

HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

Article, Published Version

Köhler, Hans-Jürgen

Messungen von Porenwasserüberdrücken im Untergrund

Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/102829>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Köhler, Hans-Jürgen (1989): Messungen von Porenwasserüberdrücken im Untergrund. In: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau 66. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau. S. 155-174.

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



Messung von Porenwasserüberdrücken im Untergrund

Dipl.-Ing. H.-J. Köhler
Bundesanstalt für Wasserbau
Karlsruhe

1. Einleitung

Böschungssicherungen an schiffbaren Wasserstraßen unterliegen einer ständigen Belastung aus schnellen Wasserspiegellagenänderungen, die sich in Form von oftmals tiefen Absunkmulden sowie voraus- und nachlaufenden, steilen, sich teilweise auch überschlagenden Wellenfronten zeigen. In Abhängigkeit von der Schiffsgeschwindigkeit und der jeweiligen örtlichen Geometrie entstehen unterschiedliche Absunk- und Wellenformen. Sie reichen von harmlosen Wellen bis hin zu drastisch hohen hydraulischen Belastungen, die auf die Sohl- und Böschungsflächen einer schiffahrtsbelasteten Wasserstraße einwirken.



Bild 1

Über die Art der Absinkformen nach Auftrittshäufigkeit, Zeit und Absunktiefe liegen schon aussagekräftige Messungen und Berechnungsverfahren vor, während über die Auswirkungen dieser Belastungen im Böschungs- und Sohluntergrund bis in jüngste Zeit jedoch noch relativ wenig Kenntnis vorhanden war. Erste Messungen, die sich mit diesem Problem beschäftigt haben, wurden notwendig, als mit dem Aufkommen von Geotextilien neue Verfahren im Deckwerksbau angewendet wurden. Die Bundesanstalt für Wasserbau hat im Jahre 1973 solche Belastungsversuche im Maßstab 1:1 begonnen, zuerst in einer Böschungsversuchsgrube, später auch in Modellversuchen mit kleineren Abmessungen.

Die aus der Versuchsgrube vorliegenden Messungen (1) waren im Jahre 1978/79 Grundlage für die Begutachtung eines Schadensfalles am Wesel-Datteln-Kanal, die zur Standsicherheitsabschätzung von abgerutschten Deckwerksflächen herangezogen werden konnten. Mit den Ergebnissen dieser Druckmessungen war es möglich gewesen, den möglichen Bruchmechanismus erstmals rechnerisch nachzuweisen.

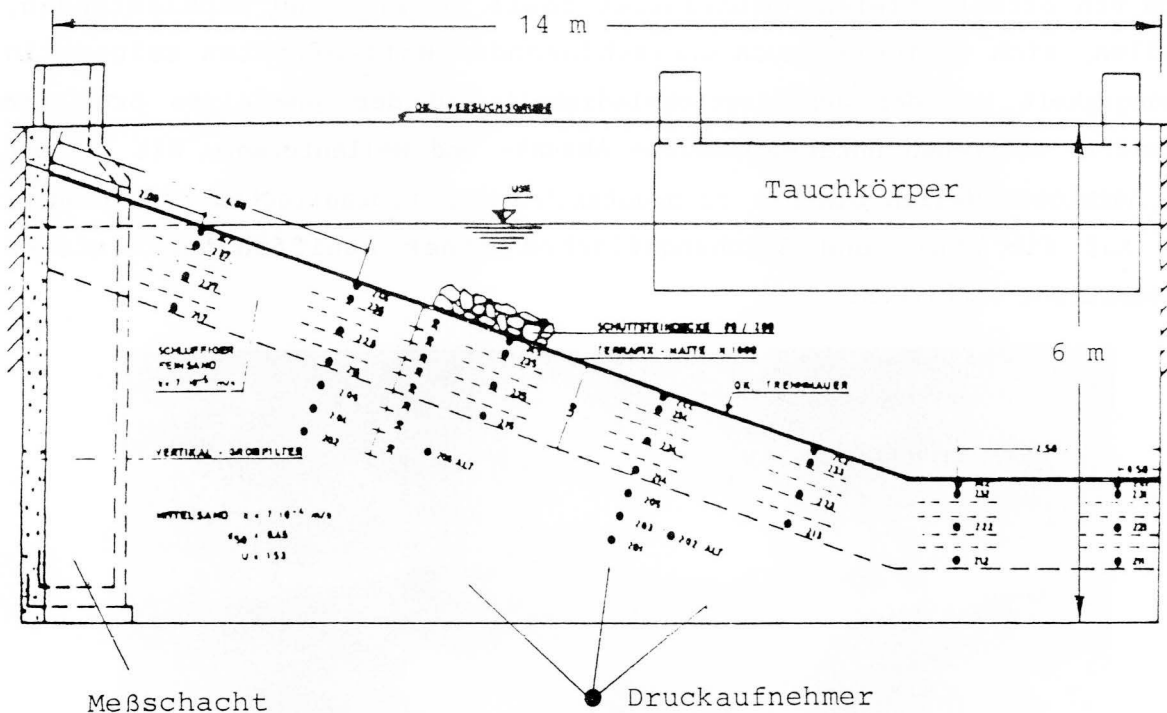


Bild 2

Die Versuchsgrube besitzt einen Tauchkörper, der steuerbar abgesenkt und angehoben werden kann, wodurch schnelle Wasserspiegellagenänderungen nach Form, Dauer und Tiefe vor der Böschungsfläche ähnlich der einer

schiffahrtsbedingten Absenkung im Tauchbecken simuliert werden können. Die Ergebnisse dieser Messungen waren so faszinierend, daß im Anschluß an die Schadensbegutachtung im Jahre 1980 weitere Untersuchungen in einer 1 m langen Versuchsröhre mit einem Durchmesser von $d = 47$ cm durchgeführt wurden. (2) Das Prinzip dieser Messungen bestand darin, daß über die Stirnflächen des Versuchszylinders schnelle Druckverminderungen auf den Versuchsboden im Zylinder aufgebracht und die Reaktionen der Druckverminderung im Boden durch im Abstand von 20 cm im Boden eingebauten Drucksensoren simultan gemessen wurden.

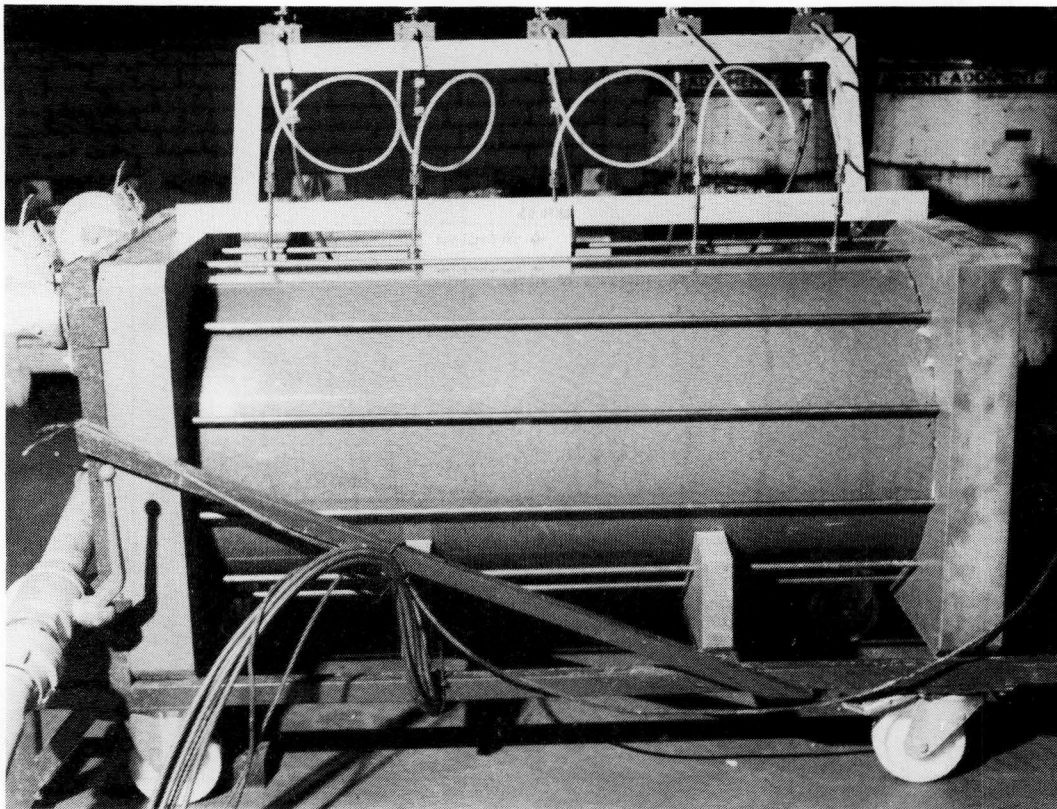


Bild 3

2. Porenwasserüberdruck

Um die Wirkung der Reaktionen im Boden beschreiben zu können, bedarf es einer näheren Betrachtung zum zeitlichen Verhalten dieser Druckpotentiale. Bild 4 verdeutlicht das Entstehen dieser Druckpotentiale im Untergrund am Beispiel der in unterschiedlichen Tiefen liegenden Boden-Elemente A und B.

