

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau  
der Technischen Hochschule Darmstadt

Herausgegeben von o. Prof. Dr.-Ing. H. Breth

Heft 7

**Beiträge in den Jahren  
1968 - 1970**

Januar 1971

✓



Präsenz exemplar!

Keine Ausleihe

*[Faint, illegible text, possibly bleed-through from the reverse side of the page]*

*[Faint text at the bottom left corner, possibly a signature or date]*

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau  
der Technischen Hochschule Darmstadt

Herausgegeben von o. Prof. Dr.-Ing. H. Breth

Heft 7

**Beiträge in den Jahren  
1968 - 1970**

Januar 1971

44137-7

Lehrstuhl für Bodenmechanik u. Grundbau Techn. Hochschule Darmstadt 1971 Inv. Nr. —
---

44137/I

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

DEPARTMENT OF CHEMISTRY

PHYSICAL CHEMISTRY

1954

PHYSICAL CHEMISTRY

1954



## Übersicht

- Schwinn : Über den Einfluß eines dünnwandigen, im Boden verlegten Rohres auf das Tragverhalten des Bodens
- Breth : Der Durlaßboden - Staudamm
- ⊗ Breth, Wanoschek : Steifenkraftmessungen in einer durch Pfahlwände gesicherten Tiefbahnbau-grube im Frankfurter Ton
- Wanoschek : Bericht über eine Probelastung auf Lehm
- Schwinn : Beitrag zur Berechnung erdbeben-sicherer Staudämme
- Günther : Erd- und Steinschüttdämme
- Breth, Wanoschek : Der Einfluß der Restfestigkeit auf die Entstehung und den Ablauf von Rutschungen
- ⊂ Breth, Stroh : Das Tragverhalten von Injektionsan-kern im Ton
- Breth, Günther : Betrachtung über die Bemessung von Staudämmen auf heterogenem Unter-grund

Received of the Treasurer of the  
Board of Education the sum of  
Twenty Dollars

1875

for the purchase of books

1875

for the purchase of books  
for the purchase of books

for the purchase of books

for the purchase of books  
for the purchase of books

for the purchase of books

for the purchase of books  
for the purchase of books

for the purchase of books

for the purchase of books

for the purchase of books

for the purchase of books  
for the purchase of books

for the purchase of books

for the purchase of books  
for the purchase of books

for the purchase of books

for the purchase of books  
for the purchase of books

for the purchase of books

**Über den Einfluß eines dünnwandigen,  
im Boden verlegten Rohres  
auf das Tragverhalten des Bodens**

Von Dr.-Ing. Karl H. Schwinn, Technische Hochschule Darmstadt

---

Sonderdruck aus „Straßen- und Tiefbau“, Heft 8/1968

Verlag: Straßenbau, Chemie und Technik Verlagsgesellschaft m. b. H., 69 Heidelberg

## 1. Einleitung

Im Boden verlegte, dünnwandige und damit stark verformbare Stahlrohre werden in den USA seit nunmehr 70 Jahren für die verschiedensten Bauaufgaben des Wasser-, Straßen- und Eisenbahnbaues verwendet. Nachdem die Rohre in steigendem Maße heute auch in Deutschland Anwendung finden, haben sich in letzter Zeit immer mehr Autoren mit der Bestimmung der Belastbarkeit des im Boden verlegten, verformbaren Rohres befaßt: Über den Einfluß des Rohres auf die Tragfähigkeit des Bodens bei einer Belastung der Bodenoberfläche liegen bisher keine Untersuchungen vor.

Für die **Bemessung** eines Bauwerkes können grundsätzlich zwei Wege beschriftet werden:

- die Bemessung nach der Traglast der Konstruktion und
- die Bemessung nach der Spannungsanalyse.

Für die Bestimmung der Traglast ist nur die Kenntnis der Festigkeitseigenschaften des Materials notwendig, wohingegen für die Spannungsanalysen die Gültigkeit eines Stoffgesetzes angenommen werden muß. Beide Berechnungsmethoden sind heute in der Bodenmechanik üblich.

Mit Hilfe der Spannungsanalysen werden Setzungen und Verformungen von Gründungskörpern berechnet; die Tragfähigkeit des Bodens, der Erddruck auf Wände und die Standsicherheit von Böschungen werden nach dem Traglastverfahren bestimmt.

Im folgenden wird die **Traglast** eines auf der Oberfläche des Halbraumes angeordneten starren Fundamentes in Abhängigkeit von einem unter diesem Fundament im Boden verlegten verformbaren Rohr für den ebenen Fall untersucht. Es werden die Ergebnisse von Modellversuchen vorgelegt und ein Berechnungsverfahren zur Bestimmung der Traglast des Bodens entwickelt. Die Ergebnisse des Berechnungsverfahrens können in Kurventafeln zusammengefaßt werden.

## 2. Tragverhalten des Bodens im Bruchzustand — Beobachtungen an Modellversuchen

Um zu klären, ob der Bruchzustand im Boden vor oder nach dem Versagen des Rohres auftritt, und wie der Bruch des Bodens vom Verhalten des verformbaren Rohres bestimmt

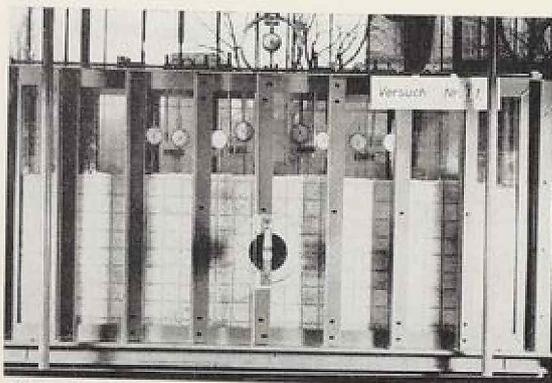


Abb. 1. Ansicht des Versuchsstandes

wird, wurden **Modellversuche** durchgeführt. Abb. 1 zeigt den Versuchsstand. Er bestand aus einem 149 cm langen, 80 cm hohen und 20 cm breiten Kasten aus 1 cm dicken Plexiglascheiben. Der Kasten hatte einen starren Rahmen aus Winkelstahl. Die Rohre wurden, wie in Abb. 1 zu sehen ist, im Kasten verlegt und mit Sand eingeschüttet. Als Material für das Rohr wurde 0,5 mm dickes Feinblech verwendet. Die Rohre wurden mit einem Außendurchmesser von 20,2 cm hergestellt.

Variiert wurde in den einzelnen Versuchsreihen die Überfüllungshöhe der Rohre und die Breite der zentrisch über dem Rohr auf der Oberfläche des Bodens angeordneten Lastplatte. Die Messung der aufgebrachten Last geschah über eine Druckmeßring mit einer Ablesegenauigkeit von 0,05 kp. Die Verformungen des Rohres wurden über einen Schnelltaster mit einer Ablesegenauigkeit von 0,05 mm gemessen. Zur Messung der Setzungen bzw. Hebungen der Lastplatte und der Bodenoberfläche wurden Meßuhren mit einer Ablesegenauigkeit von  $\pm 1 \mu$  verwendet. Um die Reibung zwischen Sand und Plexiglas möglichst niedrig zu halten, wurden die Innenflächen der Lastplatte mit einer Paste aus Mehrzweckfett und Kreide ungefähr 1 mm dick bestrichen. Diese Gleitmasse hatte neben der Verminderung der Wandreibung noch einen weiteren Zweck zu erfüllen. Mit ihrer Hilfe war es möglich, die Bodenbewegungen sichtbar zu machen, da die Gleitmasse durch die Haftung an den Sandkörnern die Bewegungen des Sandes mitmachte.

Auf die Außenseiten der Plexiglasplatten waren waagrecht und senkrecht Linien im Abstand von 5 cm graviert worden. In die ungefähr 1 mm dick aufgetragene Gleitmasse wurde ein mit diesen Linien deckungsgleiches Raster eingeritzt. Die Verschiebungen dieser Linien zeigten dann die jeweilige Bodenverschiebungen an. Wie später noch gezeigt wird, konnten durch dieses Verfahren auch die sich im Boden einstellenden Gleitflächen gut sichtbar gemacht werden.

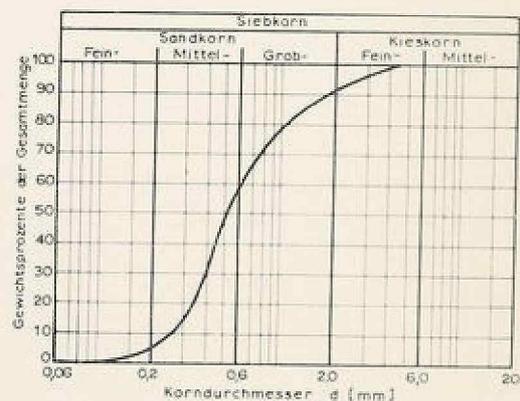


Abb. 2. Kornverteilungskurve des Versuchsbodens

Der bei allen Versuchen verwendete Sand hatte die in Abb. 2 gezeigte Kornverteilungskurve. Der Sand wurde lagenweise in den Versuchskasten eingebracht und verdichtet. Die erzielten Trockenraumgewichte lagen im Mittel bei  $1,78 \text{ Mp/m}^3$ . Bei einem spezifischen Gewicht des Sandes von  $\gamma_s = 2,65$



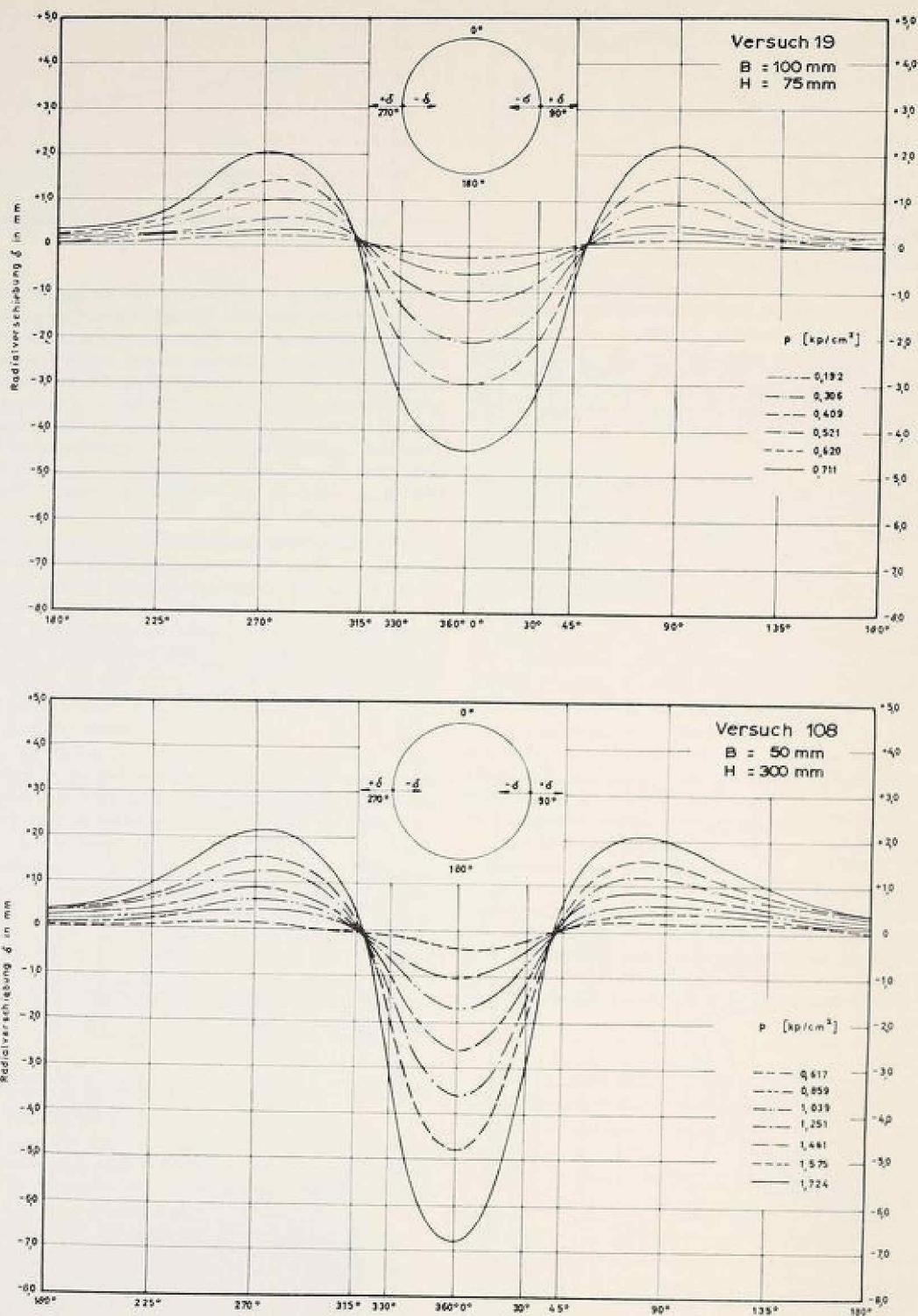


Abb. 6. Druck-Verformungs-Diagramme der Versuchsrohre

fläche über. Die Lastplatte selbst setzt sich im wesentlichen gleichmäßig mit der Scheitelsenkung des Rohres.

Bei den üblichen Traglastversuchen mit an der Oberfläche gegründeten langgestreckten Streifenfundamenten bringt die Festlegung der Traglast des Bodens keine besonderen Probleme mit sich, wenn es sich, wie im vorliegenden Fall, bei dem Boden um dicht gelagerten Sand handelt. Nach dem bekannten Schubverformungsverhalten von trockenem, dichtem Sand ergeben sich bei diesen Versuchen ausgesprochene

Maximalwerte der Sohldruckung im Drucksetzungsdiagramm des Fundamentes. Die Maximalwerte bezeichnen die Traglast des Bodens.

Im vorliegenden Fall kann das Drucksetzungsverhalten der Lastplatte nicht als Kriterium für den Bruch des Bodens gelten. Wie in Abb. 5 zu sehen ist, ist die Setzung der Platte ungefähr gleich der Einsenkung des Rohrscheitels. Da die Setzungen der Lastplatte damit nur sekundär über die Verformung des Rohres vom Verformungsverhalten

Bodens bestimmt werden, und da sich kein Maximalwert Drucksetzungsdiagramm feststellen läßt, muß ein anderer zur Bestimmung der Traglast des Bodens gefunden werden. Bei einem dicht gelagerten Sand ist die Volumenverminderung bei der Belastung sehr gering, die Volumenvergrößerung, die Dilatation, dagegen sehr groß. Das Umgekehrte ist bei locker gelagertem Sand der Fall. Wie bereits erwähnt, wurde zunächst eine Setzung der Meßpunkte an der Bodenfläche festgestellt. Erst mit steigender Belastung gingen Setzungen in Hebungen über. Hier überlagern sich zwei Prozesse. Noch im elastischen Bereich des Bodens verformt sich das Rohr unter der aufgetragenen Belastung. Diese Verformungen bringen Einsenkungen des Bodens und der Lastplatte mit sich. Mit steigender Belastung überlagert sich diesem Vorgang die Dilatation des Bodens in der Umgebung des Rohrs und der Platte. So kommt es, daß trotz des sehr dicht gelagerten Sandes eine Setzung des Bodens gemessen wurde.

Ausgehend von diesen Meßergebnissen wurde die Traglast des Bodens wie folgt festgelegt. Es wurde angenommen, daß am Ende des sogenannten Umkehrlastbereiches, d. h. des Bereiches, in dem sich die Setzungen in Hebungen umkehren, die Bruchvorgänge im Boden beendet sind. So wurden die Drucksetzungslinien der Pegel vereinfachend durch geradlinige Anfangs- und Endgeraden ersetzt und die Belastung im Schnittpunkt der beiden Geraden als Umkehrlast und damit als Traglast des Bodens festgelegt.

Die mit diesem Verfahren erhaltenen Grenzlasten  $p_{gr}$  lassen sich durch den dimensionalen Faktor

$$N_v = \frac{p_{gr}}{\gamma \cdot B}$$

als dem Raumgewicht des Bodens und  $B$  der halben Breite der Lastplatte ausdrücken.  $N_v$  ist dann weiter eine Funktion der dimensionslosen Größen  $H/D$  und  $B/D$ , wenn mit  $H$  die Überschüttungshöhe über dem Rohrscheitel und  $D$  der Rohrdurchmesser bezeichnet wird.

Um im Rahmen der gestellten Aufgabe den Einfluß des verformbaren Rohres auf die Tragfähigkeit des Bodens festzustellen, war es notwendig, neben den Verformungen des Bodens auch die des Rohres in den einzelnen Laststufen zu messen. Wie die in Abb. 6 dargestellten Meßergebnisse zeigen, ist das Verformungsverhalten der Rohre in den Belastungsfällen im wesentlichen gleich. Im Scheitelbereich verformt sich das Rohr nach innen, im Kämpferbereich nach außen. Die maximale Einsenkung tritt im Scheitel auf, die maximale Verformung nach außen im Kämpferbereich. Die Lage der in allen Versuchen sehr deutlich erkennbaren Verformungsnullpunkte der Rohre ist nur eine Funktion der Lastplattenbreite und der Überschüttungshöhe und nicht von der aufgetragenen Belastung abhängig.

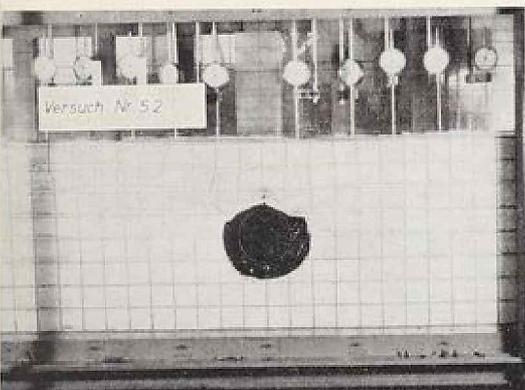


Abb. 7. Bruchbild — Versuch 52,  $B = 125$  mm,  $H = 100$  mm

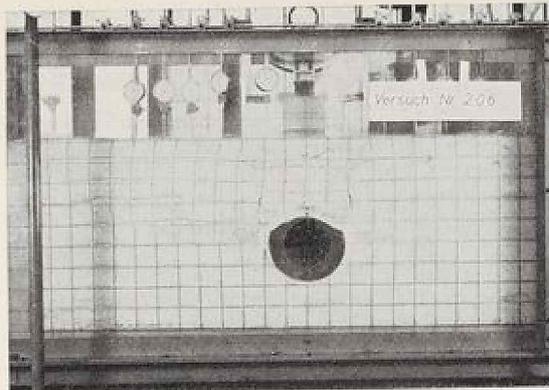


Abb. 8. Bruchbild — Versuch 206,  $B = 150$  mm,  $H = 150$  mm

Wie bereits erwähnt, wird davon ausgegangen, daß am Ende des Umkehrlastbereiches der Bruchzustand im Boden erreicht ist. Im Versuch reichten die Bewegungen bis zu diesem Zeitpunkt meist jedoch nicht aus, um die Gleitflächen auf dem Raster der Gleitmasse sichtbar zu machen. Erst nach der weiteren Belastung, und damit der Vergrößerung der Verformungen, waren die Gleitflächen so gut, wie in den Abb. 7 und 8 erkennbar.

Nach diesen Ergebnissen müssen für das Tragverhalten des Bodens zwei Fälle unterschieden werden.

