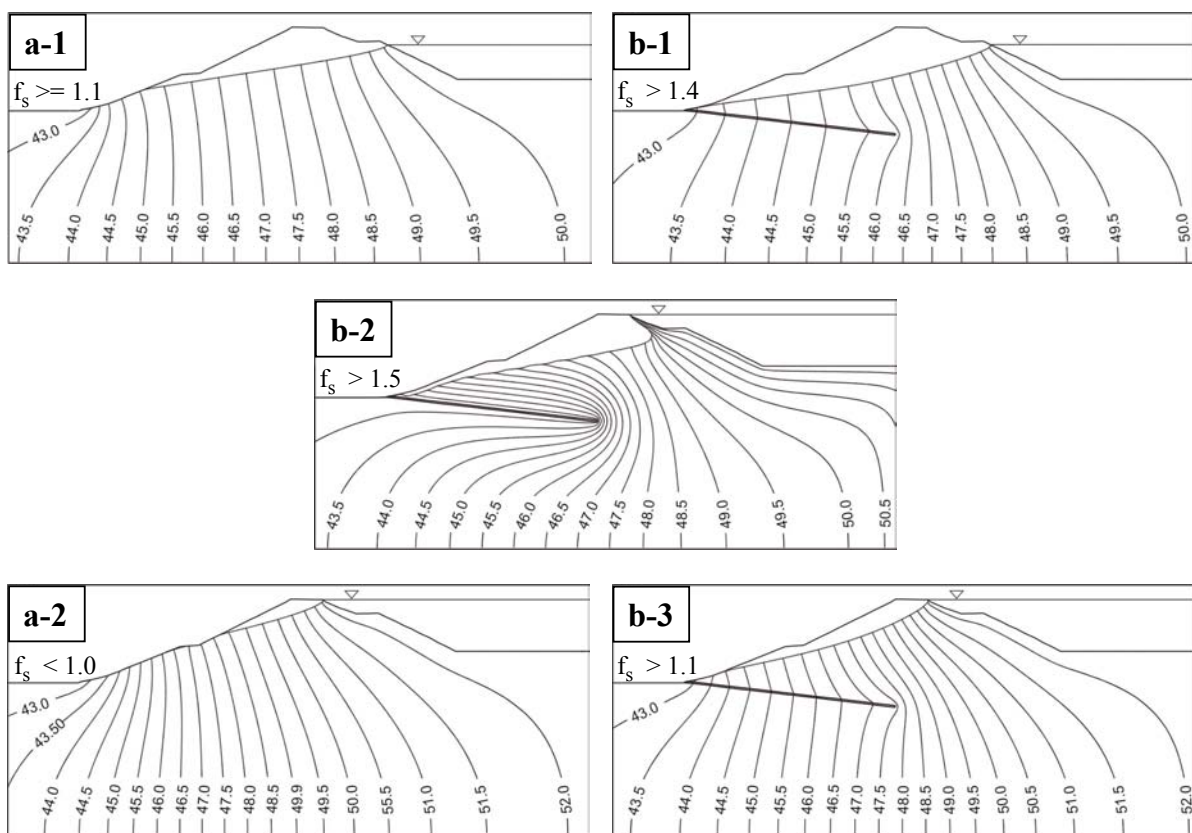


Bild 9: Verschiedene Durchströmungszustände am betrachteten Deichprofil (homogene Bodenverhältnisse) bei unterschiedlichen Hochwasserständen, mit und ohne Druckentlastungsbohrungen, im stationären Zustand (Fall a-1 und b1 sowie Fall a-2 und b-3) als auch im instationären Zustand (Fall b-2), unmittelbar nach Anstieg des Hochwassers von ursprünglich 50,3 m NN bis auf Dammkronenhöhe von 52,3 m NN mit nachträglich, bzw. auch während des Hochwasseranstiegs, installierten Druckentlastungsbohrungen am luftseitigen Böschungsfuß.