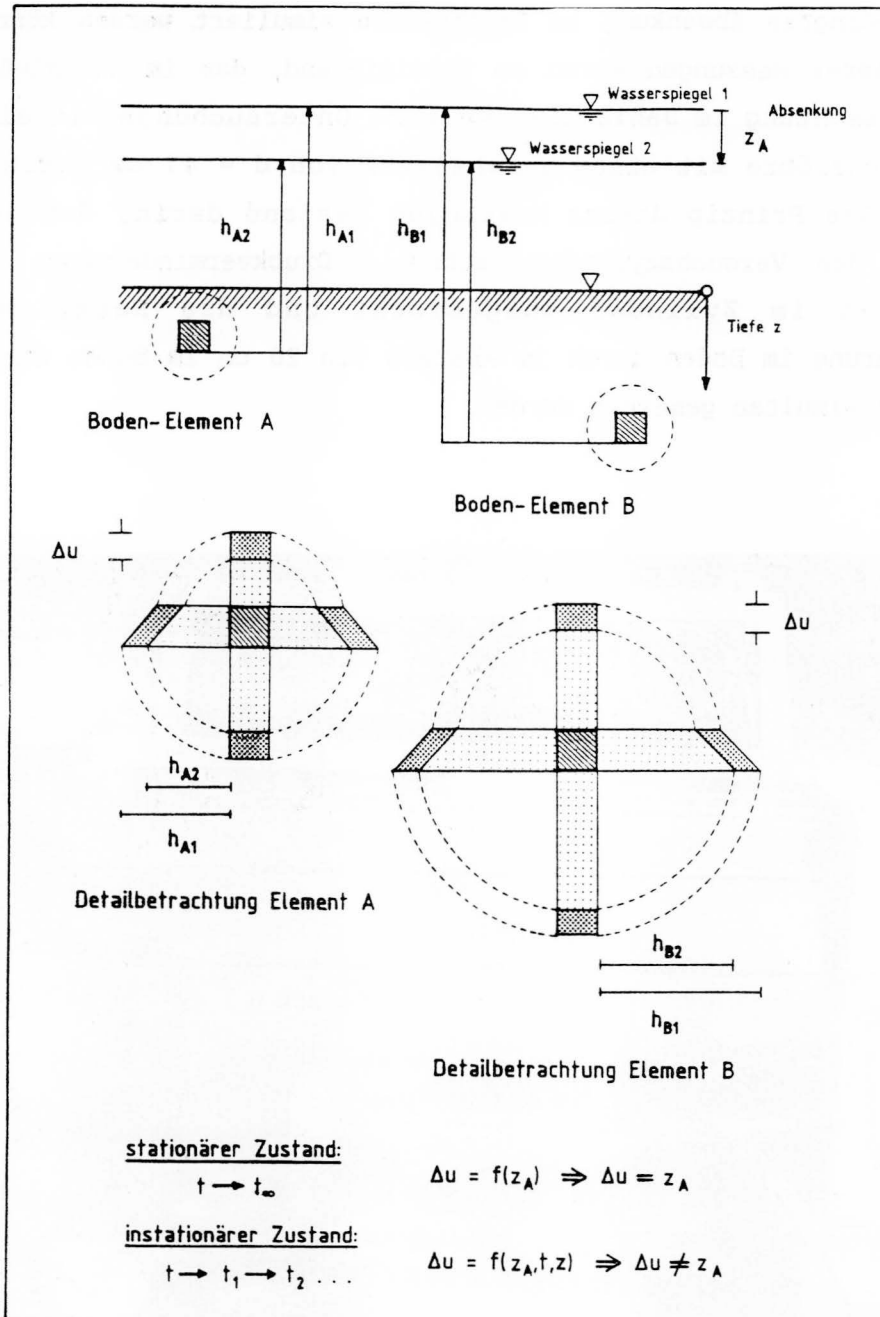


Bild 4

Der Wasserspiegelsenk z_A erzeugt durch den Abfall von Wasserspiegellage 1 auf Wasserspiegellage 2 auch eine Änderung des hydrostatischen Druckzustandes in den beiden Bodenelementen A und B, und zwar von gleicher Größe, sofern dieser Zustand in der Weise erzeugt wurde, daß bei ausreichend wasserdurchlässiger Bodenbeschaffenheit eine unverzögerte Anpassung des Wasserdruckes im Porenraum des Bodens stattfinden konnte. In diesem Fall wird der Wasserdruck in den beiden Bodenelementen um das Absenkungsmaß z_A

vermindert, so daß die an den Bodenelementen A und B angreifenden Wasserdruckbelastungsflächen allseits um das Maß $h_{A1} - h_{A2}$ bzw. $h_{B1} - h_{B2}$ entlastet werden. Die Wasserdruckänderung ΔU ist damit zum Zeitpunkt $t=t_0$ und $t=t_\infty$ gleich der Absenkung z_A . Die Größe der unverzögert eintretenden Wasserdruckänderung ΔU ist nur abhängig vom Absenkungsmaß z_A . Der Wasserdruckzustand im Boden ist zu jedem Zeitpunkt t gleich dem hydrostatischen Wasserdruck über dem betrachteten Bodenelement und wird daher auch als stationär bezeichnet.

Kann die Porenwasserdruckanpassung auf Grund einer nicht ausreichend wasserdurchlässigen Bodenbeschaffenheit der Absenkung nicht unmittelbar folgen, so entsteht für einen kurzen Zeitraum Δt nach Eintritt der Absenkung noch keine Porenwasserdruckänderung. Dieser Zustand führt zu einem Porenwasserdrucküberschuß, der in der Bodenmechanik als Porenwasserüberdruck bezeichnet wird. Zum Zeitpunkt $t=0$ besitzt er die Größe $z_A = \Delta U$, die mit ablaufender Zeit bis auf den Wert 0 zum Zeitpunkt $t=t_\infty$ abgebaut wird. Diese damit einsetzende Druckpotentialänderung über die Zeitstufen $t_1, t_2 \dots t_\infty$ steht in direkter Abhängigkeit von der Wasserdurchlässigkeit des Bodens und von der Tiefe z des betrachteten Bodenelementes.

Die zu den jeweiligen Zeitstufen wirksame Wasserdruckänderung ΔU ist kleiner als die Absenkung z_A , d.h. $\Delta U \neq z_A$. Sie ist eine Funktion vom Absenkungsmaß z_A , von der Zeit t nach Eintritt der Absenkung und von der Tiefe z des Bodenelementes. Der sich ständig ändernde Wasserdruckzustand wird als instationär bezeichnet. Diese so hervorgerufenen Porenwasserüberdrücke können darüberhinaus noch überlagert werden sowohl von statischen wie dynamischen Lasteinwirkungen, wie z.B. Wellendruckschlag, Eisschub u.a. Belastungen, die ebenfalls zu Porenwasserdruckänderungen im Boden führen können. Diese Art der Belastungen sollen bei den folgenden Ausführungen nicht angesprochen werden, obwohl sie prinzipiell in ähnlicher Weise zu behandeln wären.

3. Standsicherheit eines Böschungsdeckwerkes

Bei der Betrachtung zur Standsicherheit einer von der Schifffahrt belasteten Böschung wird im weiteren als maßgebliche Belastung die Größe und die Dauer der Absenkung z_A angesetzt.