#### Fall 1: $B > 0,75 \cdot D$

Die Lastplattenbreite ist größer als der 0,75-fache Rohrdurchmesser. Es ergeben sich die in Abb. 9 eingetragenen Gleitflächen. Die Gleitflächen  $a$  verlaufen von den Eckpunkten der Lastplatte bis zu den Verformungsnullpunkten des Rohres. Der Verlauf dieser Gleitflächen kann mit guter Näherung als geradlinig angesehen werden. In Wirklichkeit sind sie, wie die gestrichelte Linie in Abb. 9 zeigt, etwas gekrümmt. Der von

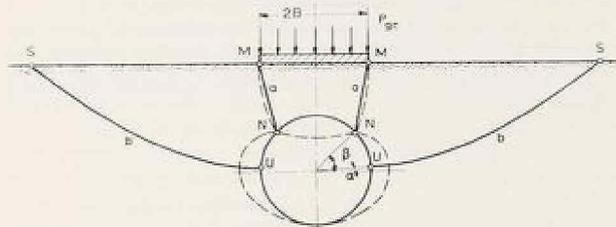


Abb. 9. Gleitflächen im Bruchzustand  $B > 0,75 \cdot D$

diesen Gleitflächen eingeschlossene Erdkeil bewegt sich, wie die Messungen gezeigt haben, mit der Lastplatte und dem Rohrscheitel nach unten. Die Lage des Verformungsnullpunktes ändert sich in Abhängigkeit von  $B/D$  und der Überschüttungshöhe  $H$ . In den Versuchen wurden für den, die Lage des Verformungsnullpunktes kennzeichnenden Winkel  $\beta$  (vgl. Abb. 9) Werte von  $35^\circ$ — $55^\circ$  gemessen. Als ausreichende Näherung für den Ansatzpunkt der Gleitfläche  $a$  kann daher  $\beta = 45^\circ$  gesetzt werden. Die Gleitflächen  $b$  beginnen im Kämpferbereich der Rohre. Sie setzen sich aus einem gekrümmten und einem geraden Teil zusammen.

#### Fall 2: $B < 0,75 \cdot D$

Die Lastplattenbreite ist kleiner als der 0,75-fache Rohrdurchmesser. Die Gleitflächen  $a$  verlaufen senkrecht. Der Verformungsnullpunkt liegt ungefähr senkrecht unter dem Eckpunkt der Lastplatte. Die Gleitflächen  $b$  sind wie im Fall 1 gekrümmt, beginnen jedoch im Punkt  $N$  (Abb. 10).

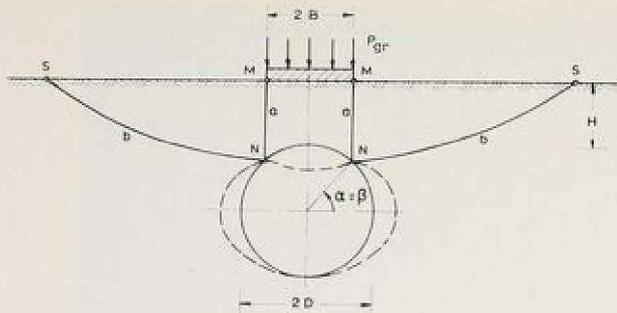


Abb. 10. Gleitflächen im Bruchzustand  $B \leq 0,75 \cdot D$

Durch die Abmessungen der gewählten Versuchseinrichtung waren für die Gültigkeit der Aussagen der Versuche folgende Grenzen gegeben:

- a)  $0,25 \cdot D \leq H \leq 2,5 \cdot D$
- b)  $0,5 \cdot D \leq B \leq 2,0 \cdot D$

mit  $H$  = Überschüttungshöhe des Rohres,  $2B$  = Breite der Lastplatte,  $2D$  = Rohrdurchmesser.

Die für das Erreichen des Bruchzustandes im Boden notwendige Belastung  $p_{gr}$  der Lastplatte wurde für einige Versuchsreihen in die Abb. 12 und 13 eingetragen. Der plastische Grenz Zustand im Boden wurde in allen Versuchen vor dem Durchschlagen der Modellrohre erreicht.

### 3. Entwicklung eines Verfahrens zur rechnerischen Bestimmung der Traglast des Bodens

#### 3.1 Voraussetzungen

- a) Die den Halbraum erfüllende Bodenmasse ist homogen. Sie wird nach oben durch eine waagerechte Ebene begrenzt. Das Raumgewicht der Bodenmasse ist  $\gamma$  (Mp/m<sup>3</sup>). Es gilt, die Coulombsche Bruchbedingung  $\tau = \sigma \cdot \tan \phi$ .
- b) Das im Boden verlegte Rohr ist kreiszylindrisch, verläuft waagrecht unter der Oberfläche des Halbraumes und ist unendlich lang. In Längsrichtung des Rohres können Belastung und Verformung des Rohres als konstant angenommen werden. Es wird ein ebenes System untersucht. Das Rohr besitzt eine große Verformbarkeit, seine Wanddicke ist klein gegenüber dem Durchmesser.
- c) Die die Oberfläche des Halbraumes belastende Platte ist starr und unendlich lang. Die Platte wird vertikal und zentrisch belastet. Die Belastung ist in Längsrichtung konstant. Die Schubspannungen zwischen Platte und Boden werden vernachlässigt. Die Lastplatte liegt mittig über dem Rohr.

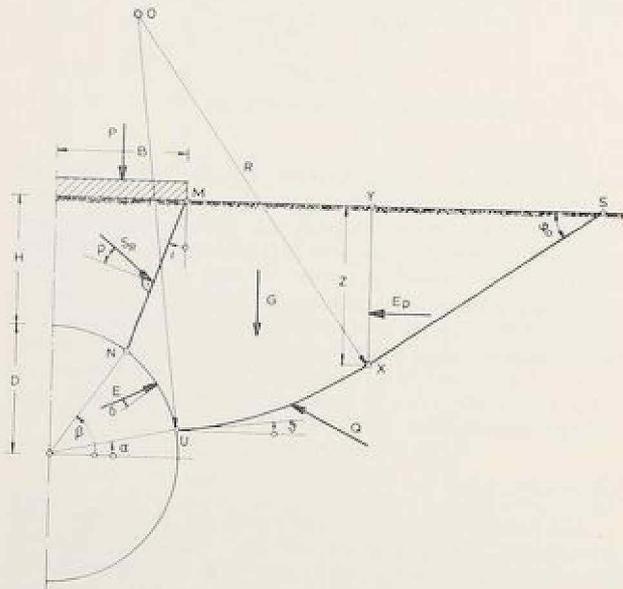


Abb. 11. Kräfte auf den Gleitkörper

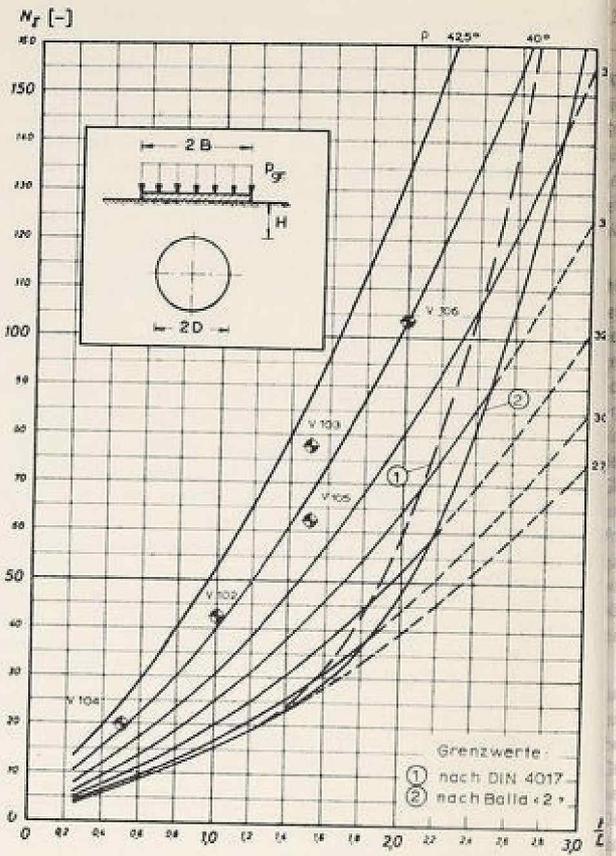


Abb. 12. Tragfähigkeitsbeiwerte  $N_g$  für  $B = 0,5 \cdot D$ , Versuchsergebnisse

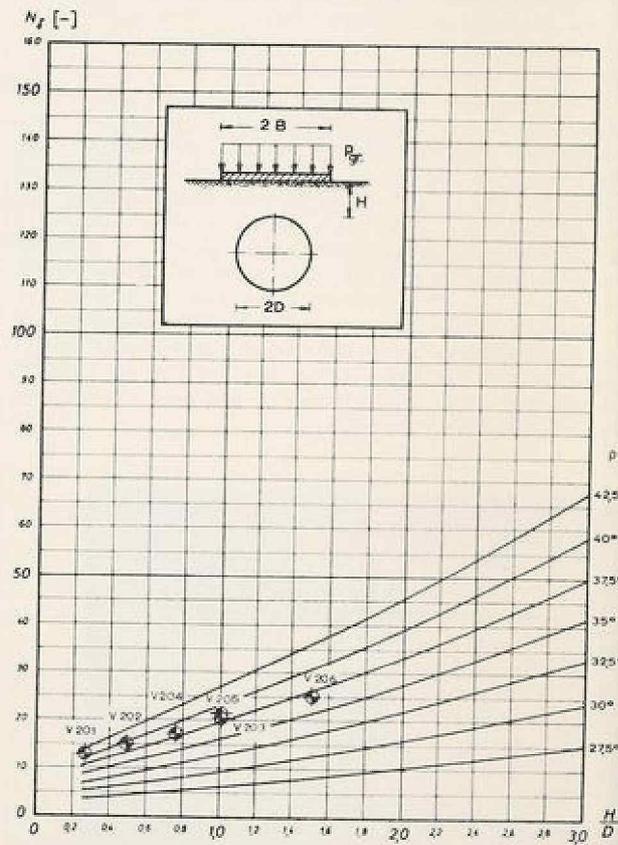


Abb. 13. Tragfähigkeitsbeiwerte  $N_g$  für  $B = 1,5 \cdot D$ , Versuchsergebnisse

## Vorgehensweise

Für die Berechnung der Tragfähigkeit des Bodens unter einem flach gegründeten Streifen- oder Einzelfundament liegen eine ganze Anzahl von Theorien vor [1]. Modell- und Versuche erbrachten jedoch in den weitaus meisten Fällen geringe Übereinstimmung der gemessenen mit den berechneten Tragfähigkeiten [2]. Der Einfluß eines im Boden verlegten verformbaren Rohres auf die Tragfähigkeit wurde bisher nicht untersucht.

Wie bei den Grundbruchberechnungen nach den Bruchkurven wird auch hier davon ausgegangen, daß die Scherfähigkeit im Boden überwunden wird und der Boden entlang bestimmter Gleitflächen zu Bruch geht. Wird bei der vorliegenden vertikalen Belastung der Oberfläche des Halbraumes die den möglichen Verformungen des Rohres ausgegangen, so ergeben sich die in den Abb. 9 und 10 gezeigten Bruchbilder im Boden. Es sind die Grenzlasten  $p_{gr}$  gesucht, bei denen der Boden entlang der in den Abbildungen gezeigten Gleitflächen zu Bruch geht. Wie in der Erddrucktheorie, so ist auch hier für den Fall  $\varrho \neq 0$ ,  $\gamma \neq 0$  eine strenge Lösung des Problems nicht möglich. Sie wäre nur mit Hilfe eines allgemeineren Deformationsgesetzes des Bodens zu erreichen. Es wird deshalb das folgende, aus der Erddrucklehre bekannte Lösungsverfahren angewandt, bei dem für das Gleichgewicht die Form der Gleitfläche angenommen wird.

Die Gleitfläche  $a$  ist vorgegeben. Sie verläuft vom Eckpunkt M des Fundamentes (Lastplatte) zum Verformungsnullpunkt N des Rohres. Es wird angenommen, daß die Gleitlinie zwischen diesen Punkten geradlinig verläuft. Die Form der Gleitlinie  $b$  ist unbekannt. Es soll angenommen werden, daß sie sich aus einem Kreis und einer Geraden zusammensetzt. Die Lösung wird dann so gefunden, daß einmal die Grenzlast  $p_{gr}$  einen Extremwert (Minimalwert) erreichen und zum anderen auch Gleichgewicht am betrachteten Erdkörper bestehen muß.

## 3. Berechnungsverfahren

Es wird der in Abb. 11 gezeigte Gleitkörper MNUXY betrachtet. Für die Bestimmung der resultierenden Reibungskraft  $Q$  und der Kraft  $E_p$  steht die Köttersche Gleichung zur Verfügung. Kötter [3, 4] hat erstmals im Jahre 1888 für die Änderung der Spannung entlang einer beliebig gekrümmten Gleitfläche im kohäsionslosen Boden die folgende Differentialgleichung hergeleitet:

$$\frac{1}{s} - 2 \cdot q \cdot \operatorname{tg} \varrho \cdot \frac{d\varphi}{ds} - 2 \cdot c \cdot \frac{1}{\cos \varphi} \cdot \frac{d\varphi}{ds} = \gamma \cdot \sin(\varphi - \varrho)$$

(aktiver Bruchzustand)

$$\frac{q}{s} + 2 \cdot q \cdot \operatorname{tg} \varrho \cdot \frac{d\varphi}{ds} + 2 \cdot c \cdot \frac{1}{\cos \varphi} \cdot \frac{d\varphi}{ds} = \gamma \cdot \sin(\varphi + \varrho)$$

(passiver Bruchzustand)

Hierin bedeuten:  $\varphi$  = Winkel zwischen der Horizontalen und der Gleitfläche,  $q$  = resultierende Spannung in der Gleitfläche.

Wird die Form der Gleitfläche vorgegeben, so kann die Differentialgleichung gelöst werden.

Für die Bestimmung der Kraft  $S_{11}$  wurde in [5] — ausgehend von der Annahme, daß sich der Boden in diesem Bereich im aktiven Bruchzustand befindet — eine Gleichung abgeleitet, die im Grenzfall  $i = 0$  die bekannte Siloformel von Rankine ergibt. Unbekannt sind dann die Kräfte  $P$  und  $E$  und die geometrischen Größen  $R$ ,  $\vartheta$ ,  $\alpha$  und  $\beta$ . Werden  $\alpha$  und  $\beta$  nach den Versuchsergebnissen als bekannt vorausgesetzt, so reduziert sich die Zahl der Unbekannten auf 4. Für die Lösung stehen die 3 Gleichgewichtsbedingungen  $\sum V = 0$ ,  $\sum H = 0$ ,  $\sum M = 0$  und die Bedingung  $p_{gr} = \text{Minimum}$  zur Verfügung. Zur Lösung des transzendenten Gleichungssystems wurde ein Algol-Programm entwickelt. Die Berechnungen erfolgten auf der elektronischen Rechanlage IBM 7040 des Rechenzentrums der Technischen Hochschule Darmstadt. Es

wurde, wie bei der Auswertung der Versuchsergebnisse, der dimensionslose Faktor

$$N_\gamma = \frac{p_{gr}}{\gamma \cdot B}$$

eingeführt. Als Lösung der Gleichungen kann dann  $N_\gamma$  als Funktion der dimensionslosen Größen  $H/D$  und  $B/D$ , des Reibungswinkels  $\varrho$  und des Wandreibungswinkels  $\delta$  angegeben werden. Die Ergebnisse dieser Berechnungen sind in Form von Kurventafeln in [5] zusammengestellt worden. Diesen Tafeln kann für gegebene Größen  $B/D$ ,  $H/D$ ,  $\varrho$  und  $\delta$  der  $N_\gamma$ -Wert entnommen und die Spannung  $p_{gr}$  für die Traglast des Fundamentes über einem elastischen Rohr aus

$$p_{gr} = \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

bestimmt werden.

Für die Traglast des Bodens unter einem mittig belasteten Streifenfundament gilt, wenn das Fundament auf der Bodenoberfläche gegründet ist und der Boden keine Kohäsion besitzt:

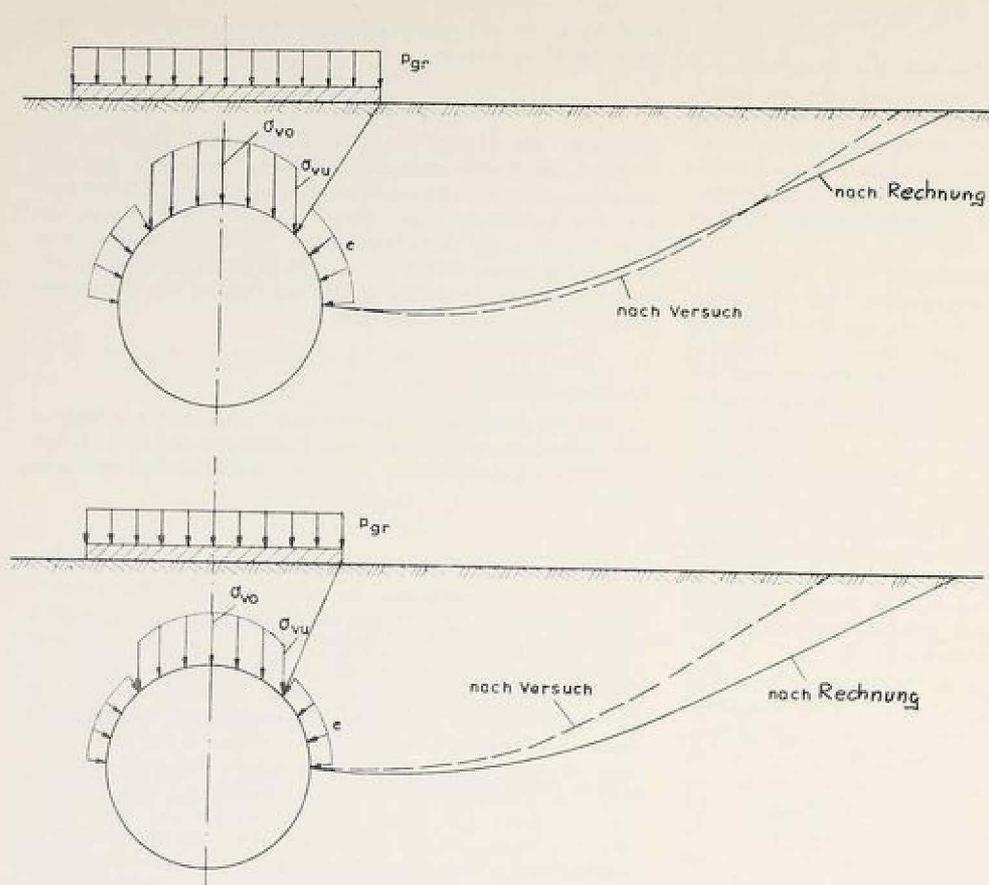
$$p_{gr} = \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

In der DIN 4017 werden  $N_\gamma$ -Werte als Funktion des Reibungswinkels  $\varrho$  angegeben, die nach Prandtl-Buisman-Raees für den gewichtslosen Boden berechnet wurden. Balla [2] bestimmte  $N_\gamma$ -Werte für  $\gamma \neq 0$  mit Hilfe der Kötterschen Gleichung, die größer als die Werte der DIN 4017 sind und die jedoch, wie er nachweist, gut mit den Versuchswerten der Degebo übereinstimmen. Trägt man die Werte in die Abb. 12 ein, so erkennt man, daß mit den berechneten Kurventafeln ab einem bestimmten Verhältnis  $H/D$  größere Tragfähigkeitsbeiwerte erhalten werden als nach DIN 4017 und nach Balla. Die Größe von  $H/D$ , ab der dies der Fall ist, ist eine Funktion von  $\varrho$ ,  $\delta$  und  $B/D$ . Es besteht also hier die Gefahr, daß es unter dem Fundament zu einem Grundbruch kommt, bevor sich die der Berechnung zugrunde gelegten Gleitflächen ausbilden können. In Abb. 12 wurden deshalb die sich nach DIN 4017 und Balla ergebenden Grenzkurven für die Gültigkeit der  $N_\gamma$ -Werte eingetragen.