Das Bild 9 beschreibt in vereinfachter Form verschiedene Durchsickerungszustände eines bestehenden Deichprofils aus homogenen Bodenverhältnissen (Untergrund und Dammaterial besitzen gleichartige hydraulische Eigenschaften).

In den Teilbildern a-1 und b-1 werden die Zustände einer stationären Durchströmung des Deiches im Ausgangszustand eines schon ausreichend lang andauernden Hochwasserstandes von 50,3 m NN gezeigt. Die linke Abbildung a-1 gilt für eine Deichböschung ohne zusätzliche Sicherungsvorkehrungen, die rechte Abbildung b-1 zeigt analog hierzu den stationären Durchströmungszustand, wenn schräg in den Deich eintauchende Druckentlastungsbohrungen am luftseitigen Böschungsfuß installiert wurden, die im dargestellten Fall wie ein schräg verlegter Flächenfilter wirken.

Das Teilbild b-2 verdeutlicht einen instationären Durchströmungszustand, der von den während des Hochwasseranstiegs auf 52,3 m NN nachträglich installierten Druckentlastungsbohrungen sofort beeinflusst wird und damit die Deichsicherheit unmittelbar nach Installation ganz maßgeblich verbessert.

Die Sicherheit des Deichprofils bei Hochwasseranstieg auf 52,3 m NN wäre ohne Druckentlastungsbohrungen nicht mehr zu gewährleisten. Mit der sofort nach Installation einsetzenden Drainwirkung dieser Bohrungen wächst die Dammsicherheit gegen Böschungsbruch vorübergehend sogar auf Werte von mehr als $f = 1,5$ an (vergl. Bild 9, Fall b-2). Hält dieser Hochwasserzustand auf 52,3 m NN über mehr als 8 Tage an und der stationäre Durchströmungszustand könnte erreicht werden (Bild 9, Fall b-3), wäre auch für diesen extremen Belastungszustand eine gerade noch ausreichende Böschungsstandsicherheit von $f > 1,1$ eingehalten, während das betrachtete Deichprofil ohne zusätzliche Sicherungsmaßnahmen keine Sicherheit mehr gegen Böschungsbruch besitzen würde.

Voraussetzung für die ausreichende Wirksamkeit dieser Drainwirkungen wäre, daß eine 100-fach größere Wasserdurchlässigkeit der verwendeten Filtermaterialien innerhalb der Druckentlastungsbohrungen gegenüber dem anstehenden Bodenmaterial, das entwässert werden soll, auch auf Dauer zu gewährleisten wäre.

Im Vergleich zu den im normalen Durchsickerungsfall ohne Druckentlastungsbohrungen anfallenden Durchströmungswassermengen würde der Sickerwasseranfall durch die Installation der Druckentlastungsbohrungen um nicht mehr als 50 % ansteigen. Dieser vergleichsweise geringfügige Mehranfall von Sickerwasser sollte aber kein wirklicher Hinderungsgrund sein, eine solche zusätzliche Sicherungsvorkehrung gegen diesen extremen Hochwasserfall anzuwenden.

Falls die Drainbohrungen als langfristig angelegtes Sicherungselement schon bereits vorinstalliert wurden, bevor der Hochwasserfall eintreten kann, würde der in Fall b-2 und Fall a-2 die Standsicherheit sehr gefährdende Durchsickerungszustand gar nicht mehr auftreten können. Eine Aufsättigung des Dammprofils bis zu der jeweils dargestellten Höhe wäre nicht mehr möglich. Der für den Deich gefährlichste Standsicherheitszustand wäre dann nur noch der in Fall b-3 dargestellte Durchsickerungszustand.