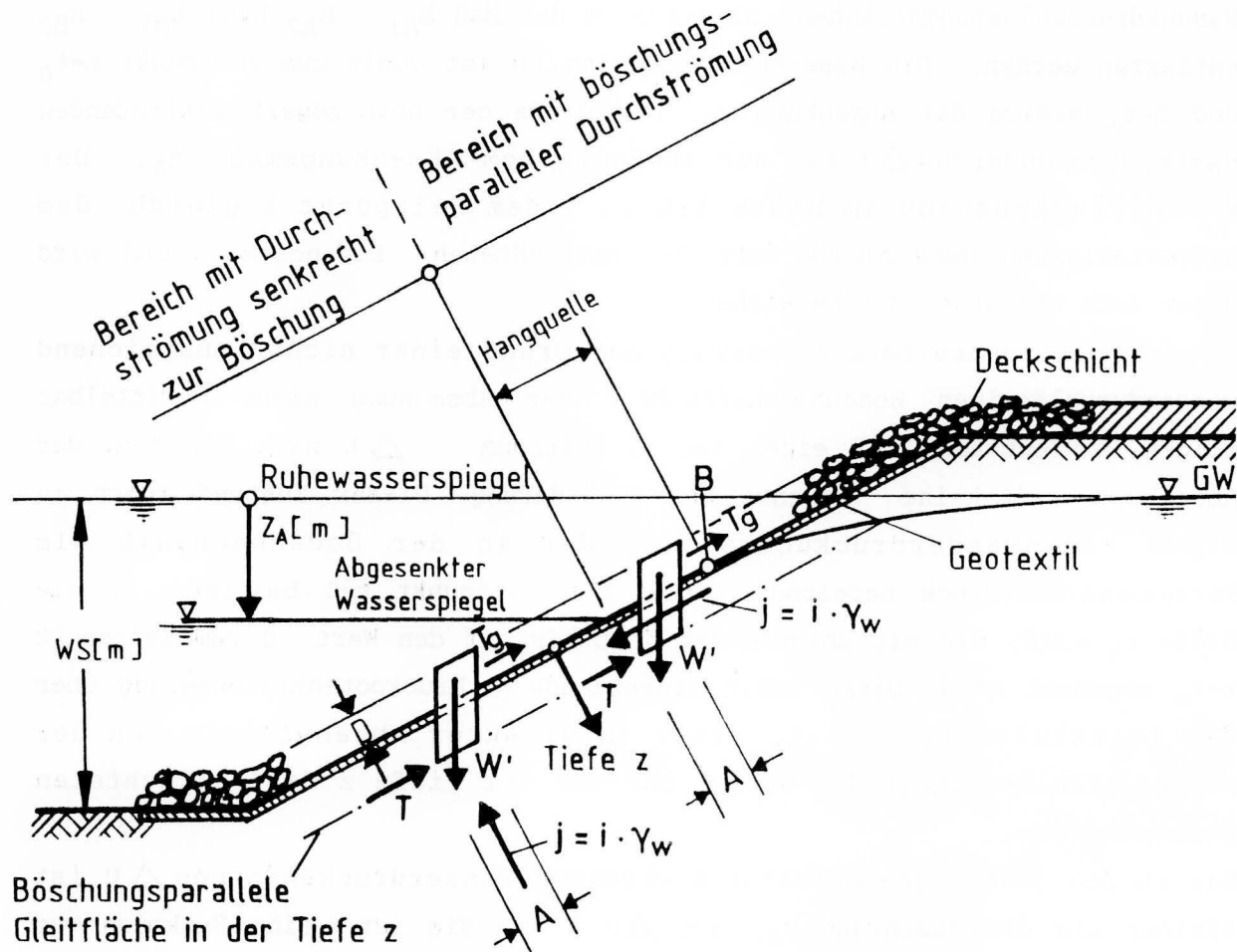
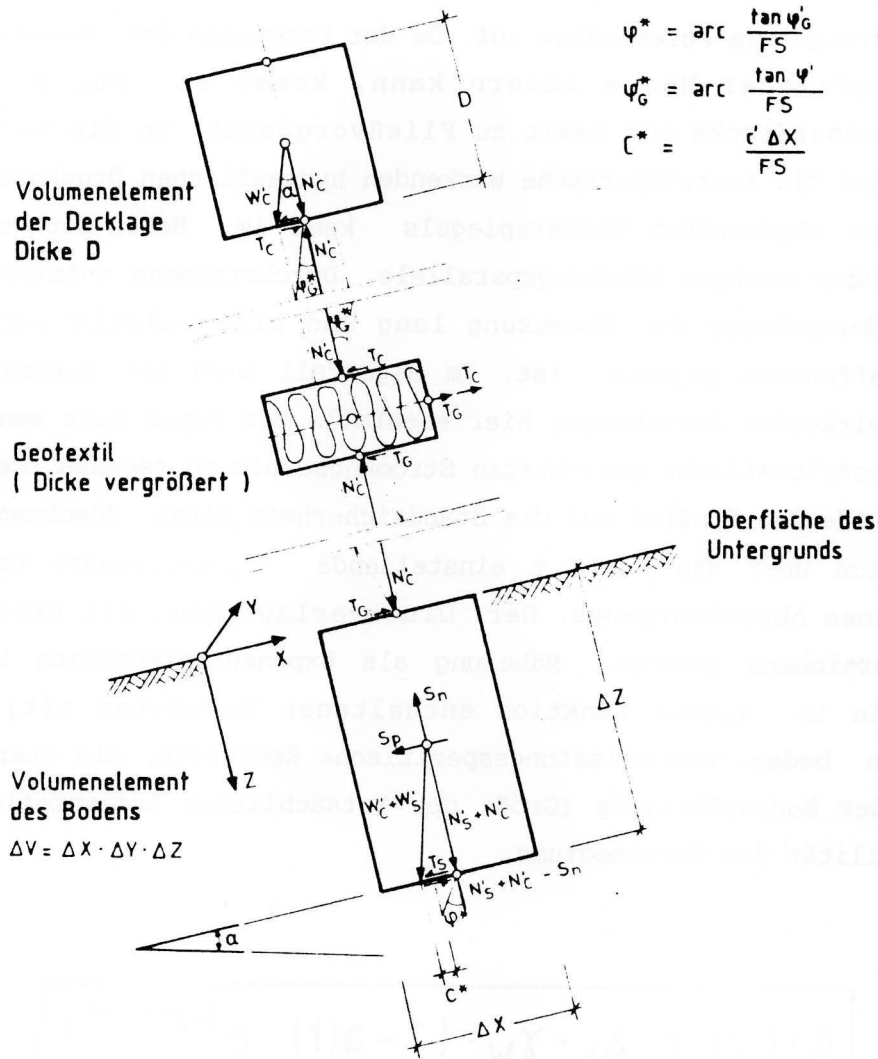


Bild 5

Das Bild 5 zeigt einen Querschnitt eines offenen, wasserdurchlässigen Böschungsdeckwerks mit einer Dicke der Deckschicht D aus Wasserbausteinen und einer darunterliegenden Filterschicht, hier ein geotextiler Filter. Für den dargestellten Absenkungszustand z_A , der nach vorliegenden Messungen eine Zeitdauer zwischen 10 bis 120 Sekunden auf einen durch die Schifffahrt belasteten Kanalquerschnitt einwirken kann, darf der im Böschungsuntergrund entstehende Porenwasserüberdruck in der Tiefe z unterhalb des Deckwerks den Gleichgewichtszustand aller angreifenden Kräfte an einem Deckwerks-Bodenelement nicht soweit stören, daß ein Abrutschen auf einer böschungsparellen Gleitfuge in der Tiefe z möglich wird.



Prinzipische Skizze für Gleichgewichtsbedingung, Volumenelemente und zugehörige Schnittkräfte

Bild 6

Unterhalb des abgesenkten Wasserspiegels entsteht im Untergrund ein hydraulischer Druckgradient senkrecht zur Böschungsoberfläche, der wiederum eine instationäre Porenwasserströmung senkrecht zur Böschungsaustrittsfläche, hin zum freien Wasser auslöst. Dieser Porenwasserüberdruck entsteht nicht nur im Bereich der Böschung, sondern auch unterhalb der Kanalsohle. Das Entstehen dieser Porenwasserdruckänderungen findet seine Ursache darin, daß der mit Wasser gefüllte Porenraum des Bodens noch bis in relativ große Tiefe unter dem freien Wasser bzw. unter dem Grundwasserspiegel Luft in gelöster und in freier Form enthält.

Bei schnellen Druckänderungen, z.B. Absenk und Wellen, treten daher Volumenänderungen im Porenmedium auf. Da der Porenraum des Bodens sich aber nicht in gleicher Weise ändern kann, kommt es zur Bildung des Porenwasserüberdrucks und damit zu Fließvorgängen in die Richtung des senkrecht auf die Austrittsfläche wirkenden hydraulischen Druckgradienten.

Oberhalb des abgesenkten Wasserspiegels kann im Boden-Deckwerksbereich eine mehr oder weniger böschungsparelle Durchströmung entstehen, sofern die Einwirkungsduer der Absenkung lang und eine relativ durchlässige Bodenbeschaffenheit gegeben ist. Im Regelfall wird bei kurzzeitigen und schnelleinwirkenden Absenkungen hier ebenfalls mit einem mehr senkrecht zur Böschungsaustrittsfläche gerichteten Strömungsdruck zu rechnen sein.

Von entscheidendem Einfluß auf die Standsicherheit eines Böschungsdeckwerks ist der sich über die Tiefe z einstellende instationäre Druckverlauf während eines Absenkvorgangs. Der Druckverlauf kann mit einer für die Praxis ausreichend genauen Näherung als Exponentialfunktion beschrieben werden. Die in dieser Funktion enthaltenen Parameter $a(t)$ und $b(t)$ beschreiben boden- und belastungsspezifische Kennwerte, die stark abhängig sind von der Bodensättigung (Größe des tatsächlichen Luftanteils) und der Kompressibilität des Porenmediums.

$$p(t, z) = z_A \cdot \gamma_W \cdot (1 - a(t) \cdot e^{-b(t) \cdot z})$$

Am Beispiel der Messungen in der Versuchsröhre soll verdeutlicht werden, wie dieses Druckgefälle in einer 1 m langen Bodensäule in Abhängigkeit von der Zeit erzeugt und meßtechnisch erfaßt wurde.