## 4. Vergleich der berechneten mit den gemessenen Traglasten

In den Abb. 12 und 13 wurden die in den Versuchen gemessenen Traglasten als umgerechnete  $N_\gamma$ -Werte in die nach der abgeleiteten Gleichung berechneten Diagramme eingetragen. Den Versuchen entsprechen demnach Reibungswinkel des Bodens, die zwischen  $35^\circ$  und  $40^\circ$  liegen. Diese Streuungen können wie folgt erklärt werden. Der Reibungswinkel des Sandes ist nicht konstant, sondern eine Funktion der wirksamen Normalspannung. Eine Näherung im vorgelegten Berechnungsverfahren liegt also in der Annahme eines konstanten Reibungswinkels entlang der Gleitflächen. Diese Näherung muß jedoch gemacht werden, da bei einer Berücksichtigung der Änderung von  $\varrho$  der dann zur Lösung des Problems notwendige Aufwand nicht mehr gerechtfertigt ist. Nach den Versuchsergebnissen ist die Änderung des Reibungswinkels in den unteren Spannungsbereichen am größten; dies bedeutet aber, daß sich der Fehler bei den Modellversuchen stark auswirken kann, denn hier liegen die Normalspannungen in der Gleitfläche unter  $1,0 \text{ kp/cm}^2$ . Da die Spannungen in der Natur entsprechend größer sind als im Modellversuch, wird der Fehler, der durch eine Änderung von  $\varrho$  entsteht, also auch entsprechend kleiner sein. Für die praktische Anwendung kann daher das angegebene Verfahren als genügend genau betrachtet werden.

Eine gute Übereinstimmung der nach der abgeleiteten Gleichung bestimmten Gleitflächen mit den in den Versuchen erhaltenen ergab sich in allen Versuchen. In Abb. 14 wird dies für die Versuche 203 und 52 gezeigt. Der Berechnung wurde ein mittlerer Reibungswinkel von  $35^\circ$  zugrunde gelegt. Die sich hierbei ergebenden Drücke auf das Rohr wurden ebenfalls in Abb. 14 eingetragen. Aus den Seitendrücken kann für die vorliegenden Fälle ein Erddruckbeiwert von  $\lambda = 5,0 - 6,9$  berechnet werden.



Versuch Nr. 20

$B = 15 \text{ cm}$   
 $H = 10 \text{ cm}$   
 $D = 10 \text{ cm}$   
 $P_{gr} = 13,2 \text{ kp/cm}^2$   
 $P_{gr} = 0,44 \text{ kp/cm}^2$   
 $\sigma_{vo} = 0,50 \text{ kp/cm}^2$   
 $\sigma_{vu} = 0,52 \text{ kp/cm}^2$   
 $e = 0,25 \text{ kp/cm}^2$

Versuch Nr. 52

$B = 12,5 \text{ cm}$   
 $H = 10 \text{ cm}$   
 $D = 10 \text{ cm}$   
 $P_{gr} = 12,7 \text{ kp/cm}^2$   
 $P_{gr} = 0,51 \text{ kp/cm}^2$   
 $\sigma_{vo} = \sigma_{vu} = 0,52 \text{ kp/cm}^2$   
 $e = 0,18 \text{ kp/cm}^2$

Abb. 14. Vergleich der im Versuch erhaltenen und der berechneten Gleitflächen für  $\phi = 35^\circ$

5. Zusammenfassung

Es wird über ein Verfahren zur Berücksichtigung des Einflusses eines dünnwandigen, im Boden verlegten Rohres auf das Tragverhalten des Bodens berichtet. Mit diesem Verfahren kann die Traglast eines unendlich langen, starren Streifenfundamentes bestimmt werden, wenn zentrisch unter dem Fundament ein ebenfalls unendlich langes, dünnwandiges kreiszylindrisches Rohr verlegt ist. Die dem Verfahren zugrunde gelegten Bruchzustände im Boden werden durch Modellversuche belegt.

Literaturverzeichnis

[1] Naujoks: Über die Tragfähigkeit von mittig, vertikal belasteten

Flachgründungen im Sand. Berichte aus der Bauforschung, Heft 3, Verlag W. Ernst & Sohn

[2] Balla: Bearing Capacity of Foundations. Proc. of the American Society of Civil Engineers, Vol. 68, SM 5, Oct. 1962

[3] Kötter: Über das Problem der Erddruckbestimmung. Verh. d. Phys. Gesellschaft Berlin 1888

[4] Kötter: Die Bestimmung des Drucks an gekrümmten Gleitflächen eine Aufgabe aus der Lehre vom Erddruck. Sitzungsberichte der Königlich Preuß. Akademie der Wissenschaften, Berlin 1903

[5] Schwinn: Über den Einfluß eines dünnwandigen, im Boden verlegten Rohres auf das Tragverhalten des Bodens. Dissertation Technische Hochschule Darmstadt, D 17, Darmstadt 1967, und Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. H. Breth, Heft 3, Januar 1968

## Der Durlaßboden-Staudamm

- Baugrundtagung 1968 Hamburg -

Prof. Dr. -Ing. H. Breth

Ich möchte Ihnen heute von einem Damm berichten, der, auf nicht alltäglichem Untergrund gebaut, vielleicht Ihr Interesse finden wird. Es handelt sich um den Durlaßboden-Staudamm. Er ist in den Jahren 1965/1966 im Gerlostal in Tirol, nur wenig unter der Paßhöhe, geschüttet worden. An der Schaffung des Durlaßbodenspeichers wurde nahezu 30 Jahre lang gearbeitet. Es sind mehrere Sperrenstellen studiert worden. Die Planungsarbeiten scheiterten jedoch an den schwierigen, damals unüberwindlichen Untergrundverhältnissen. Erst mit der fortschreitenden Entwicklung der Gründungstechnik konnte an die Verwirklichung des Projektes gedacht werden. Die Tauernkraftwerke AG entschloß sich in dieser Erkenntnis im Jahre 1956 zu umfangreichen Vorarbeiten und Untersuchungen, die zu der Wahl der endgültigen Sperrenstelle und zu dem Damm führten, über dessen Aufbau und Gründung und über dessen Verhalten beim Probeaufstau ich Ihnen nunmehr berichten werde.

An der Sperrenstelle wurden insgesamt 25 Bohrungen ausgeführt, die unter der Talsohle eine 136 m tiefe Felsrinne erkennen ließen, die mit schluffigen bis kiesigen, in ihrem Aufbau stark wechselnden Alluvionen aufgefüllt ist (Bild 1). Auf der rechten Talseite ist in geologischen Vorzeiten eine Felsscholle aus weichen Phylliten und harten, spröden Quarziten in die Rinne abgeglitten. Ihr Fuß ist in der alluvialen Talfüllung aufgefahren. Diese Scholle war es auch, die beim Abgleiten den dort sedimentierten Schluff stauchte, wie Sie an dem geologischen Talquerschnitt gut erkennen können. Die festgelagerte Schluffschicht trennt den oberen Kies-Sand-Horizont von den älteren, am Grunde der Felsrinne liegenden Kies-Sanden. Sie schließt am linken Hang an eine auf dem

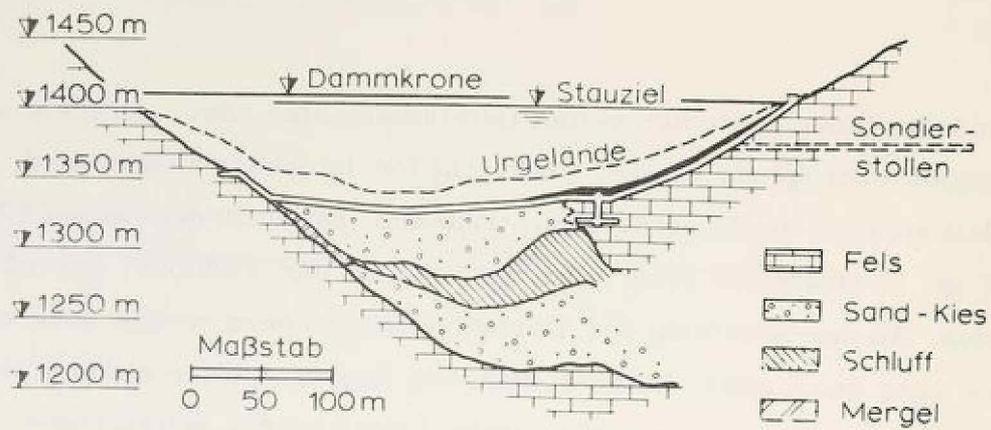


Bild 1 Geologisches Profil der Sperrenstelle

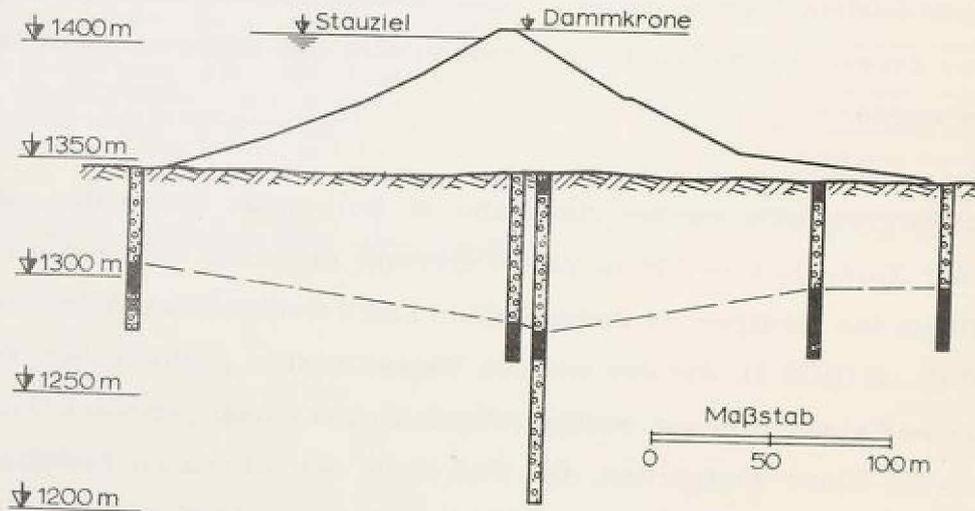


Bild 2 Nachweis des Schluffhorizontes unter dem Damm

Fels liegende wasserdichte Grundmoräne und am rechten Hang an den bereits erwähnten Talzusub an. Die Schluffschicht wurde auch in der Richtung des Talwegs durch Bohrungen nachgewiesen (Bild 2). Sie hat eine mittlere Dicke von 12 bis 14 m. Auf der linken Talseite wurde ihre Mindestdicke mit 5 m festgestellt. Vor der abgeglittenen Felsscholle ist sie bis zu 30 m dick. Die Gleitscholle ist ebenfalls von Sanden und Kiesen unterlagert.

Der gewachsene Fels auf der linken Seite - ein Grünschiefer - wurde durch einen 42 m langen Stollen, der Talzusub auf der rechten Seite durch einen 218 m langen Stollen aufgeschlossen. Außerdem wurde der Fuß der Gleitscholle durch einen 37 m tiefen Schacht mit Querschlägen der Prüfung zugänglich gemacht. Die Aufschlüsse ergaben, daß die Großbewegung zur Ruhe gekommen ist und der Talzusub in technischer Sicht als gewachsener Fels gewertet werden durfte.

Innerhalb der Dammaufstandsfläche wurden unter dem Talboden bis in 12 m Tiefe junge, zum Teil organische Schlufflinsen festgestellt. Im Gegensatz zum tiefliegenden Schluffhorizont sind die jungen Schluffanlandungen weichplastisch.

Über den Aufbau des nahezu 70 m hohen Dammes und über die Gründungskonzeption gibt das Bild 3 Auskunft. Der Dammkern wurde im Talboden unter die dort angetroffenen weichen Schluffanlandungen geführt. An den Dammkern schließt sich auf der Wasserseite ein 2 m dicker Dichtungsteppich an. Der Teppich reicht bis zum Dammfuß.

Für die Dammschüttung standen im Speicherraum Hangschutt und im Talboden Kiessande zur Verfügung. Der Hangschutt konnte, wie die Untersuchungen ergaben, sowohl für die Stützkörper als auch für die Dammdichtung verwendet werden. Für die Dichtung mußte das Korn über 80 mm Größe ausgeschieden werden. Das Absieben des Grobkorns geschah auf Wobblern, die sich bereits beim Bau des Gepatsch-Dammes

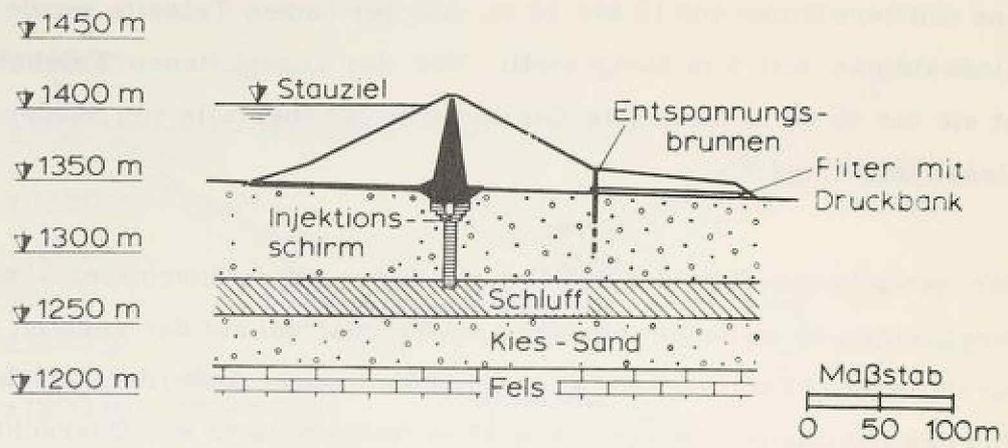


Bild 3 Dammaufbau und Konzeption der Dammgründung

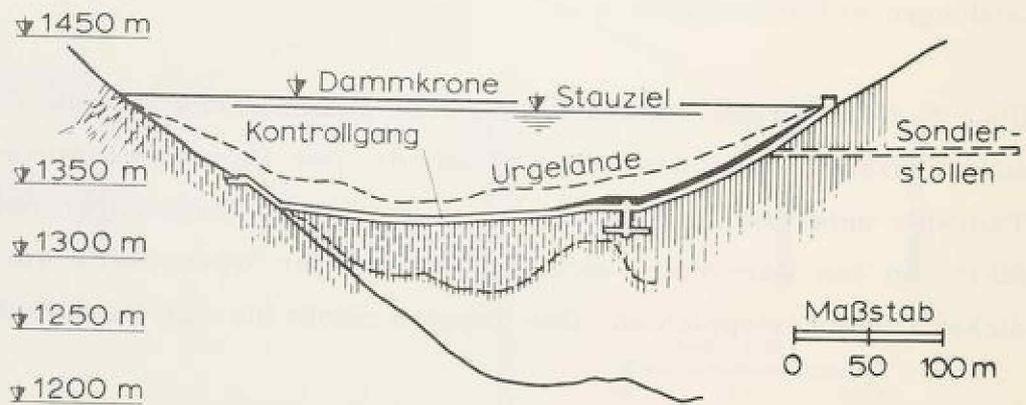


Bild 4 Talquerschnitt mit Injektionsschirm

im Kaunertal in Tirol gut bewährt hatten. Der abgeseibte Hangschutt mußte zum größten Teil auf den optimalen Einbauwassergehalt getrocknet werden. Da sich der Hangschutt bei der Festigkeitsprüfung im Hinblick auf die zu erwartenden Setzungen des Dammuntergrundes als etwas spröde erwies, wurde er durch Zugabe von 1 Gew.-% Bentonit plastischer gemacht. Lediglich über dem Fuß der Gleitscholle wurde wegen der dort über kurze Entfernung zu erwartenden größeren Setzungsunterschiede dem Kernmaterial 2 Gew.-% Bentonit beigemischt. Außerdem wurde versucht, durch ein Polster unter dem Kern und unter den angrenzenden Dammmzonen den Setzungsunterschied in diesem Übergangsbereich auszugleichen. Das Polster ist bis zu 6 m dick und besteht aus einem Gemisch von 70 % Sand und 30 % Pulverton.

Auf der Wasserseite des Dammes wurde Kies geschüttet. Er ist durch einen Steinwurf vor Wellenschlag geschützt. Der luftseitige Stützkörper besteht aus Hangschutt. Den Übergang vom luftseitigen Stützkörper zum Kern wie auch zu den Schlufflinsen in der Aufstandsfläche bildet eine Filterzone aus Kies, deren Kornaufbau und Durchlässigkeit innerhalb festgelegter Grenzen bleiben mußten.

Nachdem die Untersuchungen ergeben haben, daß der Speicherboden durch oberflächennahe schluffige Ablagerungen weitgehend gedichtet ist und das Eindringen des Wassers in die tiefliegenden Kies-Sande durch den unter dem Damm festgestellten und in den Speicherraum hineinreichenden Schluffhorizont erschwert wird, erschien es im vorliegenden Fall für ausreichend, lediglich die sandigen Kiese über dem Schluffhorizont durch ein Dichtungselement abzuriegeln. Die Dichtungsschürze sollte mit einiger Aussicht auf Erfolg in der Lage sein, den unter der Dammlast zu erwartenden Setzungen des Untergrundes von etwa 1 m ohne Schaden folgen zu können. Da jedoch auch mit ungleichen Setzungen zu rechnen war, wurde nach einer Ausführung gesucht, bei der die Möglichkeit bestand, nach der Fertigstellung des Dammes und nach dem Abklingen der Setzungen die Wirksamkeit der Dichtungsschürze zu über-

prüfen und etwaige Schäden nachzudichten.

Diesen Forderungen wurde beim damaligen Stand der Technik (1964) am ehesten von einer Injektionsschürze entsprochen. Durch die Injektion war es nach einem Großversuch möglich, die Durchlässigkeit der sandigen Kiese von  $10^{-4}$  m/s auf etwa  $10^{-6}$  m/s zu reduzieren und damit die Wasserführung in den durchlässigen Schichten über dem Schluffhorizont auf ein zulässiges Maß abzumindern. Die Injektion wurde mit Zement, Ton, Bentonit und in einem vierten Arbeitsgang mit Chemikalien in drei Lochreihen ausgeführt. Im oberen Bereich und im Kontakt mit dem Damm wurde der Injektionsschirm auf 8 Lochreihen erweitert.