Um die Effizienz dieser Deichsicherungsmethode mittels Drainbohrungen im Vergleich zu üblichen Standards noch mehr verdeutlichen zu können, sind an einem zusätzlichen Beispiel der Belastungsfall

einer stationären Durchsickerung an einem homogenen Flussdeich (Bodenmaterial: Sand) mit 2 m Kronenhöhe und beidseitigen Böschungs-neigungen von jeweils 1:3 für die Fallbeispiele a bis c im Bild 10 dargestellt.

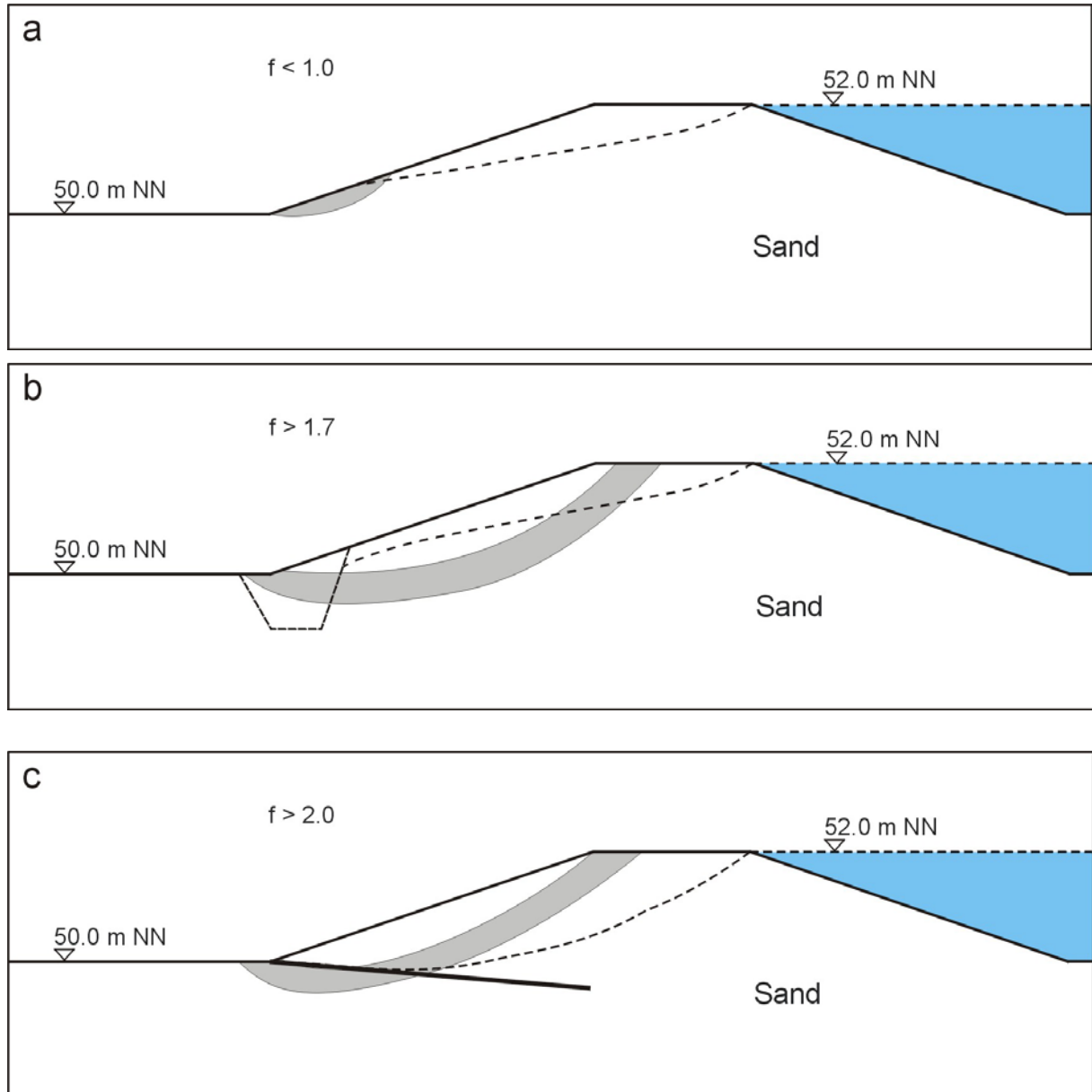


Bild 10: Fallbeispiele a bis c an einem Flussdeich mit 2 m Kronenhöhe

Die in Bild 10 dargestellten Fallbeispiele a bis c wurden mit einem FE-Programm (Plaxis) für die jeweiligen stationären Durchströmungszustände hinsichtlich ihrer Böschungsstandsicherheit berechnet.

Der Fall a beschreibt einen Durchsickerungszustand ohne zusätzliche Sicherungselemente. Die örtliche Standsicherheit des Dammpfils wäre auch in diesem Fall a nicht gewährleistet.

Im Durchströmungsbeispiel (Fall b) mit einer Böschungsfußdrainage steigt die zu gewährleistende Standsicherheit gegen Böschungsbruch auf $f \geq 1,7$ an.

Im Fallbeispiel c ist das Ergebnis dieser Berechnung für die Sicherungsmethode mit Hilfe der Druckentlastungsbohrungen dargestellt. Die Standsicherheit der luftseitigen Böschung steigt hier sogar auf $f > 2,0$ an.

8 Schlussbemerkungen und Ausblick

Das Dreiphasenmodell für den Boden unter Wasser wurde verwendet, um unter Annahme homogener Bodenverhältnisse instationäre Porenwasserdruckverteilungen abzuschätzen. Der vorhergesagte Porenwasserdruckabfall am Beispiel einer Einschnittsböschung wurde durch Feldmessungen bestätigt. Sowohl die Ergebnisse der numerischen Berechnungen als auch die Feldmessungen ermutigen zur Anwendung von Druckentlastungsbohrungen, auch in wenig durchlässigen Böden. Die Wirkung von in den Hang hinein geneigten Dräns wurde erläutert. Die angestrebte, möglichst direkt dränierende Wirkung in der potentiellen Scherzone wurde erreicht.