Über die Stirnfläche mit dem Geber 1 wurde eine schnelle Druckentlastung von etwa 1 m WS erzeugt, der sich über die Länge der durchströmten Bodensäule an den Meßgeberpunkten 2 bis 7 nur verzögert fortpflanzt. Die über eine Zeitduer von rund 120 Sekunden gemessenen Druckreaktionen sind zu ausgesuchten Zeitschnitten als Gradienten über die Länge der Bodensäule darstellbar, die zu allen Zeiten eine abklingende Funktion widerspiegeln.

Lage der Druckgeber

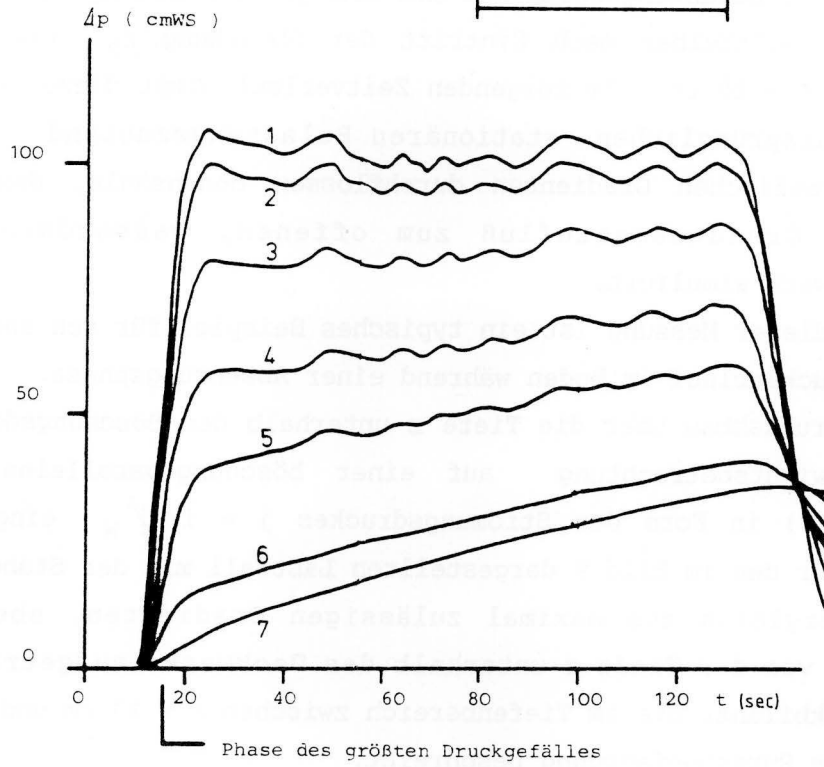
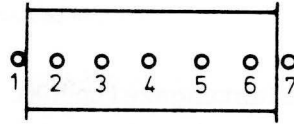
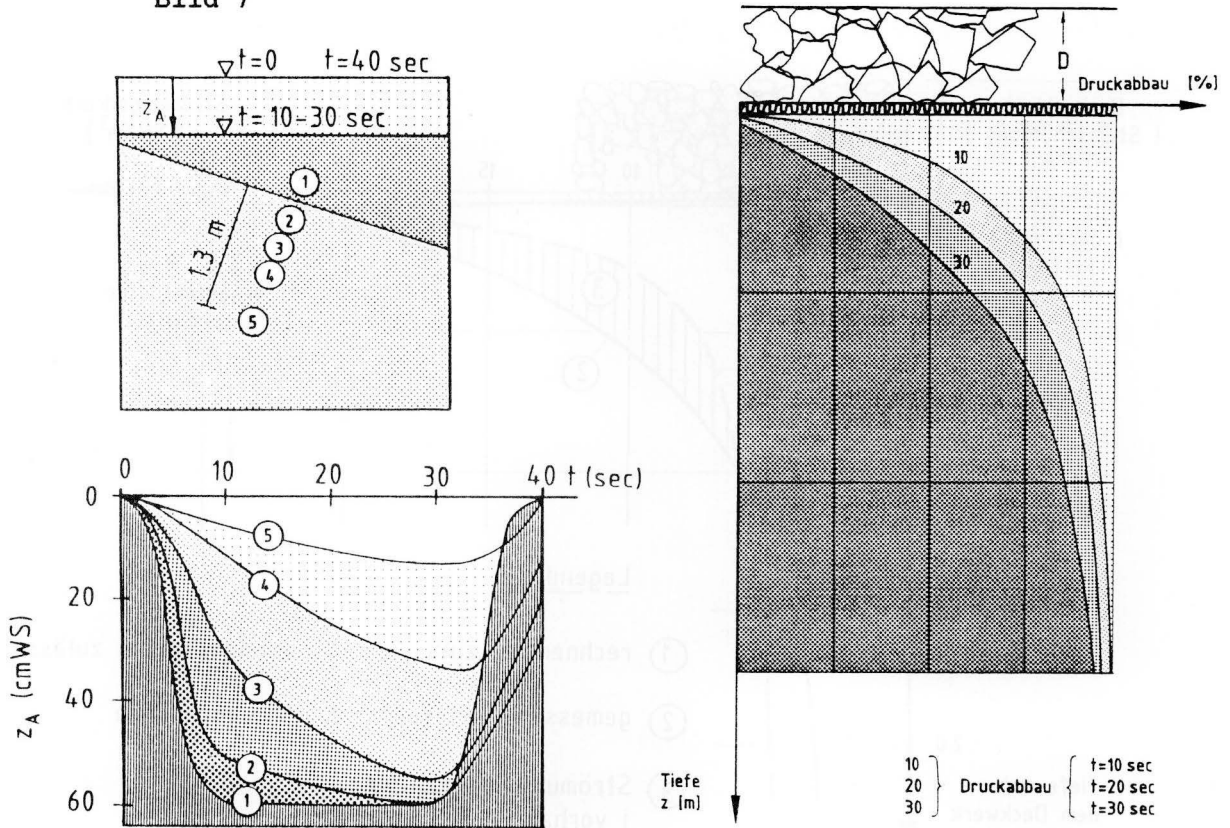


Bild 7



Auswirkung schneller Druckänderungen

Bild 8

Der ungünstigste Belastungszeitpunkt mit dem größten Druckgradienten stellt sich demnach unmittelbar nach Eintritt der Absenkung z_A ein, hier zum Zeitpunkt von $t = 10$ sec. Im folgenden Zeitverlauf nimmt dieser Gradient ab bis auf den ursprünglichen, stationären Belastungszustand einer unter geringem hydraulischen Gradienten durchflossenen Bodensäule, das hier den natürlichen Grundwasserzufluß zum offenen, wasserdurchlässigen Böschungsdeckwerk simuliert.

Das Ergebnis dieser Messung ist ein typisches Beispiel für den instationären Porenwasserdruckverlauf im Boden während einer Absenkungsphase.

Wird dieser Druckabbau über die Tiefe z unterhalb des Böschungsdeckwerks in die Gleichgewichtsbetrachtung auf einer böschungsparellen Gleitfuge (vergl. Bild 5) in Form des Strömungsdruckes $j = i \cdot \gamma'_W$ eingeführt, so ergibt sich für den im Bild 9 dargestellten Lastfall mit der Standsicherheit $\eta = 1$ im Vergleich zum maximal zulässigen Gradienten, ebenfalls in Abhängigkeit von der Tiefe z unterhalb des Deckwerks aufgetragen, eine Strömungsdruckbilanz, die im Tiefenbereich zwischen $z = 10$ cm und $z = 100$ cm eine deutliche Rutschgefährdung beschreibt.