Im Schutze einer Grundwasserabsenkung wurde im injizierten Boden der Graben für die Kerngründung ausgehoben, in dem auch der Kontrollgang hergestellt worden ist. Der Kontrollgang wurde als notwendig erachtet, um Nachinjektionen ausführen zu können, falls sich dies als notwendig erweisen sollte. Zu diesem Zweck wurde das Manschettenrohr der mittleren Injektionsreihe in den Kontrollgang geführt. Der Kontrollgang besteht, um den Setzungen des Untergrundes folgen zu können, aus 6 m langen biegungssteifen Betonringen, wobei die Fugen erst nach dem Abklingen der Setzungen durch Stahlbetonringe geschlossen wurden. Die nach dem Verschließen verbliebenen Bewegungsfugen wurden so ausgebildet, daß sie die restlichen Verformungen aufnehmen konnten. Über dem Fuß der Gleitscholle wurde die Länge der Kontrollgangringe auf 2 m reduziert.

Das Wasser, das durch den Injektionsschirm fließt und das durch die Schluffschicht hinter die Dichtungsschürze gelangt, kann in den durchlässigen Kiesen abfließen oder wird in Entspannungsbrunnen dem aus 5 Schichten aufgebauten Flächenfilter zugeführt. Die Entspannungsbrunnen waren notwendig, weil die bereits erwähnten oberflächennahen Schlufflinsen das Anströmen des Flächenfilters von unten behindern. Mit der Überlaufhöhe der Entspannungsbrunnen kann der Grundwasser-

spiegel hinter dem Damm reguliert werden. Dem als Folge des Aufstaus zu erwartenden Druckaufbau im Grundwasser unter dem Schluffhorizont wurde mit der Druckbank über dem Flächenfilter ein entsprechend großes Gewicht entgegengesetzt.

Am rechten Hang bildet der mächtige Talzuschub eine natürliche Auflast gegen den in den tiefliegenden Sanden und Kiesen zu erwartenden Auftrieb. Die Gleitscholle selbst wurde in zwei Lochreihen injiziert (Bild 4). Der zur Untersuchung der Gleitscholle 30 m talabwärts der Damm- und Dichtungssachse vorgetriebene Sondierstollen wurde zu einem Beobachtungs- und Entwässerungsstollen ausgebaut und durch einen Querstollen mit dem Kontrollgang verbunden. Der Entwässerungsstollen sollte auch die dauernde Entspannung des Gebirgswassers im rechten Hang gewährleisten.

Der am linken Hang anstehende Fels wurde, wie im Bild 4 angedeutet, injiziert und der von Natur aus hohe Grundwasserspiegel mittels Rückschlagventilen im Grundablaßstollen gesenkt (Bild 5).

Ein Staudamm auf einem Untergrund und zwischen Talhängen, wie am Durlaßboden, bedarf nicht nur besonderer konstruktiver Überlegungen und Maßnahmen, er macht auch eingehende Kontrollen, vor allem bei der ersten Füllung des Speichers, notwendig. Diesem Umstand wurde bereits bei der Planung des Dammes mit der schrittweisen Füllung des Speichers und durch eine Begrenzung des Staus auf Höhe 1382 m im ersten Erprobungsjahr und mit dem Vollstau auf Höhe 1405 m erst im darauffolgenden Jahr Rechnung getragen. Mit dem stufenweisen Aufstau jeweils um 5 m und mit dem Teilstau sollten die Voraussetzungen geschaffen werden, die Wirksamkeit der Dichtungselemente, also des Dammkerns und des Injektionsschirms, und die Auswirkungen der Speicherfüllung auf die Grundwasserströmung und die statische Wirkung des Grundwassers in den Alluvionen und in den Hängen zu prüfen. Der Kontrolle der Druckverhältnisse im Grundwasser, besonders im Grund-

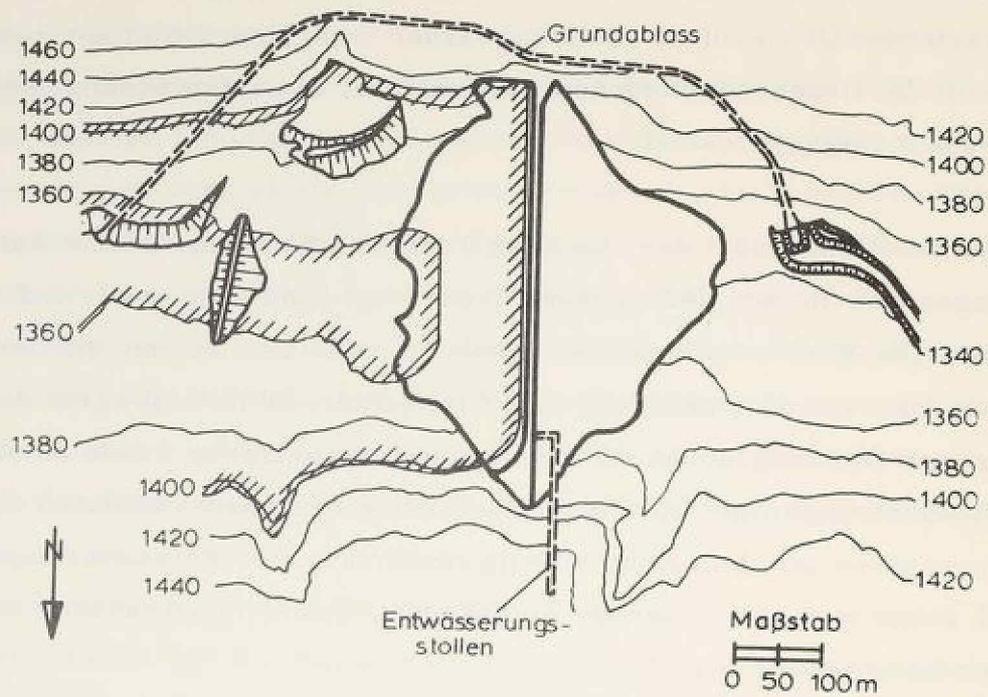


Bild 5 Lageplan des Dammes mit Grundablaß und Entwässerungstollen

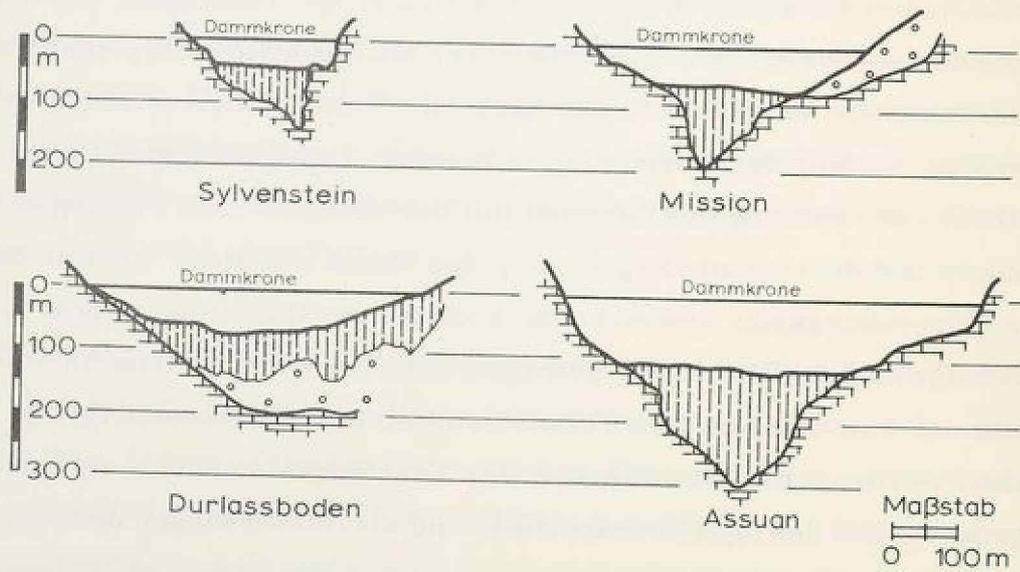


Bild 6 Teilweise Dichtung der Erosionsrinne am Durlaßboden im Vergleich mit anderen Dämmen

wasserhorizont unter dem Schluff, kam eine besondere Bedeutung zu, weil im Gegensatz zu den bisherigen höheren Dämmen auf Alluvionen, wie dem Missions-Damm in Kanada, Serre-Ponçon und Notre-Dame-de-Commiers in Frankreich, Mattmark in der Schweiz oder Sylvenstein in Deutschland - um nur einige zu nennen - am Durlaßboden der Damm nicht an den dichten Untergrund angeschlossen worden ist (Bild 6).

Außer Porenwasserdruckgebern im Kern, Verformungsmeßgeräten im Damm und im Kontrollgang wurde eine große Zahl von Piezometern installiert. Je 5 Piezometer M zeigen den Wasserdruck vor und hinter dem Injektionsschirm an und geben somit Auskunft über den Druckabbau im Dichtungsschirm. In 26 Piezometern P wird der Grundwasserstand in den Alluvionen und in den Hängen gemessen, wobei 4 Piezometer K bis in die tiefliegenden Kies-Sande reichen und den Wasserdruck unter der Schluffschicht anzeigen (Bild 7 und 8). Ferner werden das Sickerwasser durch den Dammkern, das aus den Entspannungsbrunnen überlaufende Wasser und die im Entwässerungsstollen und im Grundablaß eintretende Wassermenge gemessen.

Über das Verhalten des Dammkörpers gibt es nichts Bemerkenswertes zu berichten. Lediglich, daß die im Untergrund erwarteten Setzungen in der Größe bis zu etwa 1 m aufgetreten sind (Bild 9). Sie sind bis auf geringe Nachsetzungen mit der Dammschüttung zum Abschluß gekommen. Trotz der ungleichen Setzungen, die über dem Fuß des Talschubs 50 cm auf 13 m erreichten, deutet die hinter dem Kern gesammelte Sickerwassermenge von weniger als 0,5 l/s bis zum Vollstau auf keine Risse im Kern als Folge der unterschiedlichen Setzungen hin. Dies beweist wieder einmal, daß auch gemischtkörniges Material mit nur 10 bis 30 Gew.-% Schlammkorn unter allseitigem Druck sich plastischer verhält als allgemein angenommen wird, was besagt, daß eine Kerndichtung gegenüber ungleichen Setzungen im allgemeinen weniger empfindlich ist als eine Dichtung in Böschungsnähe.

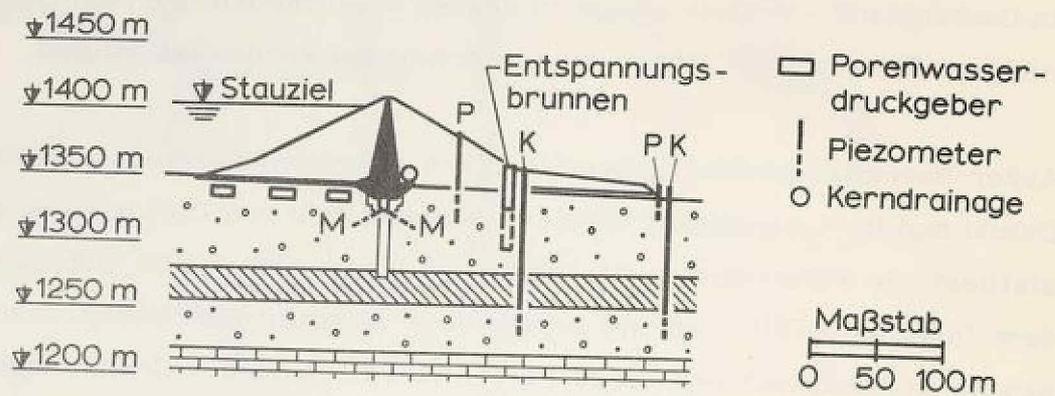


Bild 7 Dammquerschnitt mit Meßeinrichtungen

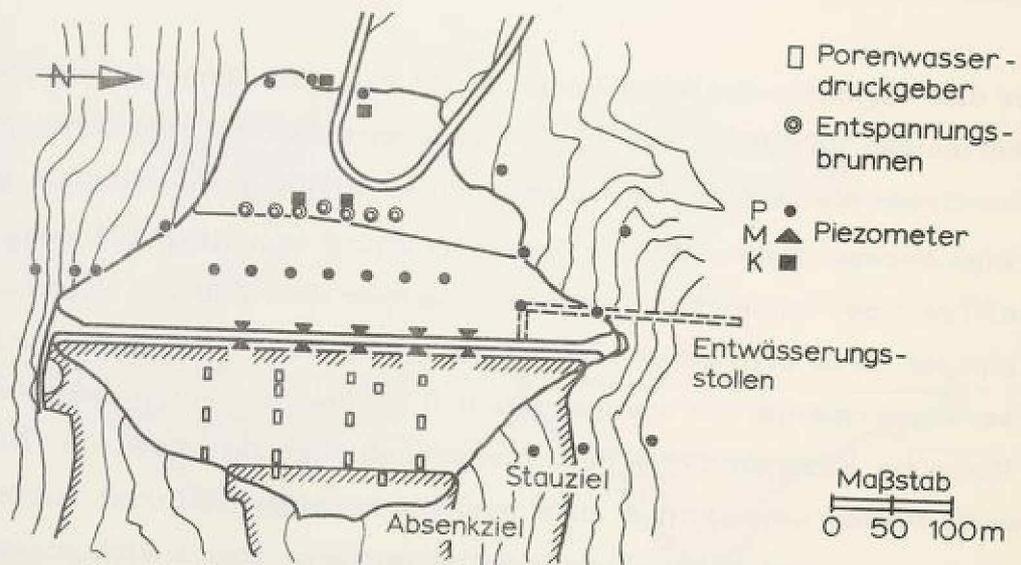


Bild 8 Lageplan der Meßeinrichtung

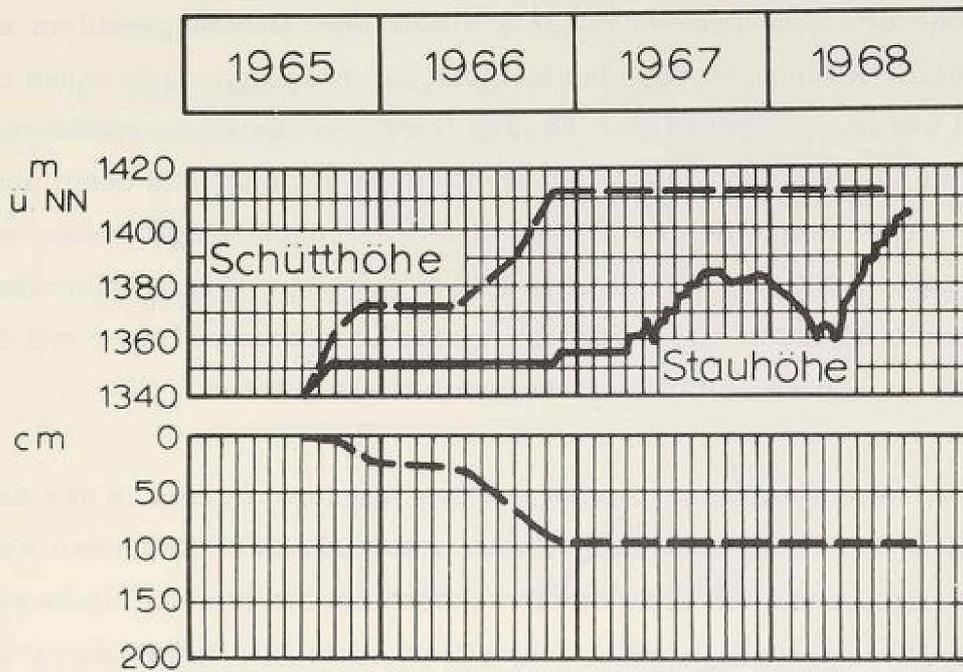


Bild 9 Setzung des Dammuntergrundes in Talmitte

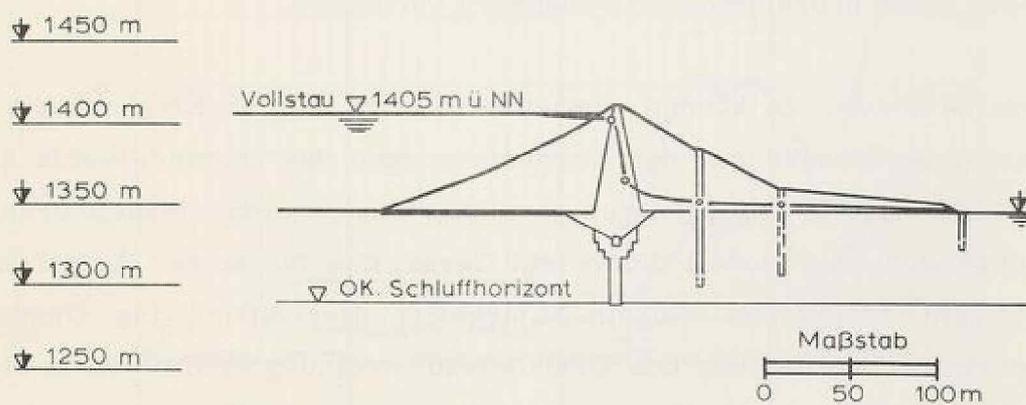


Bild 10 Abbau des Wasserdruckes im Injektionsschirm

Die Wirkung des Dichtungsschirms ist im Bild 10 zu sehen. Der Staudruck wird nach den Piezometern M zu etwa 65 % im Schirm abgebaut. Die Höhe des Grundwasserspiegels hinter dem Dichtungsschirm und sein Gefälle können mit der Überlaufhöhe der Entspannungsbrunnen reguliert werden. Je höher der Überlauftrand der Entspannungsbrunnen liegt, um so weniger Wasser fließt durch die Brunnen und desto mehr Wasser fließt in den oberen Kiesen ab. Die Entspannungsbrunnen mit ihrem Rand auf Höhe 1352,25 m begannen beim Stau 1382 m überzulaufen. Von da ab nahm die Wassermenge aus den Brunnen linear mit der Stauhöhe zu und erreichte beim Vollstau 30 l/s (Bild 11).

Zur Kontrolle des Wasserdrucks und des Wasserabflusses in den tiefliegenden, nicht abgedichteten Kiesen unter dem Schluffhorizont wurden am Beginn und am Ende der Druckbank die bis in diese Kiese reichenden Piezometer K 1 und K 4 installiert (Bild 12). Der Wasserstand in diesen Piezometern nahm linear mit der Stauhöhe zu, in K 1 mit etwa 42 % und in K 4 mit etwa 37 % der Druckdifferenz zwischen dem Ober- und Unterwasser (Bild 13). Der Druckanstieg läßt erkennen, daß die tiefliegenden Kiese aus dem Speicher gespeist werden. Der Auftrieb ist für den Damm ungefährlich. Nach den gemessenen Wasserständen ist am Ende der Druckbank beim Vollstau noch eine Sicherheit von 2,5 gegen einen hydraulischen Grundbruch vorhanden.