Das Prinzip solcher Sicherungskonzepte kann zur Erhöhung der Standsicherheit eines Hanges aber auch an hochwasserbelasteten Deichböschungen eingesetzt werden. Mit der Installation der Druckentlastungsbohrungen wurden im vorliegenden Fall der instabilen Einschnittsböschungen die Hangbewegungen nahezu vollständig gestoppt. Die Messungen werden zur Zeit weitergeführt, um auch das Langzeitverhalten dieser Böschung weiterhin kontinuierlich zu dokumentieren.

Für eine praktische Anwendung der vorgeschlagenen Sicherungsmethode sollten weitere technologische Entwicklungsmöglichkeiten einbezogen werden. Hierzu zählen z.B. das auszuwählende Bohrverfahren, die Erfordernis einer ständigen Verrohrung, Wahl des Dränrohres und vieles andere mehr. Dränrohre sind in gering durchlässigen, bindigen Böden nicht unbedingt notwendig, wenn die Bohrlöcher z. B. unmittelbar mit Sand gefüllt werden können. Vorteile bezüglich einer filterstabilen Dränwirkung sind in diesem Fall offensichtlich. Ständiges Ableiten von anfallendem Wasser aus den Dräns erhöht die Wirksamkeit der Maßnahme, erfordert jedoch erhöhten Wartungsaufwand und zusätzliche Aufwendung externer Energie.

Bei Einsatz von Vakuum kann der Zuwachs an Sicherheit sogar noch vergrößert werden, wobei ggf. Zusatzmaßnahmen an der Geländeoberfläche erforderlich werden. Anfallendes Wasser muss aus den Dräns dauerhaft und schadlos abgeleitet werden können. Falls erforderlich, sollten auch winterliche Bedingungen berücksichtigt werden, um den Ausfall der Dränagen durch lang anhaltende Frosteinwirkung zu vermeiden.