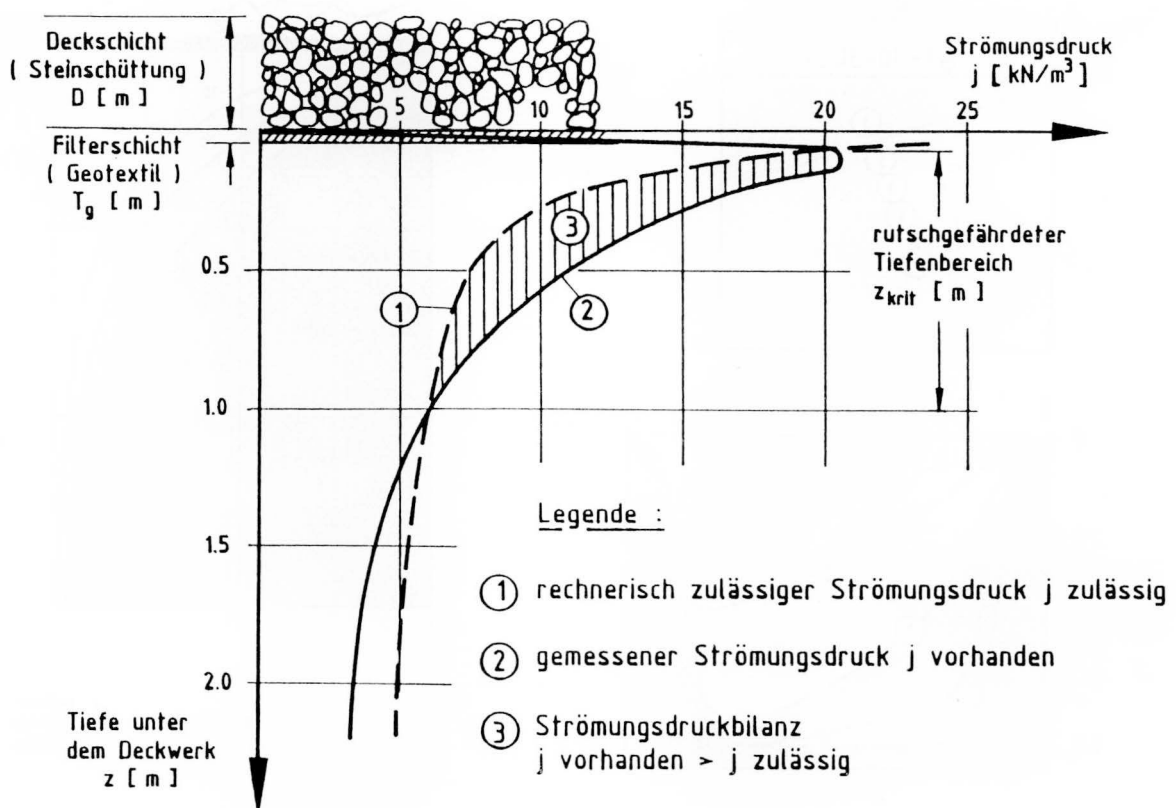


Bild 9

Der Strömungsdruck $j_{\text{vorhanden}}$ ist größer als der errechnete Strömungsdruck $j_{\text{zulässig}}$. Über den gesamten Tiefenbereich der nicht ausgeglichenen Strömungsdruckbilanz muß es zwangsläufig zu Verschiebungen bzw. Rutschungen kommen, wobei sich als größte Verschiebung die Summe aller Verschiebungsvektoren aus den Tiefen zwischen $z = 10$ cm bis $z = 100$ cm einstellen wird.

Es wird also keine ausgeprägte Gleitfläche vorzufinden sein, sondern lediglich ein rutschgefährdeter Tiefenbereich, der idealisiert als böschungsparelle Gleitfuge in einer bestimmten Tiefe z in die Berechnung eingeführt wird.

Für die allgemeine Beurteilung von unterschiedlichen Böden liegen noch nicht genügend Meßwerte vor, so daß bisher nur die Spannweite des maßgebenden Parameters $b(t)$ abgeschätzt werden kann. Hierzu sind weitere Untersuchungen im Rahmen von zwei Diplomarbeiten von Studenten der Fachhochschule Karlsruhe unter Betreuung durch die BAW in der Versuchsröhre durchgeführt worden, wovon über an anderer Stelle schon berichtet wurde (3).

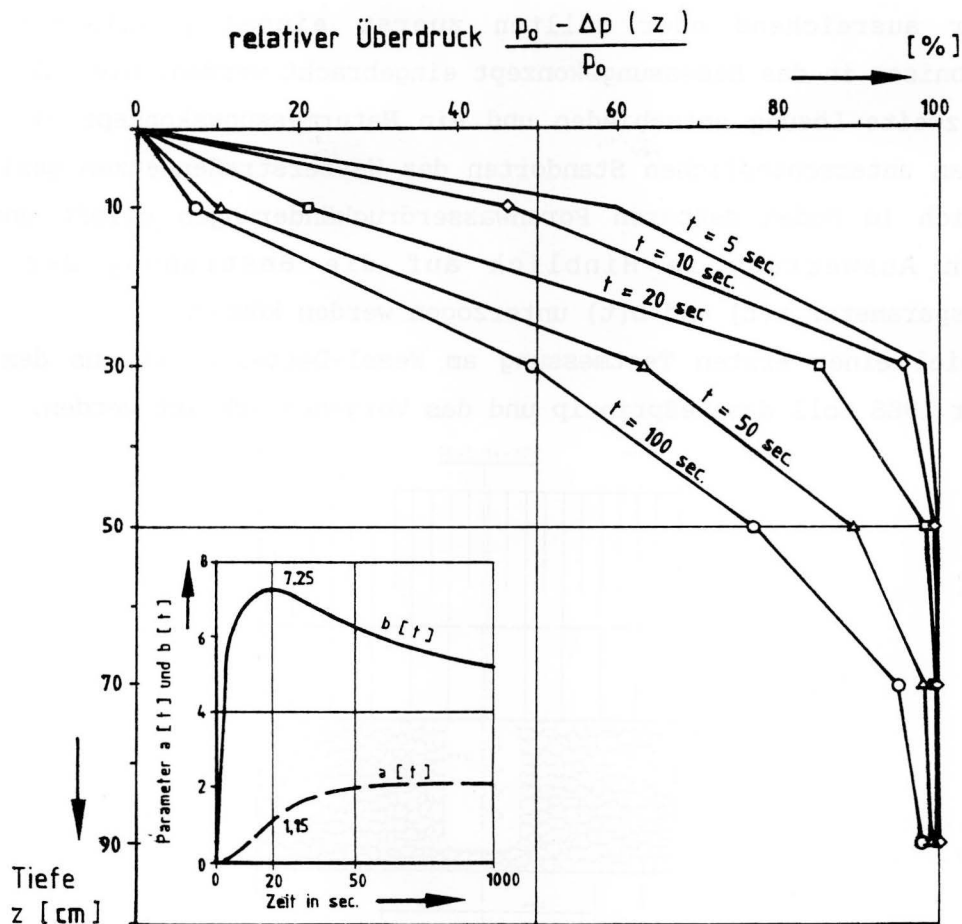


Bild 10

Bild 10 zeigt die gemessenen Gradienten zu verschiedenen Zeitpunkten t und die daraus abgeleiteten Parameter $a(t)$ und $b(t)$. Zum Zeitpunkt $t = 20$ sec wurde in dem Versuch der Parameter $b(t) = 7,25$ und der Parameter $a(t) = 1,15$ ermittelt. Die während des Versuches im "gesättigten" Porenmedium dennoch eingeschlossene bzw. gelöste Luft ist hinsichtlich ihres Anteils in der Praxis noch nicht meßbar, woraus sich die momentanen Schwierigkeiten bei der Ermittlung dieser Parameter aus Standard-Laborversuchen ergeben, weil sich die physikalischen Zusammenhänge doch sehr komplex darstellen.

In Abhängigkeit von der Wasserdurchlässigkeit der Böden überspannen die Parameter dieser Exponentialfunktion in der Praxis Werte zwischen 0 und 10, woraus sich erhebliche Einflüsse auf die erforderliche Deckwerksbauweise ergeben.

4. Porenwasserdruckmessungen in situ

Wie sollte nun das weitere Versuchsziel abgesteckt werden? Waren Messungen im Labor ausreichend oder sollten zuerst einmal praxisorientierte Messergebnisse in das Bemessungskonzept eingebracht werden. Die BAW hat sich für die zweite Lösung entschieden und ein Naturmessungskonzept erarbeitet, wodurch an unterschiedlichen Standorten des Wasserstraßennetzes gezielt die tatsächlich im Boden meßbaren Porenwasserdruckänderungen erfaßt und einer weiteren Auswertung im Hinblick auf die Bestimmung der beiden Funktionsparameter $a(t)$ und $b(t)$ unterzogen werden können.

Am Beispiel einer ersten Testmessung am Wesel-Dattel-Kanal aus dem ersten Halb-Jahr 1988 soll das Meßprinzip und das Vorgehen erklärt werden.