Um beurteilen zu können, inwieweit die im unteren Kieshorizont gemessenen Drücke mit den Voraussetzungen des Dammentwurfs über den Aufbau des Untergrundes vereinbar sind, wurden Modellversuche ausgeführt. Als Modell diente ein Gerät, das für solche Aufgaben in meinem Institut von meinem Mitarbeiter, Herrn Dipl.-Ing. Günther, entwickelt worden ist. Die Grundwasserströmung wird in einem elektrischen Widerstandsnetzwerk analog den in der Natur vorgegebenen Durchlässigkeits- und Randbedingungen nachgebildet und der Spannungsabfall im Potentialfeld gemessen. Das Netzmodell ist auf dem Bild 14

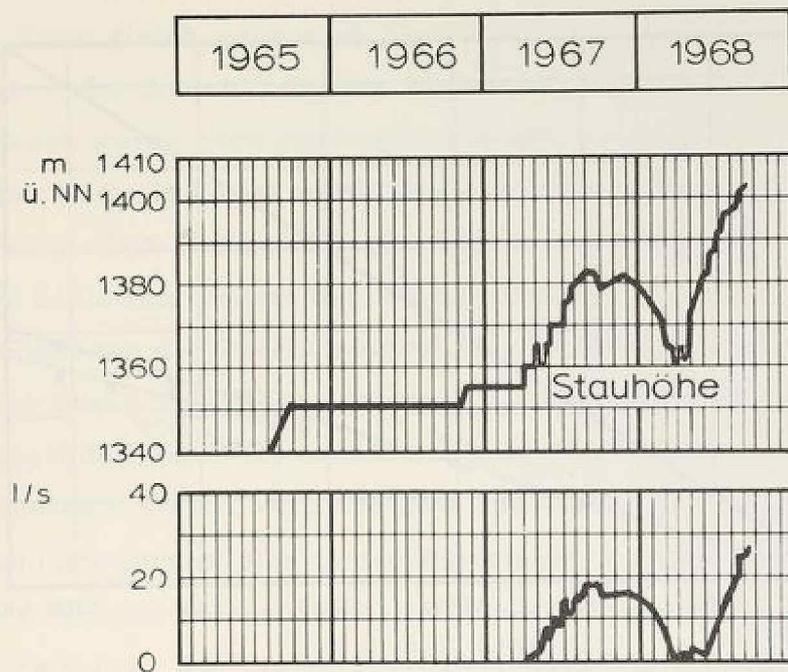
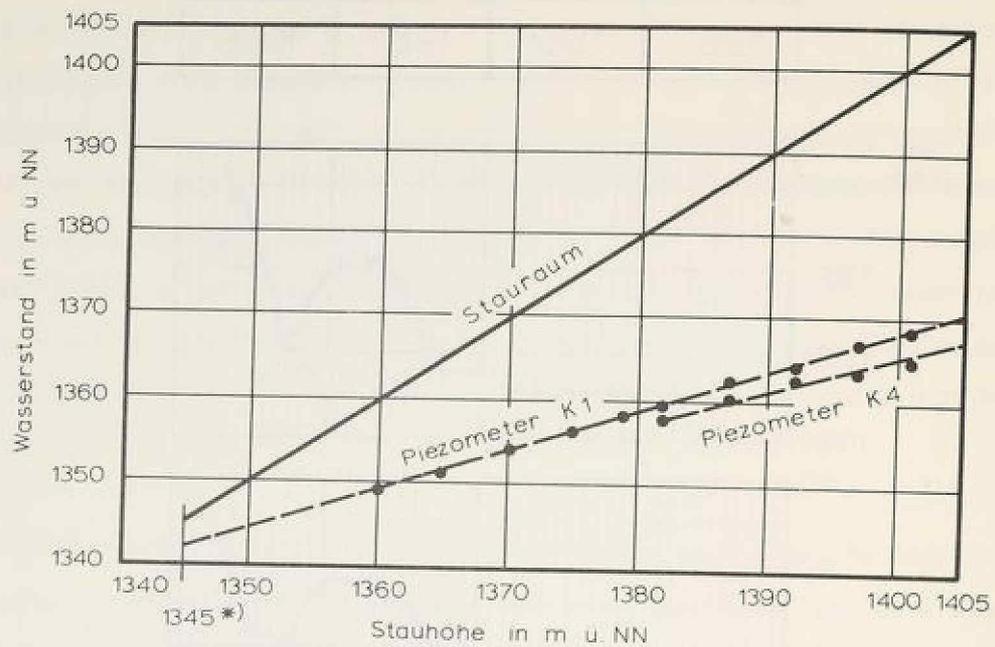


Bild 11 Wassermenge aus den Entspannungsbrunnen



Bild 12 Wasserdruck in den oberen (P3, P7) und unteren (K1, K4) Kiessanden während des Probetaus



\*) ursprüngliche Höhe des Bachwasserspiegels am wasserseitigen Dammfuß

Bild 13 Zunahme des Wasserdruckes in den unteren Kiessanden mit dem Aufstau

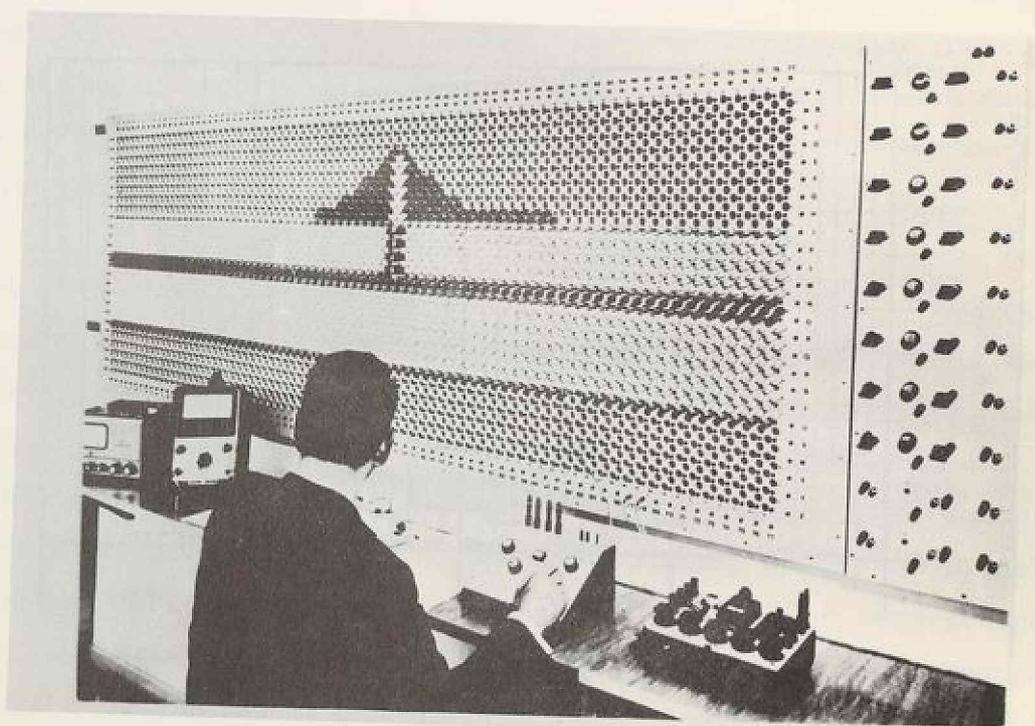


Bild 14 Elektrisches Analogon

zu sehen. Es besteht aus auswechselbaren Widerständen, die innerhalb einer Zone gleich groß sind. Ihre Größe richtet sich nach der Durchlässigkeit der Schicht, die sie simulieren sollen. Die Durchlässigkeit des Kiesel wurde nach den Feststellungen im Gelände mit  $1 \cdot 10^{-4}$  m/s angenommen. Zunächst wurde das auf Bild 15 skizzierte Bodenprofil untersucht. Die Untersuchungen zeigen, daß für den Fall des unendlich langen Schluffhorizontes der Wasserdruck in den tiefliegenden Kiesen weitgehend von der Durchlässigkeit des Schluffhorizontes abhängt. Während der Druck in den Piezometern K 1 und K 4 mit abnehmender Durchlässigkeit des Schluffes zunimmt, geht die Wassermenge, die in den tiefliegenden Kiesen verloren geht, mit abnehmender Durchlässigkeit des Schluffes zurück. Den in den Piezometern gemessenen Drücken entspricht für den untersuchten Fall eine vertikale Durchlässigkeit des Schluffes von  $2 \cdot 10^{-7}$  m/s. Eine Durchlässigkeit in dieser Größe ergab sich auch bei den Kompressionsversuchen mit ungestörten Proben aus dem Schluffhorizont. Bild 16 zeigt, wie sich der Wasserdruck in den Piezometern K 1 und K 4 und die Wassermenge in den tiefliegenden Kiesen mit der Reichweite des Schluffhorizontes in den Speicher ändern.

Solche Modelle sind auch ein wertvolles Hilfsmittel für die Vorarbeiten, z. B. zur Abgrenzung des Bereiches, in dem der Untergrund an der Sperrenstelle erkundet werden soll.

Das Netzmodell ermöglicht noch eine weitere Aussage. Nachdem sich Farb- und Salzversuche sowie die Impfung mit Isotopen zur Messung der Fließgeschwindigkeit des Grundwassers als nicht brauchbar erwiesen haben, wird die Durchlässigkeit von Dichtungsschirmen aus dem Druckabbau im Schirm und dem Fließgefälle des Grundwassers hinter dem Schirm mit Bezug auf die Durchlässigkeit der Alluvione bestimmt. Dieser Weg ist gangbar, wenn - wie z. B. am Sylvenstein - eine verlandete Erosionsrinne zur Gänze gedichtet wird, und der Einfluß des die Schürze im Fels umströmenden Wassers auf das Fließgefälle in den

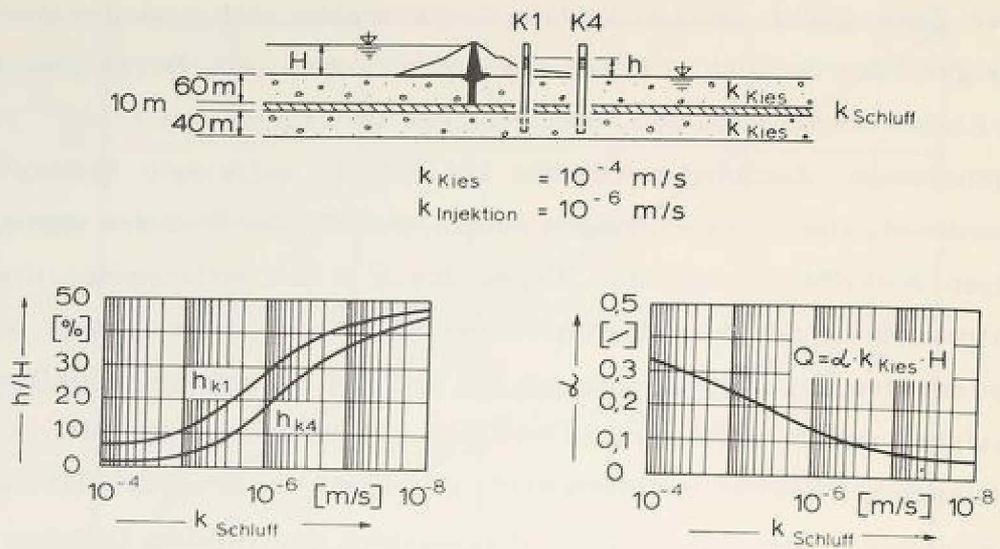


Bild 15 Druckhöhen und Wassermenge im unteren Kieshorizont in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit des Schluffhorizontes

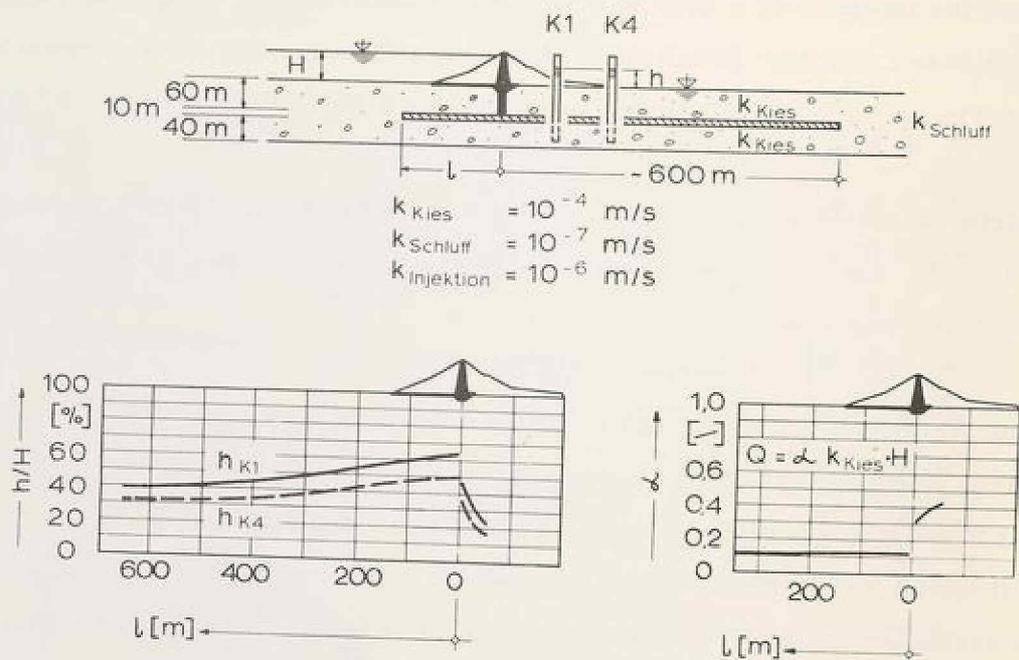


Bild 16 Einfluß der Länge des Schluffhorizontes auf den Wasserdruk und die Wassermenge in den tiefliegenden Kiesanden

Alluvionen hinter dem Schirm vernachlässigt werden kann. So berechnete Lorenz [1] aus den Grundwasserständen die mittlere Durchlässigkeit der Dichtungsschürze am Sylvenstein mit etwas über  $1 \cdot 10^{-6}$  m/s. Über Dichtungserfolge in derselben Größenordnung wird von Serre-Ponçon, Notre-Dame-de-Commiers und vom Missions-Damm berichtet. Die Dichtung von durchlässigen Alluvionen bis auf etwa  $1 \cdot 10^{-6}$  m/s dürfte nach diesen Erfahrungen die Grenze sein, die zur Zeit durch Injektionen mit wirtschaftlich vertretbaren Mitteln zu erreichen ist. Am Durlaßboden ist die Abschätzung der mittleren Durchlässigkeit des Schirms wesentlich schwieriger, weil dort der Schirm unterströmt wird und somit die Wasserstände in den oberen Kiesen auch von der Durchlässigkeit und Ausdehnung des Schluffhorizontes und von der Wasserführung in den tiefliegenden Kiesen bestimmt wird. Ausgehend von den in den Tiefenpegeln K 1 und K 4 angezeigten Drücken ist es durch Grenzbetrachtung am elektrischen Netzmodell möglich, eine Aussage über den mit dem Injektionsschirm erzielten Dichtungserfolg zu machen. Der hierbei gegangene Weg ist in dem Sonderheft der Österreichischen Zeitschrift für Elektrizitätswirtschaft [2], das im August dieses Jahres aus Anlaß des Vollstaus am Durlaßboden herausgegeben worden ist, beschrieben. Die Grenzbetrachtungen am Modell ergaben für den Injektionsschirm am Durlaßboden eine mittlere Durchlässigkeit von  $3 \cdot 10^{-6}$  m/s. Dieser Wert entspricht etwa den Prüfergebnissen in den Kontrollbrunnen, die zur Abnahme des Schirms abgeteuft worden waren und die im Durchschnitt eine Durchlässigkeit des Schirms von  $1 \cdot 10^{-6}$  m/s erbrachten. Die gute Übereinstimmung der Abnahmewerte mit der aus den Wasserständen mit Hilfe des Netzmodells berechneten mittleren Durchlässigkeit des Schirms läßt den Schluß zu, daß die Kontrolle während der Injektion brauchbare Hinweise über den Dichtungserfolg liefern kann, sofern es sich um die Prüfung von Lockergestein handelt.

Der linke Hang mit seinem von Natur aus hohen Gebirgswasserspiegel kann hinter dem Injektionsschirm in den Grundablaßstollen entwässern. Dieser ist, wie bereits berichtet, zu diesem Zweck mit Rückschlag-

ventilen ausgestattet. Die durch die Ventile in den Stollen eintretende Wassermenge hat durch den Aufstau nicht zugenommen. Der Bergwasserspiegel und die Wassermenge schwanken, beeinflusst von den Niederschlägen. Bild 17 zeigt den abgesenkten Hangwasserspiegel bei Vollstau.

Im Sondierstollen, der den Talzuschub am rechten Hang entwässert, stieg die Sickerwassermenge von 1,2 l/s vor dem Stau auf etwa 3 l/s beim Vollstau an (Bild 18). Der hinter dem Damm durch den Entwässerungsstollen gesenkte Hangwasserspiegel wurde durch den Aufstau nur wenig beeinflusst. Die Wasserstände in den dort installierten Piezometern stiegen um wenige Dezimeter an.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß mit den durchgeführten Dichtungs- und Entwässerungsmaßnahmen die Umläufigkeit des Dammes weitgehend unterbunden und die Hänge wirkungsvoll entspannt worden sind, so daß sie ihre Aufgabe als Dammwiderlager erfüllen können.

Der Umstand, daß der Probestau planmäßig verlief - der Vollstau wurde im vorigen Monat erreicht -, ist nicht zuletzt der guten Zusammenarbeit mit so erfahrenen Geologen, wie Professor Clar und Dr. Horninger - beide in Wien tätig - und der sorgfältigen Planung des im Alpenraum an schwierigen Bauaufgaben geschulten Ingenieurstabes der Tauernkraftwerke AG zu verdanken. Dieser hat es auch verstanden, mit den Vorarbeiten rechtzeitig zu beginnen, so daß diese ohne Zeitdruck durchgeführt und abgeschlossen waren, als im Jahre 1963 mit der Verwirklichung des Projektes begonnen werden sollte.