In klüftigem Ton ist die vorgestellte Methode nachweislich in der Lage, Porenwasserdrücke sogar in akzeptabel kurzen Zeiträumen abzubauen, wie das beschriebene Feldbeispiel gezeigt hat.

Neben der Hangsicherung (SCHULZE et al. 2003 a, b) bestehen auch Entwicklungsmöglichkeiten bei der Ertüchtigung bestehender Deichbauten (KÖHLER & SCHULZE 2006). Moderne Bohrverfahren erweitern den Einsatzbereich, indem auch gekrümmte Bohrungen hocheffektiv entlang von

potentiellen Scherzonen ausgeführt werden können. Weitere Forschungsarbeit ist erforderlich, um zusätzliche Anwendungsmöglichkeiten in anders gearteten und vor allem Dingen inhomogenen Bodenverhältnissen zu untersuchen.

Die beschriebene Methode zur Porenwasserdruckentlastung verspricht, eine effektive und auch ökonomische Art der Böschungsstabilisierung zu sein.

9 Literatur

BIOT, M. E. 1941. General Theory of Three-Dimensional Consolidation. Journal of Applied Physics, Vol. 12, Februar 1941, New York

GGU, FE Programm, Johann Buß, Braunschweig, Germany

KÖHLER, H.-J. 2003a. Transient excess pore water pressure causing structure deformation and hydraulic soil failure, In: Proceedings of the XIIIth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ECSMGE 2003), Prague, Czech Republic, 25th – 28th August 2003; Geotechnical problems with man-made and man influenced grounds; Vanicek et al. (eds), 2003. A.A.Balkema, Rotterdam, Volume 1, pp. 415-422,

KÖHLER, H.-J. 2003b. Transient excess pore water pressure causing structure deformation and hydraulic soil failure, In: Reconstruction of Historical Cities and Geotechnical Engineering–Proc. of Intern. Geot. Conf. Dedicated to the Tercentenary of Saint Petersburg, Saint Petersburg, Russia, 17th–19th September 2003; Ilichev, V.A. et al. (eds), 2003. ASV Publishers, Saint Petersburg-Moscow, Volume 1, pp. 327-334, ISBN 5-93093-204-2

KÖHLER, H.-J. & FEDDERSEN, I. 1991. Porenwasserdruckmessungen in Böden, Mauerwerk und Beton In: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) Karlsruhe, Nr. 68, pp. 99-104

KÖHLER, H.-J., FEDDERSEN, I. & SCHWAB, R. 1999a. Soil and structure deformations due to reconstruction of an old lock built on unsaturated submerged clay, In: Proc. of the 2nd Intern. Symposium on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, Italy, 28th–30th September 1999; Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterial; M. Jamiolkowski et al. (eds), 1999. A.A.Balkema, Rotterdam, pp. 793-800, ISBN 9058090752

KÖHLER, H.-J., SCHULZE, R. & FEDDERSEN, I. 1999b. Influence of barometric pressure changes on slope stability – measurements and geotechnical interpretations. Proc. 5th International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Singapore, Dezember 1999, 381-386. Rotterdam: Balkema.

KÖHLER, H.-J. & SCHULZE, R. 2000a. Landslides Triggered in Clayey Soils – Geotechnical Measurements and Calculations. In Bromhead et. al. (eds.), Proc. of 8th International Symposium on Landslides, Cardiff (Wales), UK, Juni 2000, 837-842. London: Th. Telford.

KÖHLER, H.-J. & SCHULZE, R. 2000b. Landslide triggering induced by barometric pressure changes, In: Proc. of the Inter. Conference on Geotechnical & Geological Engineering, GeoEng2000, Melbourne, Australia, 19th – 24th November 2000, paper-no. 0555SNES

KÖHLER, H.-J., SCHULZE, R. & ASAMI, K. 2002. Protection measures in order to increase safety of unstable clay slopes by unconventional pore pressure release techniques. In Rybář et al. (eds.), Landslides - Proc. 1st European Conference on Landslides, Prague, Juni 2002, 597-601. Lisse: Balkema.