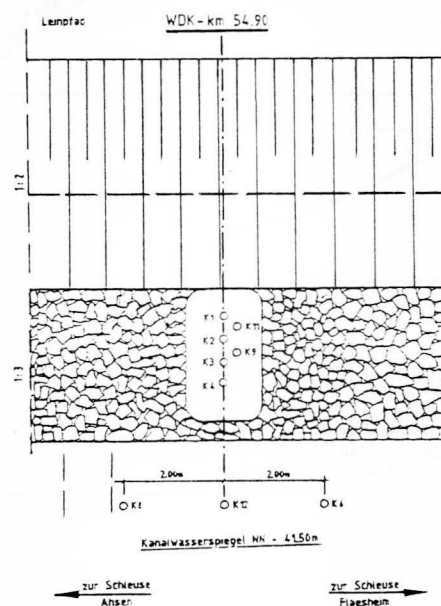


Bild 11

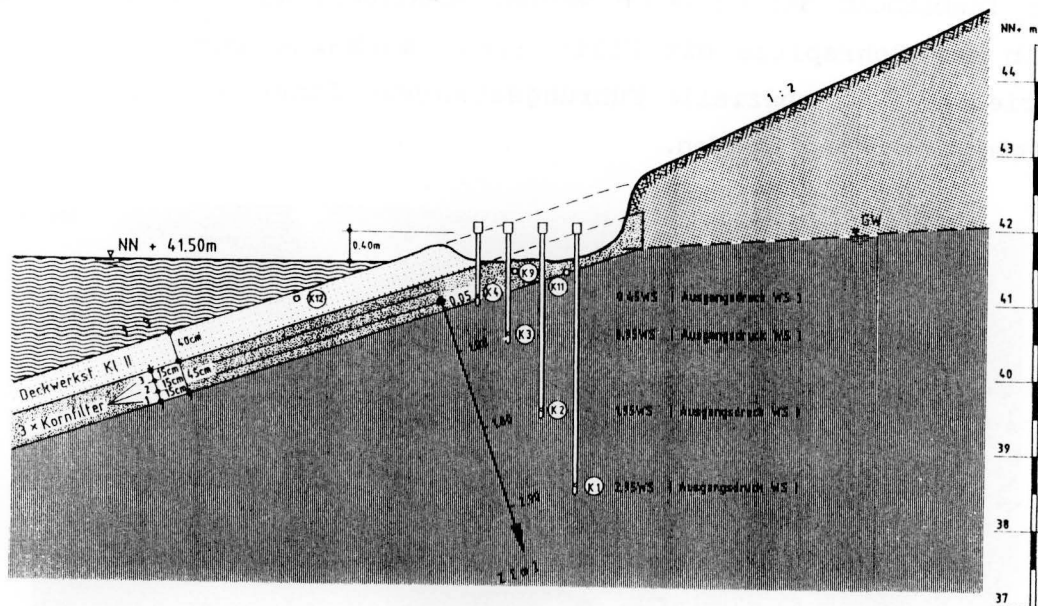


Bild 12

Im Bild 11 ist ein Überblick über die Lage der Meßstellen gegeben. Bild 12 zeigt einen Querschnitt durch den Böschungsaufbau und die Tiefen der eingesetzten Druckmeßgeber, mit deren Hilfe der zeitliche Verlauf der Druckgradienten erfaßt wurde. Der Untergrund besteht in diesem Streckenabschnitt aus teilweise schwach schluffigem Feinsand, der Deckwerksaufbau enthält einen dreilagigen Kornfilter mit einer Deckschicht aus losen Steinschüttungen.

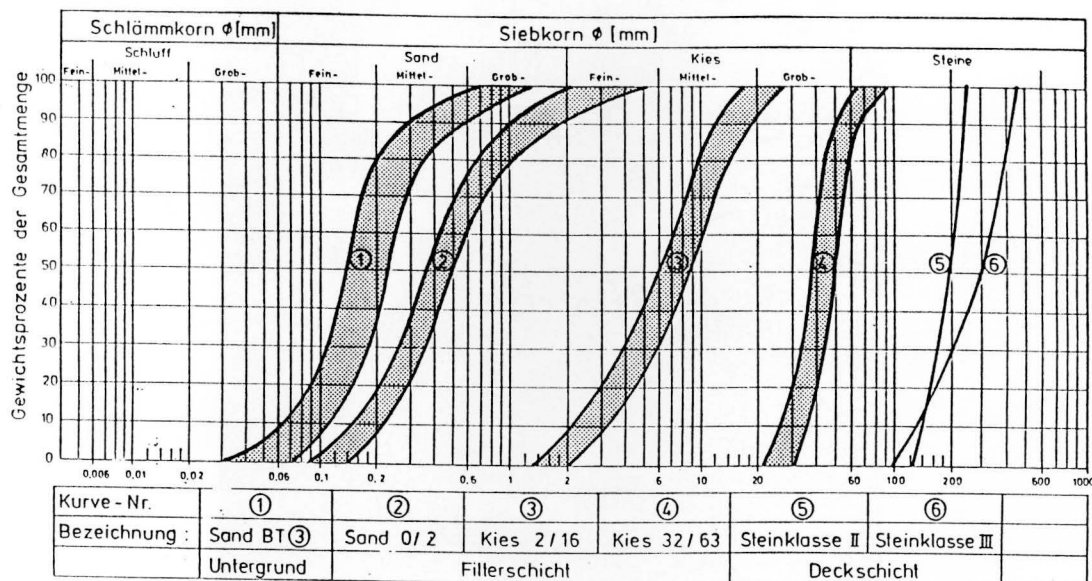
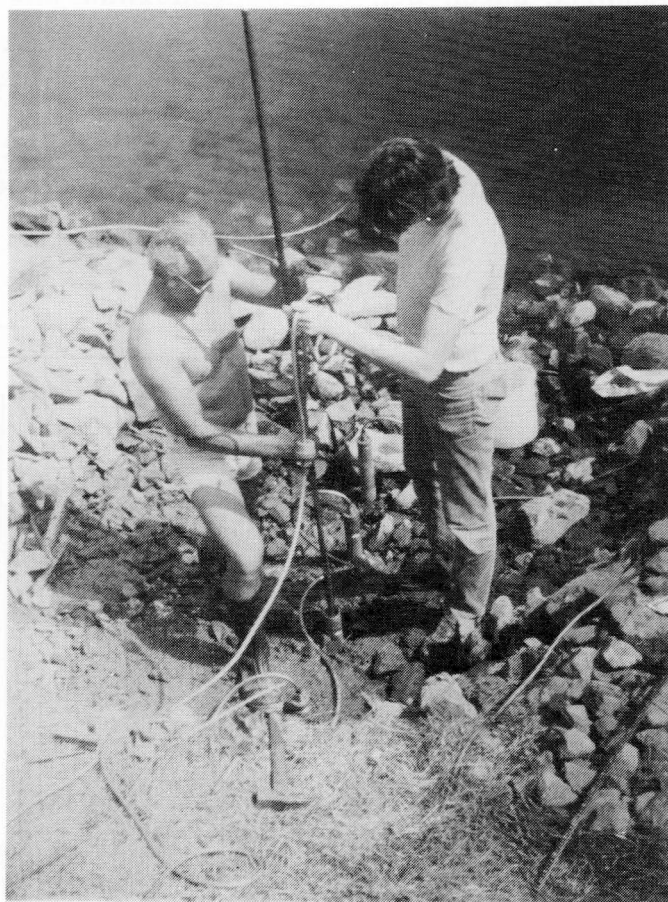


Bild 13

Für das Einbringen der Meßgeber werden Stahlrohre mit Eintrittsöffnungen oberhalb der Rohrspitze mit Hilfe eines Wackerhammers in den Boden eingetrieben. Über spezielle Führungsstangen können die Druckmeßgeber anschließend eingebaut werden.



Bilder 14a und 14b

Zur Erfassung der Meßsignale wird eine rechnergesteuerte Analog/Digital-Umwandlung eingesetzt, die eine gleichzeitige Registrierung von 16 (bzw. auch 64 oder mehr) Meßkanälen mit einer Meßtaktrate von 18 Hz gestattet. Im vorliegenden Fall wurde der Meßzyklus durch eine automatisch auslösende Meßwertaufnahme mit Vorlaufaufzeichnung über ein Triggersignal in einer gesamten Meßphase von 11 Minuten auf einem Datenträger erfaßt.

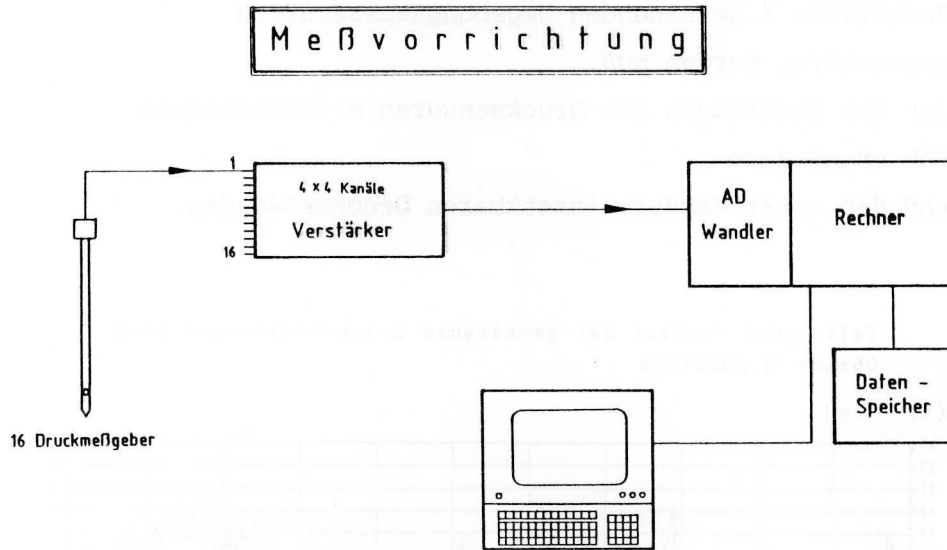


Bild 15

Die Ausgabe der Meßwerte kann über den Monitor simultan verfolgt werden.