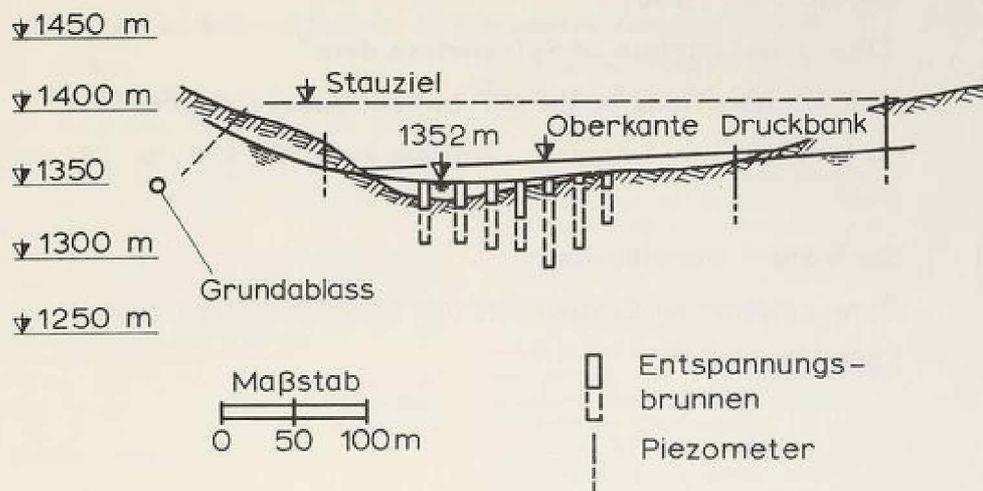


Bild 17 Grundwasserspiegel in den Alluvionen und in den Hängen hinter dem Dichtungsschirm bei Vollstau

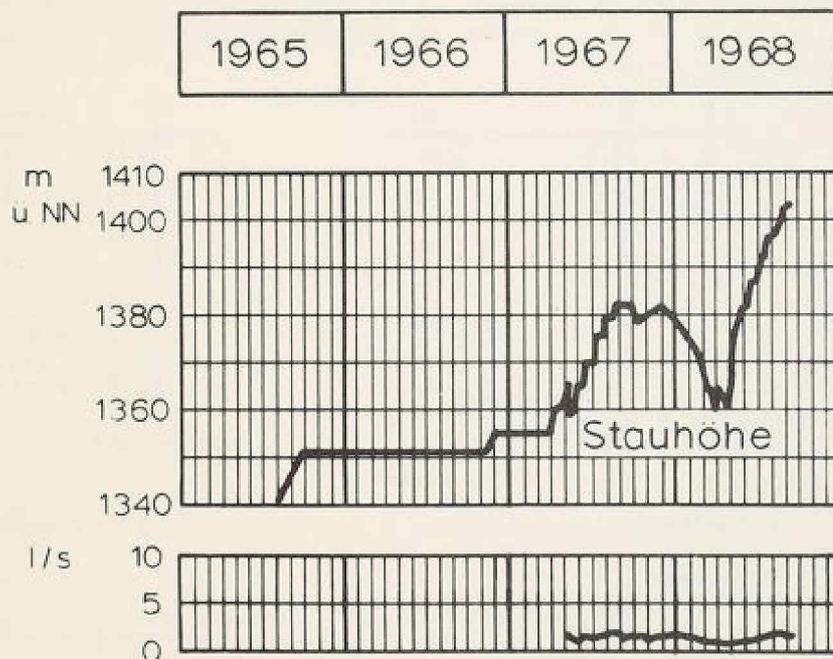


Bild 18 Wassermenge im Entwässerungsstollen im rechten Hang

Literatur

- [ 1 ] Lorenz, W. , 1967  
"The grout curtain of Sylvenstein dam"  
The Transactions of the 9<sup>th</sup> International Congress  
on large dams , Istanbul , Volume I, Q 32, R 2, p. 19
- [ 2 ] Sonderheft Durlaßboden  
Österreichische Zeitschrift für Elektrizitätswirtschaft,  
1968, Heft 8

## Stifenkraftmessungen in einer durch Pfahlwände gesicherten Tiefbahnggrube im Frankfurter Ton

Von Prof. Dr.-Ing. H. Breth und Dipl.-Ing. H. R. Wanoschek, Technische Hochschule Darmstadt

24.152.633 : 624.131.522.43

### Aufgabenstellung

Für ausgesteifte Baugruben, die größtenteils in den Frankfurter tertiären Ton zu liegen kommen und häufig durch Pfahl- oder Schlitzwände umschlossen werden, stellte sich die Frage, welcher Erddruck der Bemessung dieses Kaufhaus zugrunde gelegt werden sollte.

Da diese Frage nicht theoretisch behandelt werden konnte und vergleichbare Meßwerte nicht vorhanden waren, wurden Messungen in einem der ersten Tiefbahnggruben Mitte empfohlen, um nach den Ergebnissen die bisherigen Lastannahmen überprüfen zu können.

Die vorgeschlagenen Messungen kamen im Los 5 des ersten Bauabschnittes in einer etwa 18 m tiefen Baugrube zur Ausführung, die durch Benoto-Pfahlwände und mit Holzgurten und -stifen gesichert war.

### Messungen

Da eine zuverlässige Messung der Biegemomente in der Wand nicht möglich war, wurde vorgeschlagen, in jeder Ebene die Kräfte dreier benachbarter Stifen zu messen und außerdem in die Wand Peilrohre einzubetonieren, in denen die Wandverformungen vom Beginn des Aushubs an gemessen werden sollten.

Die gemessenen Stifenkräfte sollten die Größe des Erddrucks und in Verbindung mit den Wandverformungen den Anhalt über seine Abhängigkeit vom Bauvorgang geben. Durch Zeitnot sah sich der Bauherr jedoch gezwungen, anstelle der vorgeschlagenen Peilrohre während des Aushubs Bolzen in der Wand anzubringen, deren Lagen am Wandkopf aus gelotet wurden. Der Wandkopf wurde

geodätisch eingemessen. An den Bolzen konnte jedoch die Bewegung der Wand nur gemessen werden, soweit diese freigelegt war.

### Situation

Es wurden zwei Meßquerschnitte ausgewählt, von denen der eine unmittelbar an einem Kaufhaus lag, während im Bereich des anderen Querschnittes keine nennenswerten Bauwerkslasten wirkten. Das Gewicht des dort vorhandenen alten Portals ist klein verglichen mit den sonst auftretenden Gebäudelasten.

Das Kaufhaus übertrug seine Lasten über Einzelfundamente in den Untergrund. Die Einzellasten sind als Summe von Gewicht und Verkehrslast in Abb. 1 angegeben. Die tatsächlich wirkende Last über die Dauer der Messungen war indessen nicht bekannt.

Der Keller des Kaufhauses ist 3 bis 3,5 m tief. Der Untergrund ist um diesen Aushub entlastet und anschließend durch große, konzentrierte Lasten belastet worden.

Die Messungen in den beiden Querschnitten konnten daher nur darüber Aufschluß geben, inwieweit die Erd-druckverteilung durch die Fundamentlasten in Verbindung mit dem Baugrubenaushub beeinflußt wird.

Die Baugrube war mit Fahrbahnplatten vollständig abgedeckt. Sie lag 5 bis 7 m tief in aufgefüllten sowie in rolligen quartären Böden, darunter im steifplastischen, geologisch vorbelasteten Ton, in dem Kalksande und Kalkschluffe sowie Kalksteinbänke von wechselnder Festigkeit und Klüftigkeit eingelagert sind. Die Kalkbänke sind im allgemeinen wasserführend. Sie wurden mit Hilfe von Kiesfiltern, die sich in der Baugrubenwand befanden, entwässert.

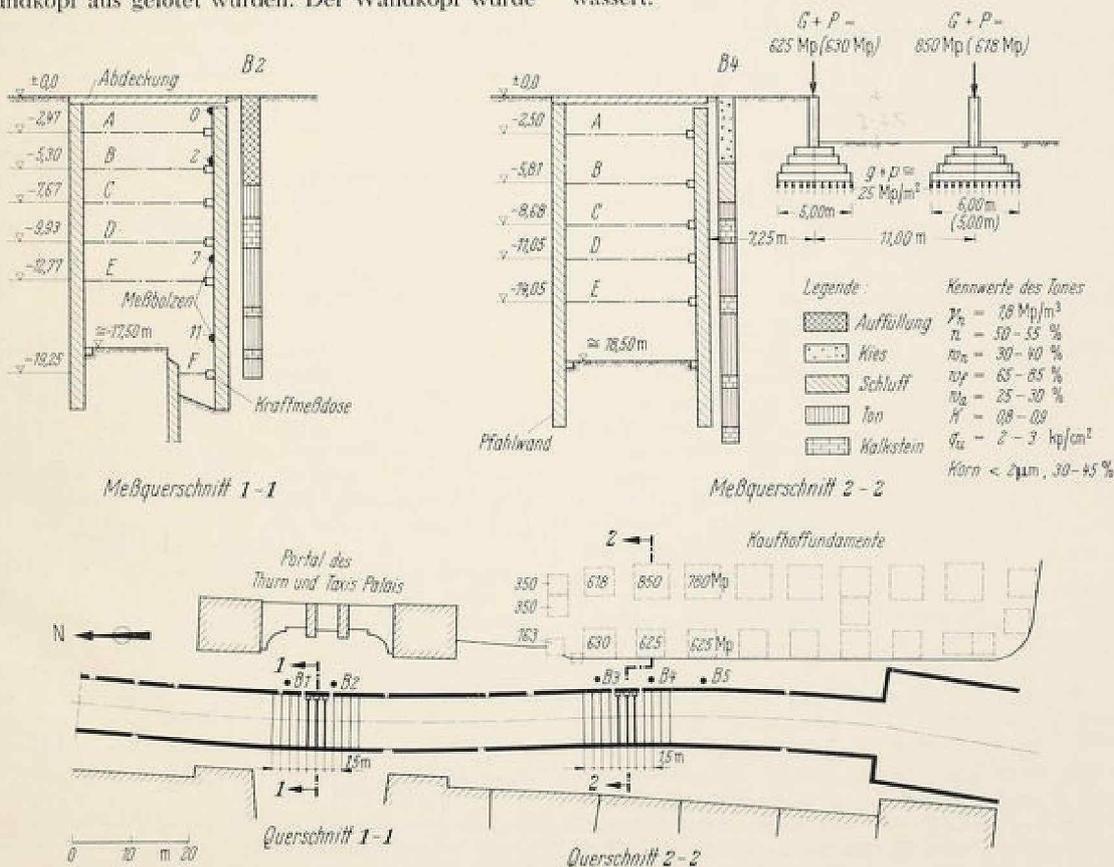
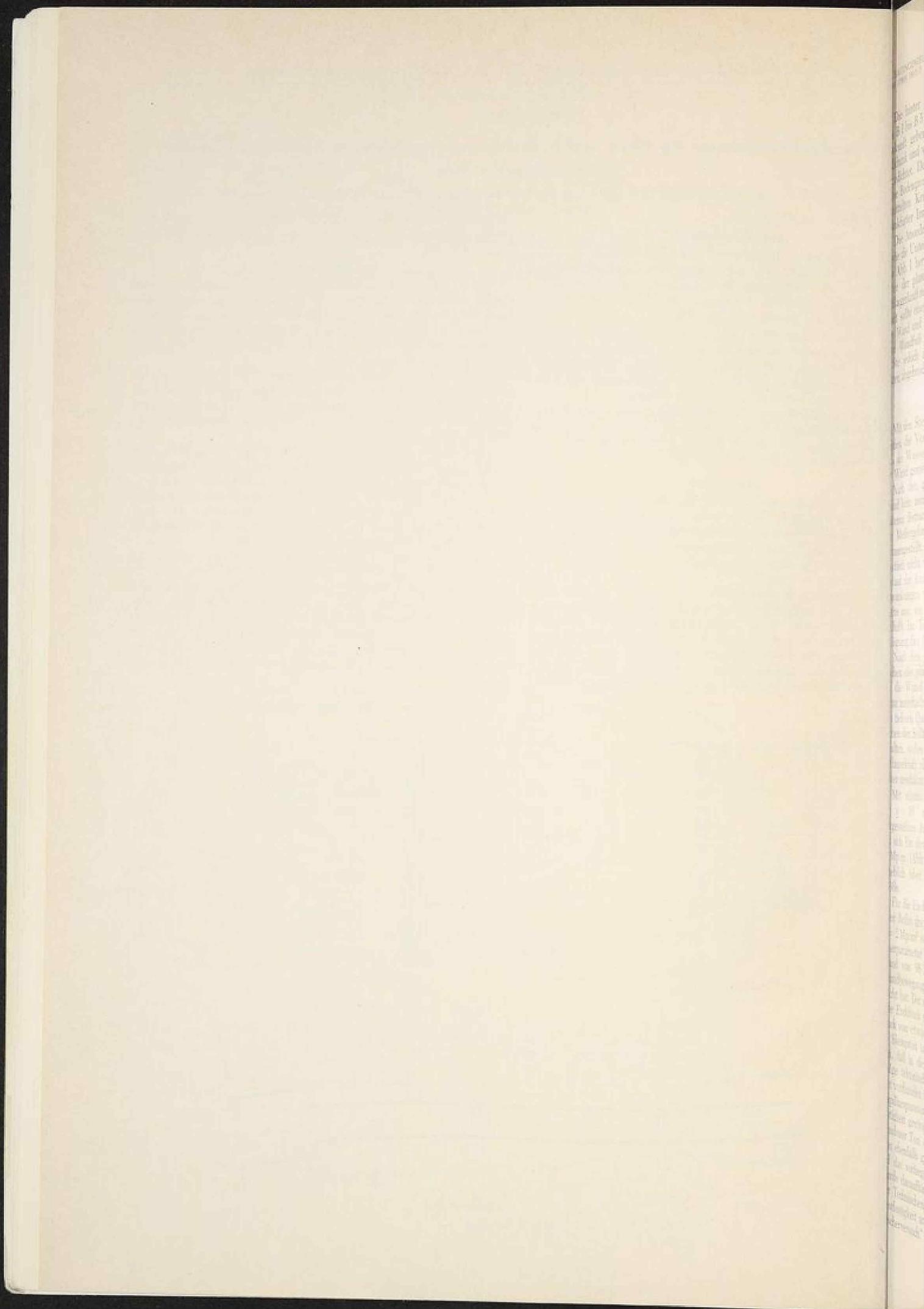


Abb. 1. Situation.



ie hinter der Wand installierten Beobachtungsbrunnen 1 bis B 5 sollten über den Wasserdruck auf die Wand anft geben. Jeder dieser Brunnen endete in einer ank und war gegen die übrigen Schichten mit Bentonit ichtet. Das beim Abteufen der Brunnen aufgenom- Bodenprofil und die an den entnommenen Tonproben stellten Kennwerte sind für den Untergrund in der surter Innenstadt charakteristisch.  
ie Anordnung und Ausbildung der Meßquerschnitte die Untergrundverhältnisse an den Meßstellen gehen Abb. 1 hervor. Im Querschnitt 1 wurde der Wandfuß der planmäßigen Aushubssole freigelegt und seine igerkraft in der Steifenlage F gemessen. Diese Steifen- sollte einen Anhalt über den gesamten Erddruck auf Wand und über die Belastung des Erdauflegers vor Wandfuß vermitteln. Die Messung in dieser Lage e jedoch aus Termingründen bereits nach wenigen n abgebrochen werden.

**Meßergebnisse**

lit den Steifenkräften wurden die Temperatur in den en, die Verschiebungen der Meßbolzen in der Wand der Wasserstand in den Beobachtungsbrunnen hinter Vand gemessen.

nach den gemessenen Wasserständen wirkte auf die d kein nennenswerter Wasserdruck. Er kann für die ernen Betrachtungen außer acht bleiben. Die wichtig- Meßergebnisse im Querschnitt 1 sind in Abb. 2 zu- nengestellt. Der Wandkopf (Bolzen 0) hat seine Lage tisch nicht verändert. Darunter hat sich die Wand im auf des Aushubs nach innen bewegt. Die Temperatur- ankungen wirkten sich zwar merklich auf die Steifen- e aus, sie haben diese jedoch nicht entscheidend be- üßt. Im Ton nahmen die Steifenkräfte nach der Be- gung des Aushubs mit der Zeit zu.

Nach den gemessenen Steifenkräften wirkte beim Er- en der planmäßigen Baugrubensohle im Querschnitt 1 die Wand ein Erddruck von insgesamt 80 Mp/m. Er n innerhalb von 10 Wochen auf 100 Mp/m zu. In dem tieferen Querschnitt 2 wurde 11 Wochen nach dem Er- en der Solltiefe ein Erddruck von insgesamt 120 Mp/m lten, wobei hier im Gegensatz zum Querschnitt 1 die igerkraft des Wandfußes nicht gemessen wurde und r geschätzt werden mußte.

nit einem geschätzten Reibungswinkel des Quartärs  $\phi = 30^\circ$  und mit der an ungestörten Tonzylindern gestellten Anfangsfestigkeit von  $c_u = 10 \text{ Mp/m}^2$  errech- sich für den Querschnitt 1 ein Erddruck von 50 bzw. 1p/m (Abb. 6). Der gemessene Erddruck liegt somit blich über der mit der Anfangsfestigkeit errechneten ße.

Für die Endfestigkeit des Frankfurter Tons wurden aus r Reihe dreiaxialer Druckversuche mit  $\phi' = 20^\circ$  und  $2 \text{ Mp/m}^2$  repräsentative Mittelwerte gefunden. Diese rparameter liefern einen aktiven Erddruck auf die nd von 96 Mp/m unter der Voraussetzung, daß die ndbewegung für den Bruchzustand im Boden ausgeht hat. Der mit den wirksamen Scherparametern errech- e Erddruck stimmt recht gut mit dem gemessenen Erd- ck von etwa 100 Mp/m überein.

Skempton und Larochelle [3] haben darauf hingewie- daß in den Harnischflächen des Londoner Tons als ge tektonischer Bewegungen nur mehr die Restfestig- e vorhanden ist (Abb. 3). In diesen Rissen ist bei gleicher illarspannung wie im nichtgerissenen Ton die Anfangs- igerkeit geringer, womit die Rutschung bei Bradwell im onder Ton erklärt werden konnte. Da der Frankfurter n ebenfalls gerissen ist, liegt es nahe, diese Überlegung das vorliegende Erddruckproblem zu übertragen. Es rde daraufhin eine Tonprobe dem Erdbaulaboratorium Technischen Hochschule Wien übersandt und dort die tfestigkeit an einer gestörten Probe im „Wiener Routi- cherversuch“ [13] mit  $\phi_r = 8^\circ$  bestimmt. Nach diesem

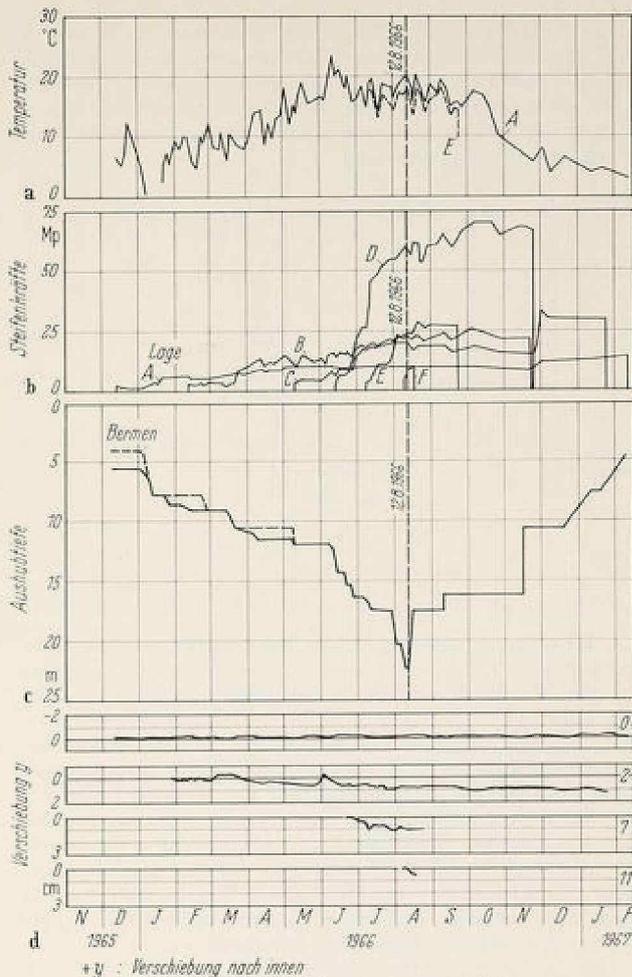


Abb. 2. Meßergebnisse im Querschnitt 1.

Wert würde allerdings der Erddruck auf den Verbau mit 180 Mp/m nahezu das Doppelte des gemessenen Erddruckes erreichen.