SCHULZE, R. & KÖHLER, H.-J. 1999. Landslides in overconsolidated clay – geotechnical measurements and calculations. In F. B. J. Barends et al. (Hrs.), Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure – Proc. 12th European Conference on Soil Mechanics, Amsterdam, Juni 1999, pp. 601-608. Rotterdam: Balkema.

KÖHLER, H.-J., SCHULZE, R. & ASAMI, K. 2002. Flood crest situations and its influence on bank stability and protection measures In: 3rd MITCH – Workshop, November 24th - 26th 2002, Potsdam, <http://www.hrwallingford.co.uk/Mitch/Workshop3/WS3-posters.htm>, http://www.hrwallingford.co.uk/Mitch/Workshop3/Abstracts/poster_abstract_kohler.pdf, http://www.hrwallingford.co.uk/Mitch/Workshop3/Presentations/powerpoint_kohler.pdf

SCHULZE R. & KÖHLER, H.J. 2003a. Stabilisation of endangered clay slopes by unconventional pore pressure release technique, Proc. 6th Intl. Symp. on Field Measurements in Geomechanics, Oslo, September 2003, Frank Myrvoll (ed.), Balkema, Lisse, pp. 347-353

SCHULZE, R. & KÖHLER, H.-J. 2003b. Increasing safety of unstable slopes by unconventional pore pressure release technique. Proc. 1st GeoTechnical Measurements and Modelling, Karlsruhe, September 2003, Lisse: Swets&Zeitlinger, pp.245-251, ISBN 9058096033

SCHWAB, R., KÖHLER, H.-J. & SCHULZE, R. 2004. Pore water compressibility and soil behaviour – excavations, slopes and draining effects. In: Advances in geotechnical engineering: The Skempton Conference, 29-31 March 2004, London, Thomas Telford, pp. 1169-1182

TERZAGHI, K. & PECK, R. 1948. Soil Mechanics in Engineering Practice, New York: Wiley

H.-J. Köhler: Sicherung instabiler Einschnitts- und Deichböschungen mittels Druckentlastungsbohrungen – Berücksichtigung des Boden als Dreiphasenmedium

Seite 25 von 25

VULLIET, L., LALOU, L., KLUBERTANZ, G., GEISER, F & RIFA'ï, A. 2002. Ungesättigte Bodenmechanik und ihre Anwendung auf Hangbewegungen. BAW-Kolloquium: Der Einfluss von Lufteinschlüssen auf die Strömungs- und Druckdynamik in Erdbauwerken, 23. Oktober 2002, Karlsruhe, <http://www.baw.de/vip/programm.php?veranstaltung=10>, In: Tagungs-Band zum BAW-Workshop am 17. September 2004 „Boden- und Sohlstabilität – Betrachtungen an der Schnittstelle zwischen Geotechnik und Wasserbau“, Karlsruhe, pp. 19 - 1 bis 19 - 10

KÖHLER, H.-J. & SCHULZE, R. 2006. Sicherung instabiler Einschnitts- und Deichböschungen mittels Druckentlastungsbohrungen – Berücksichtigung des Boden als Dreiphasensystem, In: Tagungsband zum 2. Symposium Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen , Siegen (Universität Siegen), 09. – 10. Februar 2006

Autorenanschrift: H.-J. Köhler
Beiertheimer Allee 20 a
76137 Karlsruhe
Tel.: 0721 357200
Fax: 0721 357200
e-mail: [Hans Juergen Koehler@web.de](mailto:Hans_Juergen_Koehler@web.de)
<http://hj-koehler.de/>
<http://public.hj-koehler.de/>