Bild 16

Die Geräteausrüstung besteht aus

- den Meßwerterfassungsrechnern mit A/D-Wandler,
- den Meßverstärkern,
- den Meßrohren (Durchm. 46 mm), die in unterschiedlich langen Stücken vor Ort auf die erforderliche Länge aufgeschraubt werden können,
- den Packervorrichtungen, mit deren Hilfe die den Geber überlagernde Wassersäule im Meßrohr gegen den in der Bodentiefe z herrschenden Umgebungswasserdruck abgeschirmt werden muß,
- den zum Einbringen der Drucksensoren erforderlichen Führungstangen
- und den unter Wasser einsetzbaren Druckmeßsonden.

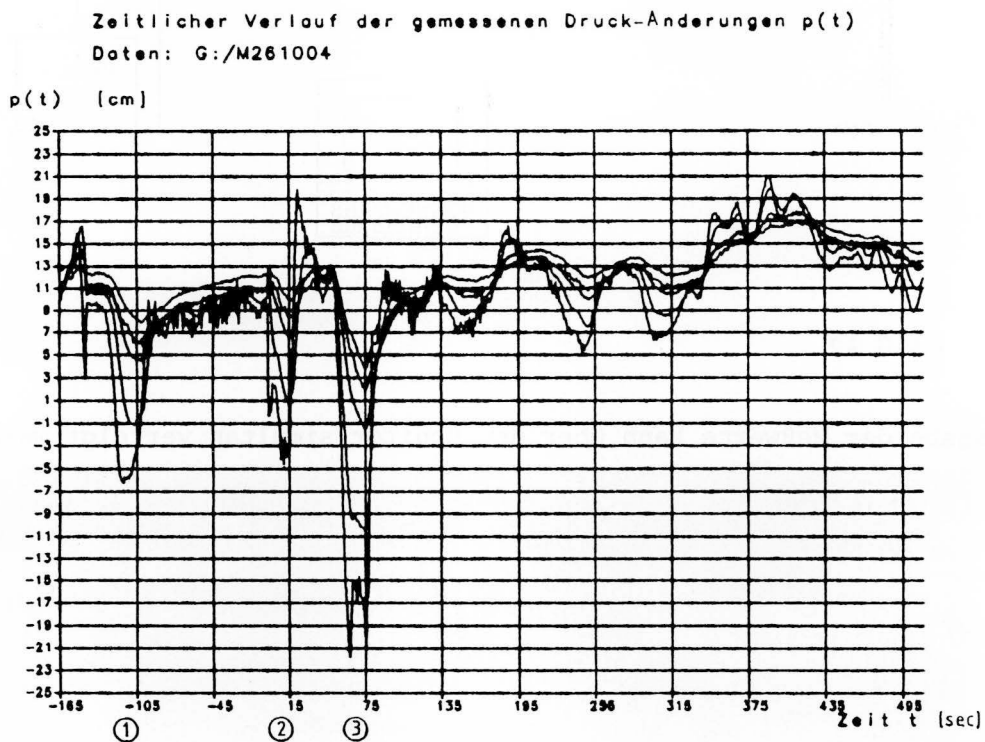


Bild 17

Das Bild 17 zeigt die zeitlichen Wasserdruckveränderungen in der gesamten Meßphase von 11 Minuten. Dargestellt sind hier die Meßsignale der dem freien Wasser ausgesetzten Geber und die im Boden gemessenen Reaktionen. Während der gesamten Meßphase sind deutlich die Wasserspiegel-Absenkungen von drei Schiffsvorbeifahrten erkennbar. Die verzögerte Reaktion im Untergrund ist auch in dieser Gesamtdarstellung schon zu erkennen.

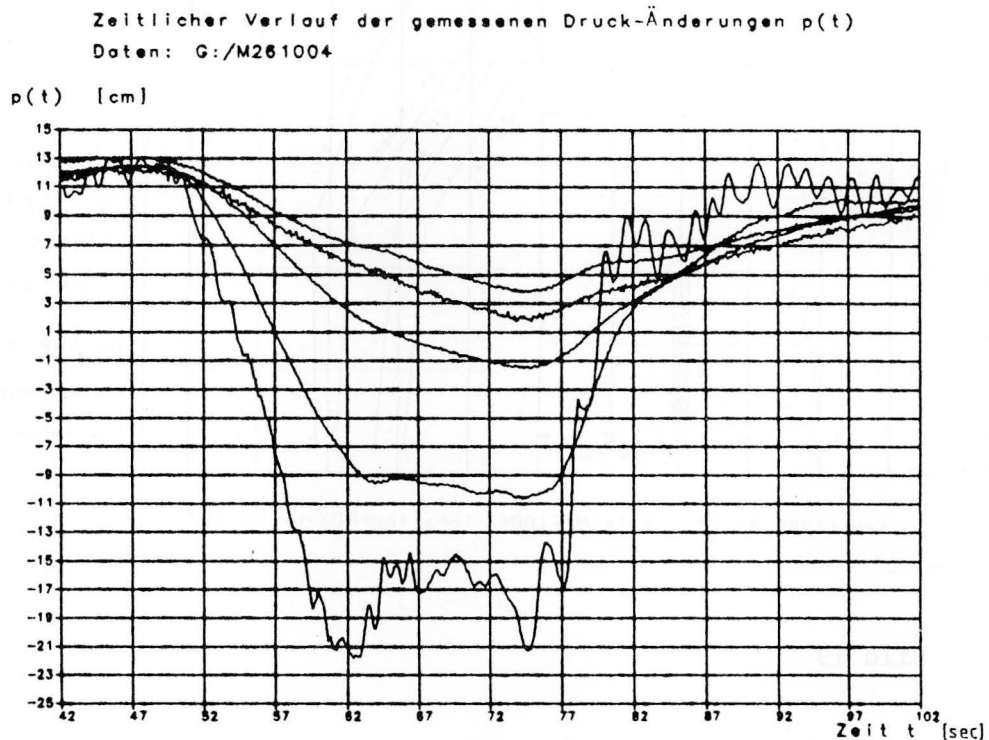


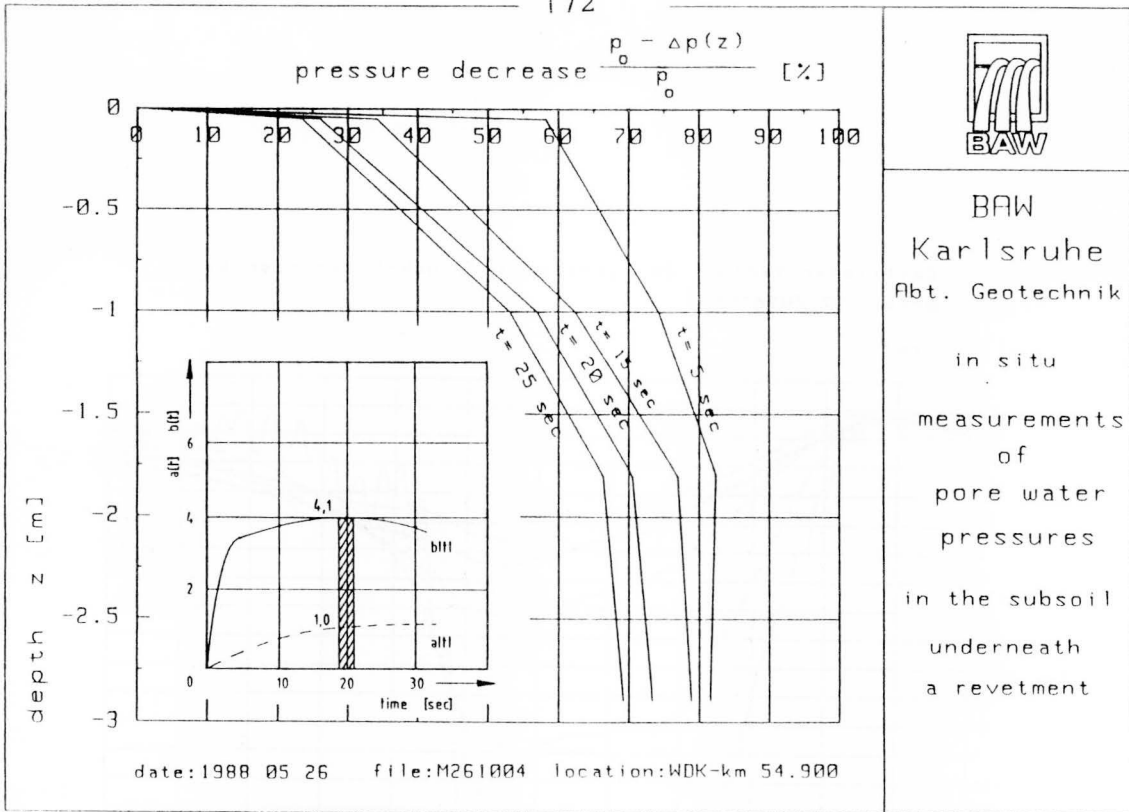
Bild 18

Im Bild 18 wird mit der Darstellung des Absenkungsereignisses 3 diese Verzögerung der Wasserdruckveränderungen in den Tiefen z des Untergrundes noch deutlicher sichtbar. Das aus dem Naturversuch resultierende Meßergebnis gleicht damit auffallend den in der Versuchsröhre und Versuchsgrube ermittelten charakteristischen Werten.