De Beer [4] hat am Boom Clay von Antwerpen, der ebenso wie der Londoner Ton dem Frankfurter Ton sehr ähnelt, gezeigt, daß die Restfestigkeit durch eine Störung des Gefüges in der Probe abnehmen kann. Dies läßt vermuten, daß der „Wiener Routineversuch“ den untersten Grenzwert liefert, in den Rissen jedoch eine größere Festigkeit wirksam sein kann. Wird diese Restfestigkeit aus dem gemessenen Erddruck errechnet, so ergibt sich mit  $\phi_r = 16^\circ$  ein Wert, der nahe an die von Skempton und von de Beer angegebenen Restfestigkeiten herankommt.

Der gemessene Erddruck kann somit auch mit der verminderten Anfangsfestigkeit in den Rissen in Zusammenhang gebracht werden. In diesem Fall könnte der gemessene Erddruck bereits bei geringen Wandbewegungen ohne Entspannung des Tons auftreten.

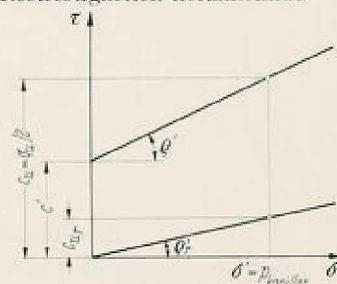


Abb. 3. Anfangsfestigkeit  $c_u$  des Tons in den Harnischflächen (nach Skempton und Larochelle).

**Erddruckverteilung**

Um ein ungefähres Bild der Erddruckverteilung zu erhalten, wurden in Näherung die Wand als Durchlaufträger und die gemessenen Steifenkräfte als dessen Auflagerreaktionen betrachtet, aus denen für starre Auflager die zugehörige Belastungsfläche errechnet worden ist (Abb. 4 b). Zum Vergleich hierzu wurden die Steifenkräfte

gleichmäßig über die jeweiligen Wandabschnitte verteilt und so in eine Belastungsfläche umgewandelt (Abb. 4 a). Beide Umrechnungen lieferten etwa dasselbe Ergebnis. Ebenso unterscheiden sich die berechneten Belastungsflächen der beiden Meßquerschnitte nur unwesentlich voneinander (Abb. 4 b und 4 c).

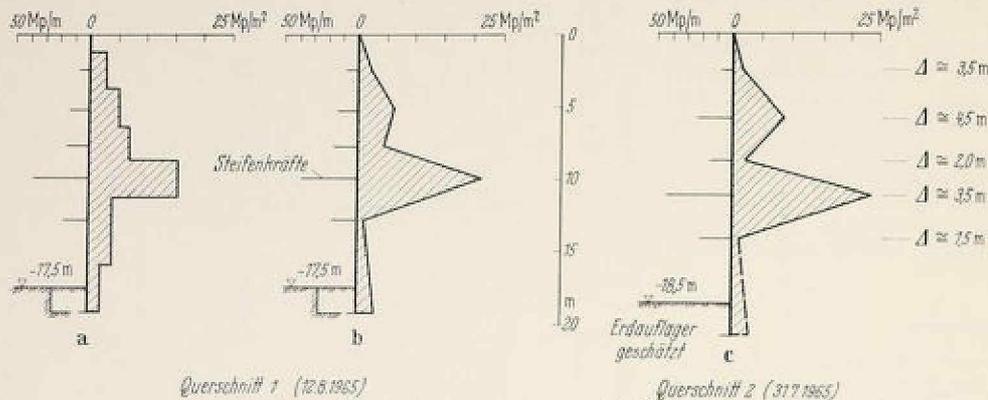


Abb. 4. Errechnete Belastungsflächen.

Nach den Messungen kann bei gleichbleibenden Verhältnissen in Zukunft die unterste Steifenlage (E) entfallen.

Die Spannungsspitzen in der Erddruckverteilung können nicht mit dem Bodenprofil in Beziehung gebracht werden. Sie sind weniger auf das Verhalten des Bodens als vielmehr auf die beim Aushub der Baugrube aufgetretenen Wandbewegungen zurückzuführen. Der Erddruck hat sich auf diejenigen Steifenlagen konzentriert, nach deren Einbau ein größerer Teilaushub ( $\Delta$ ) folgte, der zu größeren Wandbewegungen im Feld darunter und zu einer Verlagerung des Erddruckes zur Steifenlage führte. Der Zusammenhang zwischen Aushub und Erddruckverteilung geht für den Querschnitt 1 aus Abb. 5 hervor.

Im Querschnitt 2 liegt dieselbe Abhängigkeit vor. Auch hier wurde die Erddruckverteilung entscheidend vom Aushubzustand beeinflußt (Abb. 4 c).

Die Belastung des Verbaus kann folglich in Grenzen mit dem Voreilen des Bodenaushubs vor dem Einbau der nächsten Steifenlage gesteuert werden. Andererseits setzt eine wirtschaftliche Bemessung des Verbaus die Berücksichtigung des geplanten Aushubvorganges voraus.

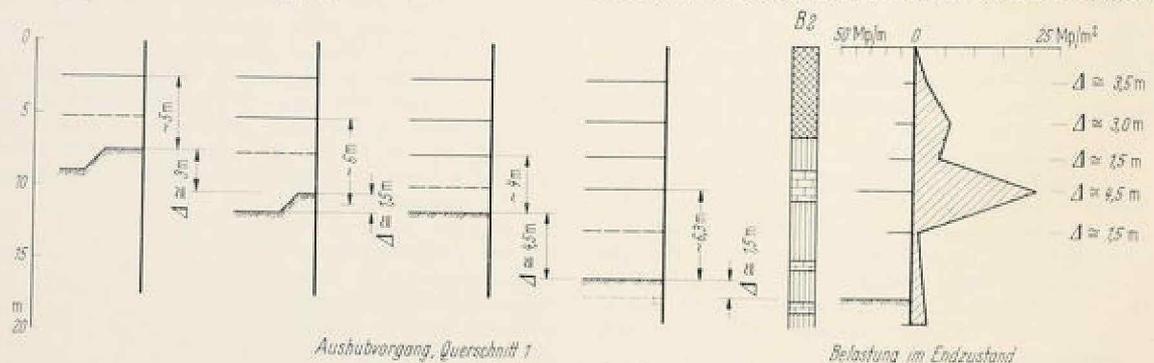


Abb. 5. Aushubvorgang im Querschnitt I.

**Einschränkungen**

Die Rückrechnung der Erddruckfläche an einem Durchlaufträger mit konstantem Trägheitsmoment auf unnachgiebigen Auflagern entspricht indessen nicht der Wirklichkeit. Sie hätte vielmehr die plastischen Stützensenkungen der noch nicht freigelegten Wand berücksichtigen müssen. Dies gilt besonders für den vorliegenden Fall, wo die Messungen an einer Pfahlwand vorgenommen worden sind, die steifer ist als eine Trägerbohlwand. Mit zunehmender Biegesteifigkeit der Wand wirken sich die Wandbewegungen stärker auf die Auflagerkräfte aus. Die Wandbewe-

gung sollte daher bei derartigen Messungen vom Beginn des Aushubs an gemessen werden, damit ihr Einfluß auf den Steifenkräften zumindest näherungsweise eliminiert werden kann, wobei auch der Einfluß der gerissenen Zone sowie des Kriechens untersucht und berücksichtigt werden müßte.

**Folgerungen**

Mit den genannten Einschränkungen kann aus den Messungen geschlossen werden, daß sich der Erddruck auf die an der gesteierte Wand annähernd dreieckförmig verteilt, und daß die Erdauflagerkraft klein ist. Das Ergebnis entspricht der von Tschobari [5] für kurzzeitige Baugrubensicherungen auf steifem Ton angegebenen Erddruckverteilung und gleicht den an Trägerbohlwänden gemessene

Erddruckverteilungen [6]. Die Erddruckverteilung stimmt mit der Wandbewegung in Einklang.

Da sich der Bauvorgang maßgeblich auf die Steifenkräfte auswirkt, sollten die Steifen im Hinblick auf die Sicherheit mit einem entsprechenden Sicherheitszuschlag bemessen werden. Das gilt besonders für die unterste Steifenlage, während die oberen Lagen mit der Berücksichtigung der Bauzustände zumeist hinreichend sicher bemessen werden.

Die Wandverformung war größer als für die massive Wand mit ungerissener Zugzone errechnet. Die Größe der Bewegungen reicht im Frankfurter Untergrund auch bei massiven Wänden aus, Erddruckumlagerungen hervor zu rufen.

Die gemessenen Wandbewegungen lassen erkennen, daß die gebräuchliche Bemessung von Baugrubenwänden als Durchlaufträger auf starren Lagern der wirklichen Beanspruchung nicht gerecht wird. Der Fehler ist meist ohne Belang, solange die zu Grunde gelegte Belastungsfläche wirklichkeitsgetreu und ausreichend sichere Steifenkräfte liefert. Im Gegensatz zu den Steifen kann sich die elastische

Wand in Grenzen einer Überlastung anpassen; übergroße Biegemomente führen zu entsprechenden Durchbiegungen, die Felder werden entlastet und es findet eine Umlagerung des Erddruckes zu den Steifen statt, wobei der Erddruck insgesamt im wesentlichen unverändert bleibt.

In Abb. 6 ist der gemessene Erddruck dem Rankine'schen Erddruck sowie dem Erddruck nach R. B. Peck [11] gegenübergestellt. Der Vergleich zeigt, daß die an kleinen Proben ermittelte Anfangsfestigkeit keinen Hinweis auf den zu erwartenden Erddruck liefert und für die Bemessung ausscheidet.

**Zusammenfassung**

Aus den gemessenen Steifenkräften an einer Pfahlwand im steifplastischen Frankfurter Ton wird auf eine annähernd dreieckförmige Erddruckverteilung geschlossen.

Der Vergleich der beiden Querschnitte läßt keinen Einfluß der Fundamentlasten auf die Form der Erddruckverteilung erkennen. Die annähernd dreieckförmige Erddruckverteilung kann in Zusammenhang gebracht werden, der in beiden Fällen etwa der gleiche war.

Über die Größe des Erddrucks lassen die Messungen im Frankfurter Ton und die vorgetragenen Überlegungen folgende Schlüsse zu:

1. Im gerissenen Ton liefert die Anfangsfestigkeit keine Messungsgrundlage.
2. Der gemessene Erddruck kann sowohl mit der Endfestigkeit als auch mit der Restfestigkeit erklärt werden.
3. Während die Endfestigkeit eine Entspannung des Tons und eine entsprechende Wandbewegung voraussetzt, wäre bei der Restfestigkeit der gemessene Druck auch ohne Entspannung und bei kleinen Wandbewegungen denkbar.
4. Wenn diese Überlegungen zutreffen, wäre der Erddruck im Frankfurter Untergrund auf übliche Baugrubensände unabhängig von ihrer Biegesteifigkeit. Diese Frage soll durch Messungen an Trägerbohlwänden bei nächster Gelegenheit geprüft werden.

Dem Stadtbauamt Frankfurt/Main, auf dessen Veranlassung die Messungen durchgeführt wurden, wird für die kräftige Unterstützung sowie für das Einverständnis mit der Veröffentlichung der Versuchsergebnisse besonders dankt.

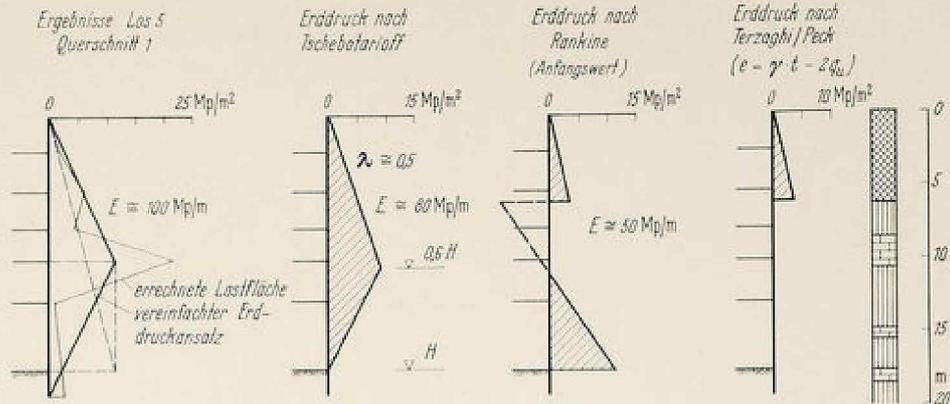
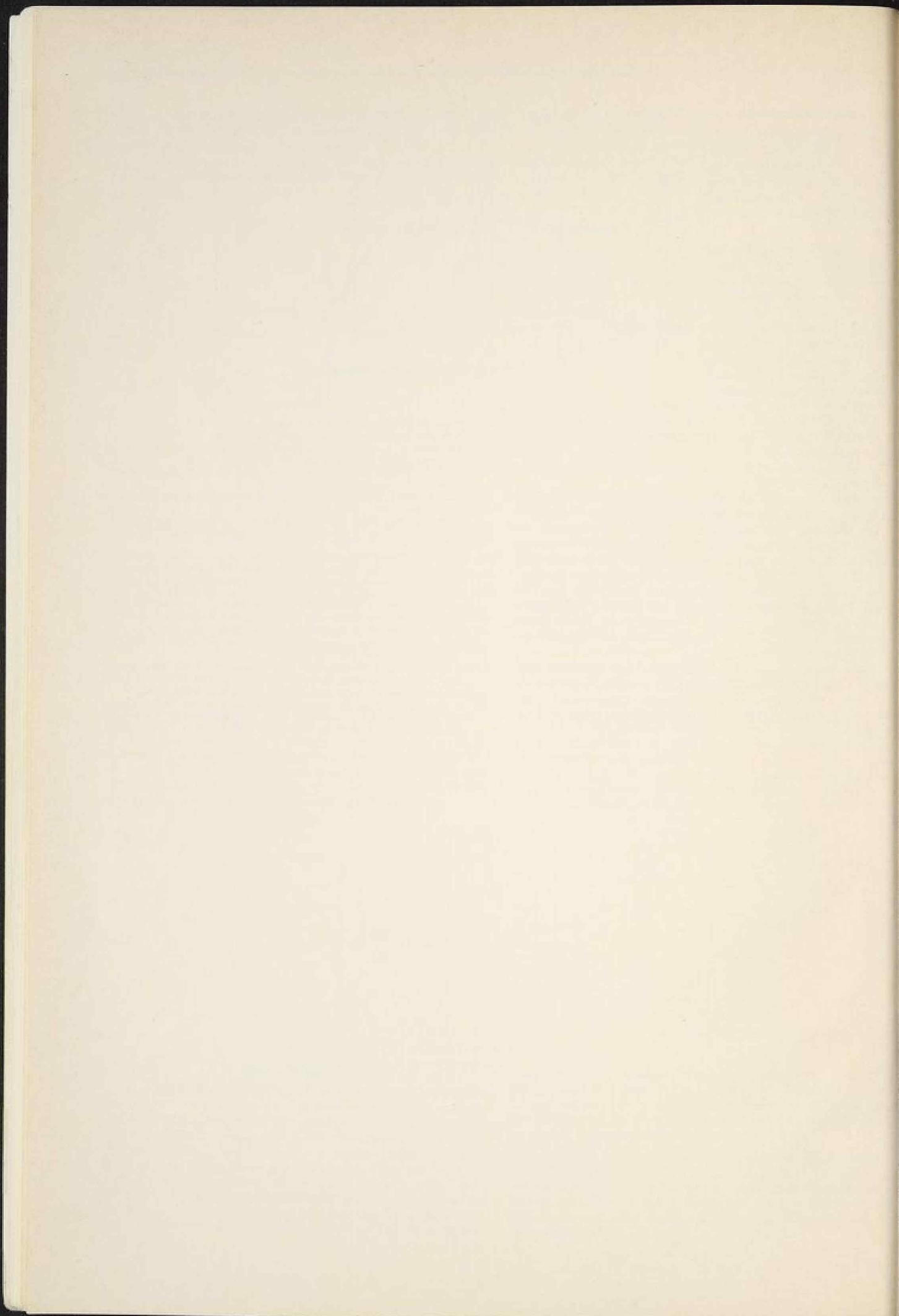


Abb. 6. Vergleich für Querschnitt 1.

**Literatur**

1. Fröhlich: Druckverteilung im Baugrunde.
2. Terzaghi: Verankerte Spundwände, 1957, S. 15.
3. Skempton u. Larochelle: The Bradwell slip: A short-term failure in London Clay. Géotechnique Bd. 15 (1965), S. 221.
4. de Beer: Shear Strength Characteristics of the „Boom Clay“. Geotechnical Conference Oslo 1967, Vol. I.
5. Tschebotarioff: Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures 1951, S. 488, 489.
6. Heeb, Schurr, Bonz, Henke u. Müller: Erddruckmessungen am Baugrubenverbau für Stuttgarter Verkehrsbauwerke. Bautechnik 1966, S. 208.
7. Briske u. Pirlet: Messungen über die Beanspruchung des Baugrubenverbaus der Kölner U-Bahn. Bautechnik 1968, S. 290.
8. Briske: Erddruckverlagerung bei Spundwandbauwerken, 1957.
9. Spilker: Mitteilungen über die Messung der Kräfte in einer Baugrubenaussteifung. Bautechnik 1937, S. 16.
10. Klenner: Versuche über die Verteilung des Erddruckes über die Wände ausgesteifter Baugruben. Bautechnik 1941, S. 316.
11. Peck: Earth pressure measurements in open cuts Chicago subway. Trans ASCE, 1943, Vol. 108, S. 1008.
12. M. Endo: Earth Pressure in the Excavation Work of Alluvial Clay Stratum. Hungarian Academy of Sciences. Proceedings of the Int. Conf. of S. M. and F. Eng. Budapest 1963, S. 21.
13. H. Borowicka: Der Wiener Routine-Scherversuch. Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik. Technische Hochschule Wien, Heft 5, Dezember 1963.



Die Fische  
sind in  
der Regel  
von der Größe  
von einem  
Finger bis  
zu einem  
Fuß.  
Die Fische  
sind in  
der Regel  
von der Größe  
von einem  
Finger bis  
zu einem  
Fuß.  
Die Fische  
sind in  
der Regel  
von der Größe  
von einem  
Finger bis  
zu einem  
Fuß.

## Bericht über eine Probelastung auf Lehm

Von Dipl.-Ing. H. R. Wanoschek, Darmstadt °

624.131.383 : 624.131.222

### Einführung

Die Probelastung wurde mit einem 1 m<sup>2</sup> großen Versuchsfundament, das im weiteren als Fundament bezeichnet wird, durchgeführt. Der Versuch erstreckte sich über drei Monate. Der Aufbau und die Durchführung des Versuchs werden beschrieben. Es wird über den zeitlichen Ablauf der Setzungen bei den verschiedenen Laststufen und über die Bewegungen der Bodenoberfläche berichtet. Das Ergebnis der Probelastung wird mit den aus der Scherfestigkeit des Bodens errechneten Bruchlasten verglichen.

### Aufgabenstellung

Das im vorigen Jahrhundert erbaute und im Krieg ausbrannte Theater in Darmstadt soll gegebenenfalls umgebaut werden, wobei die bisherigen Laternenwände abgetragen und durch Stützenreihen ersetzt werden sollen. Die dafür vorgesehenen Einzelfundamente sollen mit Rücksicht auf den Bauvorgang möglichst klein gehalten und deshalb hoch belastet werden. Es sollte die Tragfähigkeit des Untergrundes beurteilt werden. Die Bodenpressung unter den bestehenden Wänden beträgt etwa 2,5 kp/cm<sup>2</sup>.