Zum Zeitpunkt $t = 50$ Sekunden fällt der äußere Wasserspiegel innerhalb von rund 12 Sekunden im Mittel um 30 cm ab. Die Dauer der Absenkung betrug hier im Mittel 15 Sekunden.

Der Wasserdruck in der untersten Filterlage des dreilagigen Kornfilters (Kornverteilungen siehe Bild 13) ist dem äußeren Wasserdruckabfall nahezu vollständig gefolgt, die Reaktionen im tieferen Sanduntergrund zeigen dagegen eine deutliche Verzögerung.

Werden die Druckgradienten über die untersuchte Tiefe zu verschiedenen Zeitschnitten aufgetragen, so zeigen sich die schon aus den Röhrenversuchen bekannten Kurvenverläufe, die den instationären Charakter der Druckgradienten bestätigen.



BAW
Karlsruhe
Abt. Geotechnik

in situ
measurements of
pore water
pressures
in the subsoil
underneath
a revetment

Bild 19

Die Auswertung dieser Messungen erfolgt mit einem Rechenprogramm, bei dem die im Meßeinsatz gewonnenen Parameter $a(t)$ und $b(t)$ in die Deckwerksbemessungsformel für den geforderten Standsicherheitszustand einbezogen werden.

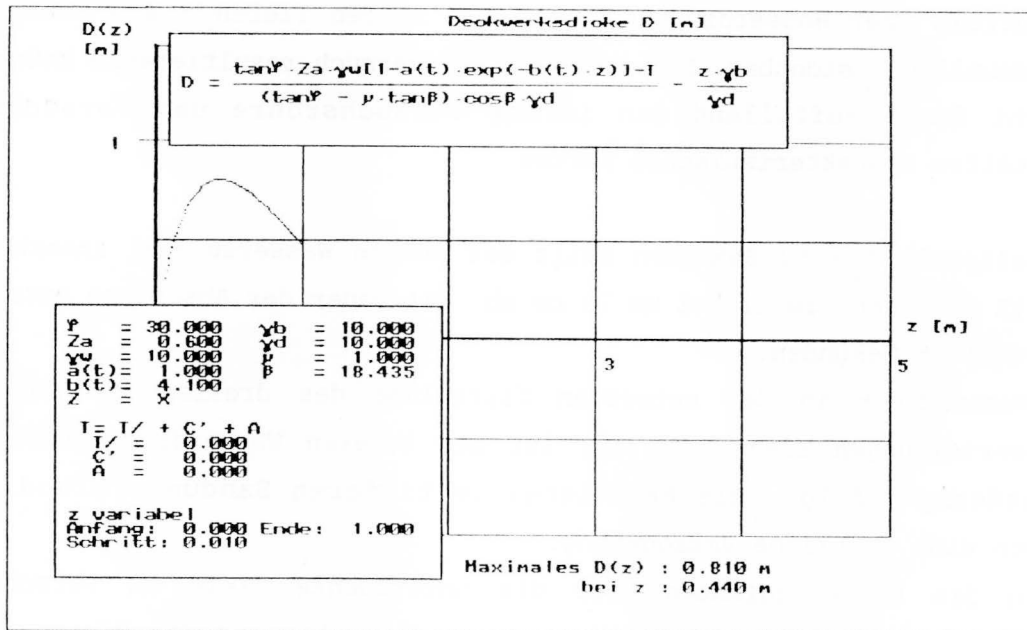


Bild 20

Mit dem Programm können die maßgebenden Berechnungskennwerte für den vorliegenden Deckwerksaufbau berücksichtigt werden. Die erforderliche Deckwerksdicke wird ermittelt.

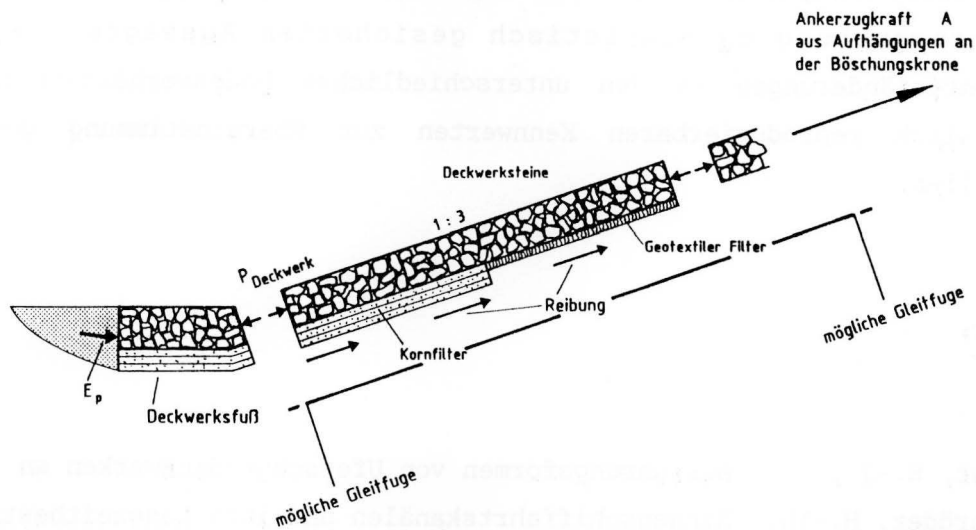


Bild 21

Bild 22 zeigt den Einfluß des Parameters $b(t)$ auf die erforderliche Deckwerksdicke für den einfachen Fall, daß eine Fußstützung, eine Verankerung an der Böschungskrone (vergl. Bild 21) und der Einfluß der untersuchten Tiefe der böschungsparellen Gleitfläche nicht zum Ansatz gebracht werden.

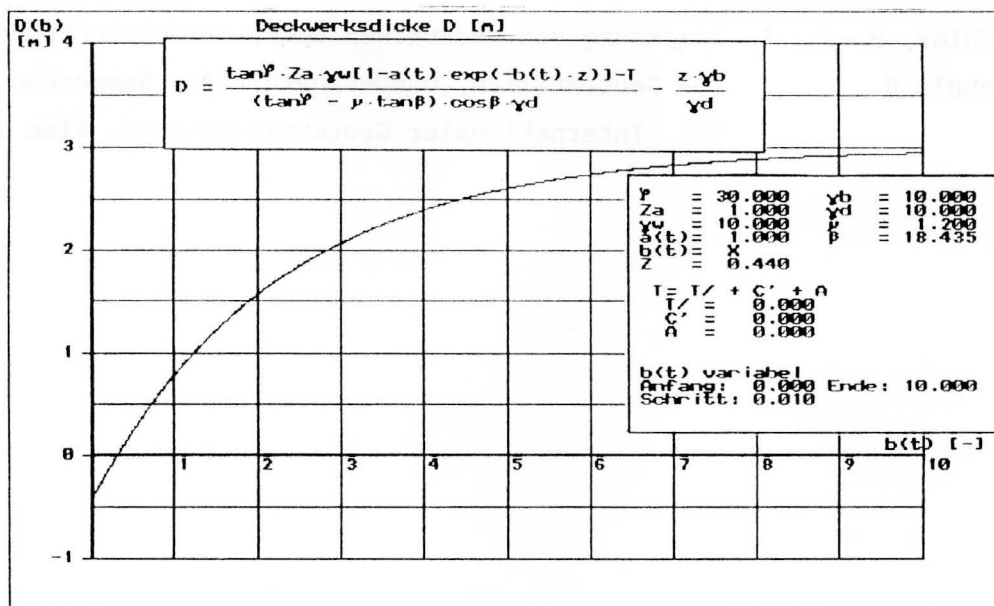


Bild 22

Das Ziel dieser Natur-Untersuchungen wird die Ermittlung von Parametern in situ bei unterschiedlichen örtlichen Gegebenheiten sein, die mittels einer Reihenuntersuchung zu statistisch gesicherten Aussagen über die Druckpotentialänderungen in den unterschiedlichen Bodenverhältnissen mit labortechnisch reproduzierbaren Kennwerten zur Übereinstimmung gebracht werden sollen.

Literatur:

- (1) List, H.-J., Ausführungsformen von Uferschutzdeckwerken an
Schröder, H.-Th. Binnenschiffahrtskanälen und ihre Langzeitbeständig-
keit, Modellversuche M. 1:1, 1972-1974, Teile I-IV,
Bundesanstalt für Wasserbau, - unveröffentlicht -

- (2) Köhler, H.-J., Untersuchung von instationären Wasserdrücken in
porösen Medien, Forschungsbericht, 1983,
Bundesanstalt für Wasserbau, - unveröffentlicht -

- (3) Köhler, H.-J., Bemessung von Deckwerken unter Berücksichtigung
Schulz H. von Geotextilien, Bundesanstalt für Wasserbau,
III. Internationaler Geotextil-Kongreß, Wien 1986