### Untergrund

Unter aufgefülltem Material und Mittelsand steht in bis 6 m Tiefe u. Gelände ein steifplastischer bis halb-

fester Lehm an, der nach seinen Kennziffern der Boden-  
gruppe CL (Ton, wenig plastisch) angehört. Auf diesem  
Lehm stehen die vorhandenen Laternenwände. Auf ihm  
sollen auch die künftigen Einzelfundamente gegründet  
werden. Nach den Untersuchungen besitzt der Lehm erst  
ab etwa 1 m Tiefe unter seiner Oberfläche eine größere  
Festigkeit. Die an ungestörten Proben aus diesem Bereich  
festgestellten Kennwerte sind in Abb. 1 und Tab. 1 zusam-  
mengesetzt.

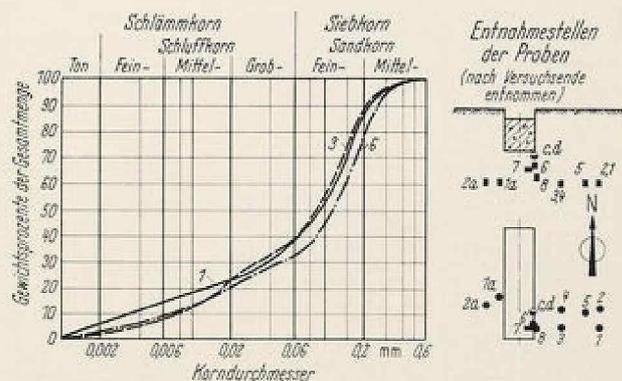


Abb. 1. Kornverteilung des Lehms (CL).

° Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau an der Technischen Hochschule Darmstadt.

Tabelle 1

Stutzen			Ring c	Ring d	1 a	2 a	1	2	3	4	5	6	7	8
Natürl. Wassergehalt	$W_n$	%	16,1	15,71	15,5	16,7	21,6	17,4	21,2	19,7	21,0	15,8	15,2	15,3
Fließgrenze	$W_f$	%					34,8		27,1			18,8		
Ausrollgrenze	$W_a$	%					14,5		14,6			13,9		
Plastizität	$P$	%					20,3		12,5			4,9		
Konsistenz	$K$	—					0,65		0,472			0,612		
Raumgewicht	$\gamma_n$	Mp/m <sup>3</sup>	2,11	2,16	2,11	2,09	2,04	2,07	2,00	2,04	2,04	2,14	2,15	2,08
Porenvolumen	$n$	%	32,0	30,3	31,7	33,1	37,4	34,8	36,3	36,5	37,0	30,9	30,5	33,3
Sättigung	$S$	%	91,6	96,5	89,5	91,0	97,2	88,1	91,8	92,0	96,0	94,4	92,7	82,8
spez. Gewicht	$\gamma_s$	Mp/m <sup>3</sup>	2,675											
Reibungswinkel	$\varrho_{uu}$ $\varrho'$	°						30			5 27,5			
Kohäsion	$c_{uu}$ $c'$	Mp/m <sup>2</sup>						2			10 2			

Auf dem Lehm hat sich Sickerwasser angesammelt. Das eigentliche Grundwasser liegt wesentlich tiefer. Der Lehm ist zwischen 85 und 95 % mit Wasser gesättigt. Die Zylinderdruckfestigkeit des Lehms wurde an mehreren Proben im Mittel mit 1 kp/cm<sup>2</sup> bestimmt. Mit unkonsolidierten unentwässerten Dreiaxialversuchen ergaben sich die Scherparameter auf die totalen Spannungen bezogen mit  $\varrho_{uu} = 5^\circ$ ,  $c_{uu} = 1 \text{ kp/cm}^2$  und auf die wirksamen Spannungen bezogen mit  $\varrho' = 27,5^\circ$ ,  $c' = 0,2 \text{ kp/cm}^2$ . Entwässerte Versuche erbrachten als Endfestigkeit einen Reibungswinkel von  $\varrho_d = 30^\circ$  bei einer Kohäsion von  $c_d = 0,2 \text{ kp/cm}^2$ .

Es bestand Grund zu der Annahme, daß das Verhalten des Bodens unter Lasten an den ungestörten Proben nicht beurteilt werden konnte, wenn — wie im vorliegenden Fall — seine Tragfähigkeit weitgehend ausgenutzt werden sollte. Es wurde deshalb eine Probelastung vorgeschla-

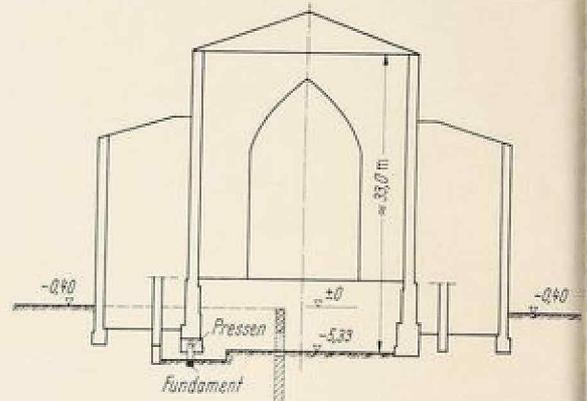
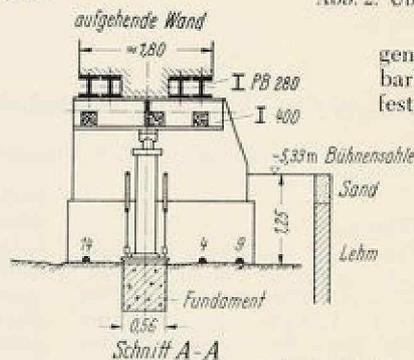
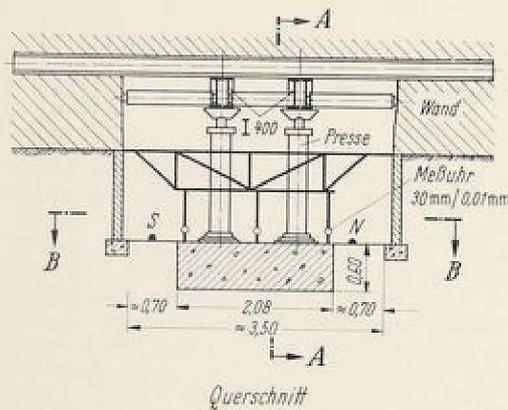


Abb. 2. Übersicht.



gen, um die maximale Belastbarkeit nach den Setzungen festlegen zu können.

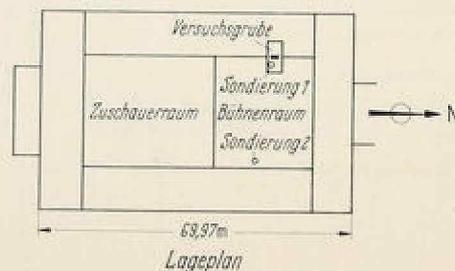
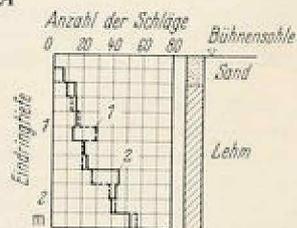
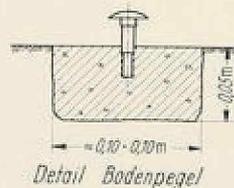
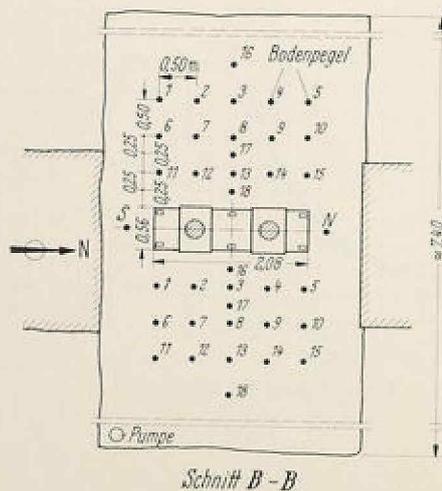


Abb. 3. Versuchsaufbau.

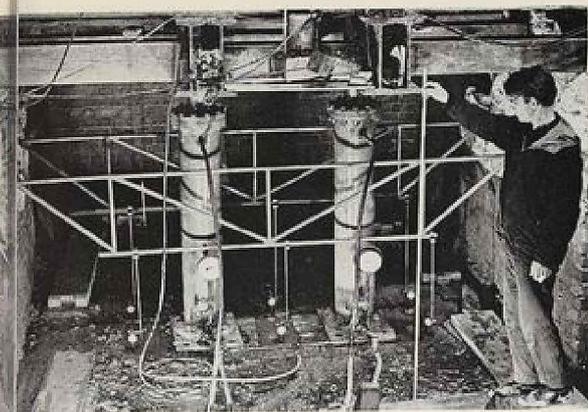


Abb. 4. Ansicht.

**Versuchsanordnung**

Der Versuch wurde auf der geplanten Gründungstiefe vor der bestehenden Laternenwand ausgeführt, um diese in ihrem Gewicht von 70 Mp/m als Widerlager heranzuziehen zu können (Abb. 2). Der Aufbau und die Abmessungen des Versuchs gehen aus den Abb. 3 und 4 hervor. Das Fundament maß im Grundriß 208 × 56 cm, die Einbauliefe war 60 cm. Die Versuchsgrube wurde so lang ausgehoben, daß der Bodenaufbruch durch die Baugrubenwand nicht behindert wurde. Die Breite der Grube mußte in Rücksicht auf die Sicherheit der bestehenden Laternenwand auf 3,5 m begrenzt werden. Das an Ort und Stelle montierte Fundament wurde durch zwei hydraulische Pressen über einen gemeinsamen Druckregler belastet.

Die Last wurde nach Präzisionsmanometern eingestellt. Die Setzung des Fundaments wurde an 6, an unabhängig bewegten Trägern befestigten, Meßruhren abgelesen. Die Bewegung der Bodenoberfläche wurde an 36 Pegeln mit einem Nivellierinstrument gemessen. Die temperaturbedingten Verformungen der Meßträger wurden bei der Auswertung der Messungen berücksichtigt.

**Versuchsdurchführung**

Die Last wurde in Stufen aufgebracht. Nachdem sie 500 kp/cm<sup>2</sup> erreicht hatte, wurde das Fundament stufenweise belastet und anschließend abermals stufenweise bis zum Bodenaufbruch belastet. Unter jeder Laststufe wurde der zeitliche Verlauf der Setzung beobachtet. Vor jeder Laststeigerung wurden die Pegel in der Bodenoberfläche und die Meßträger einnivelliert.

**Versuchsergebnisse**

Abb. 5 zeigt den zeitlichen Setzungsverlauf unter einzelnen Laststufen. Bis zu 5 kp/cm<sup>2</sup> Belastung war die Setzung des Fundaments nach wenigen Stunden im wesentlichen eingeklungen. Noch ausgeprägter zeigte sich dieses Verhalten bei der Ent- und Wiederbelastung. Bei der Wiederbelastung wurde das Fundament unter 4 kp/cm<sup>2</sup> Last 16 Tage lang beobachtet. Nach wenigen Stunden traten wieder kleine Setzungen auf, bis sie schließlich vollends

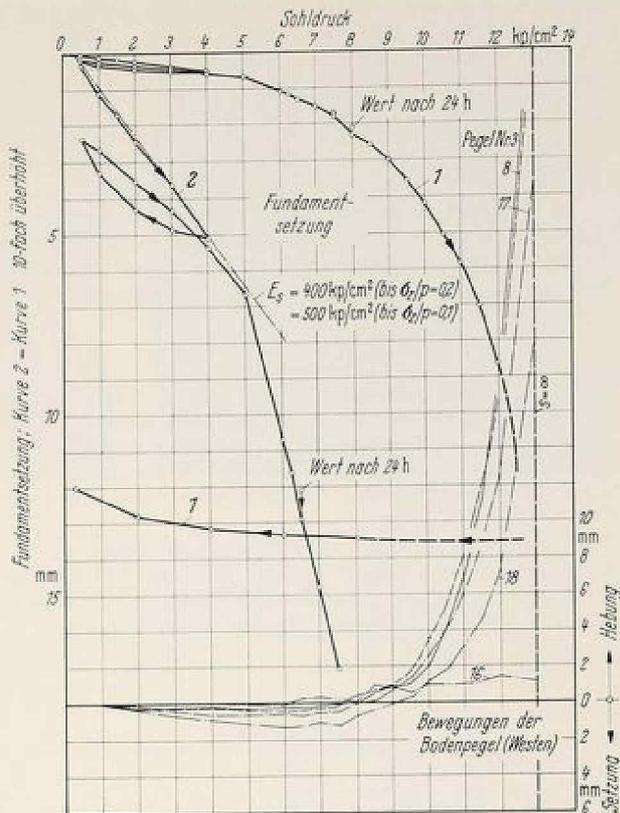


Abb. 6. Setzungen und Bodenbewegungen in Abhängigkeit vom Sohlendruck des Fundamentes.

zum Stillstand kamen. Die Unregelmäßigkeiten im zeitlichen Ablauf der Setzungen wurden von Druckschwankungen verursacht. Die Drucksetzungslinie für die Erstbelastung ist in diesem Lastbereich (bis etwa 5 kp/cm<sup>2</sup>) eine Gerade (Abb. 6). Die Steifesziffer des belasteten Bodens errechnet sich aus den Setzungen mit 400 bzw. 500 kp/cm<sup>2</sup>, wenn die Spannungen im Boden bis zu 20 bzw. 10 % der Sohlpressung berücksichtigt werden. Die Oberflächenpegel im Umkreis des Fundaments bewegten sich in diesem Lastbereich ausnahmslos nach unten. Es entstand eine Setzungsmulde. Bis zu 5 kp/cm<sup>2</sup> Last verhielt sich der Boden bei der Erstbelastung in guter Annäherung wie ein elastischer Körper, wenn mit dieser Kennzeichnung die lineare Beziehung zwischen der aufgebrachten Last und der zugehörigen Setzung verstanden wird.

Als jedoch die Last von 5 auf 6 kp/cm<sup>2</sup> gesteigert wurde und das Fundament sich etwa 1 cm gesetzt hatte, begann der Boden unvermittelt zu fließen. Während zuvor die Setzungen in kurzer und absehbarer Zeit zum Ende kamen, stellte sich nunmehr auch nach Tagen kein Ruhezustand ein. Unter 6 kp/cm<sup>2</sup> war selbst nach 16 Tagen kein Stillstand abzusehen. Die Setzungen wurden mit dem Fließbeginn größer. Gleichzeitig begann sich die Bodenoberfläche neben dem Fundament zu heben. Die Hebungen

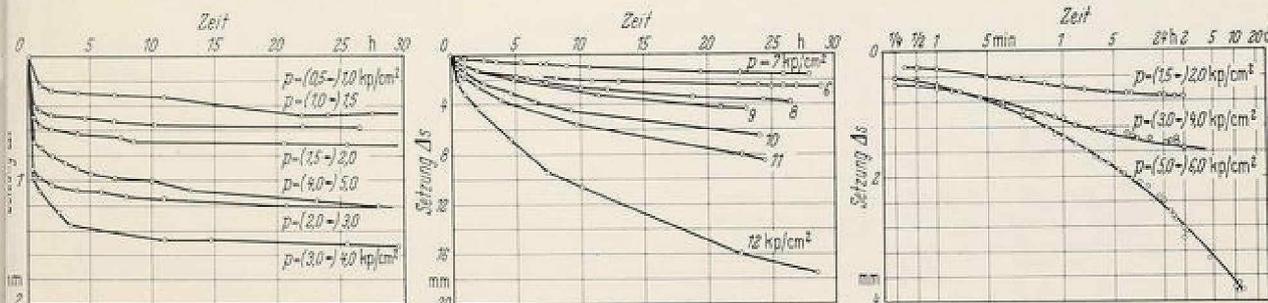


Abb. 5. Zeit-Setzungskurven.

verstärkten sich mit zunehmender Last und mit den wachsenden Schubspannungen im Boden (Abb. 7).

Ab 8 kp/cm<sup>2</sup> wurde die Last täglich um 0,5 kp/cm<sup>2</sup> gesteigert. Unter 12 kp/cm<sup>2</sup> zeigten sich erstmals Risse in der Bodenoberfläche neben dem Fundament. Bis dahin hatte sich das Fundament 8,5 cm gesetzt. Bei der anschließenden Laststeigerung von 12 auf 13 kp/cm<sup>2</sup> versank es mit gleichbleibender Geschwindigkeit im Boden.

Nach dem Grundbruch wurde das hydraulische Belastungssystem geschlossen. Als nach 4 Tagen die Sohlspannung auf einen Beharrungswert von 8 kp/cm<sup>2</sup> abgefallen war, wurde das Fundament stufenweise entlastet, wobei die Hebungen rasch abklangen.

**Grundbruch**

Beim Grundbruch vergrößerten sich die unter 12 kp/cm<sup>2</sup> festgestellten Risse in der Oberfläche, weitere stellten sich ein. Auf der Westseite ließ eine Stufe in der Bodenoberfläche den Austritt einer Gleitfläche vermuten. Senkrecht auf das Fundament zu verliefen 1 bis 2 mm breite Zugrisse (Abb. 8 u. 9).

Das im Bruchzustand vom Fundament verdrängte Bodenvolumen war kleiner als das mit den Oberflächenhebungen gewonnene Volumen. Der Grundbruch war demnach mit einer Auflockerung des Bodens verbunden.

Um den vermeintlichen Bruchkörper aufmessen zu können, wurden nach dem Versuch an den Längsseiten des Fundaments quer zu diesem zwei Gräben ausgehoben. Dabei zeigte sich, daß sowohl die Gleitfuge als auch die Zugrisse im Boden sich nur über der Sohle des Fundamentes ausgebildet hatten, während darunter keine Gleitflächen im Boden festgestellt werden konnten.

**Fließverhalten des Bodens**

Mit dem Beginn des Fließens war der zeitliche Ablauf der Setzungen sowohl von der Belastungsgeschwindigkeit als auch von der Wirkungsdauer der vorangegangenen Laststufe abhängig. Die Setzungsgeschwindigkeit (Abb. 1) wuchs mit der Zunahme der Schubspannungen im Boden progressiv an, wenn die Last in gleichen Stufen und gleichmäßiger Zunahme der Zeitintervallen gesteigert wurde. Wurde hingegen eine Last über längere Zeit, so verlief die Setzung unter der nachfolgenden Last wesentlich langsamer als zuvor. Die Viskosität des Bodens hat demnach bei gleichmäßiger Zunahme der Schubspannungen abgenommen. Wurden hingegen die Last und mit ihr die Schubspannungen im Boden über längere Zeit konstant gehalten, so zeigten sich Erholungserscheinungen. Der Boden gewann wieder an Viskosität und verlor diese erst wieder allmählich durch die folgenden Laststeigerungen. Zahlenmäßige Angaben über die Größe der Viskosität des Bodens können indessen nicht gemacht werden, weil die Form und die Ausdehnung des Fließbereichs nicht bekannt sind und der Boden innerhalb dieses Bereichs entsprechend dem Spannungszustand von ungleicher Viskosität ist. Inwieweit mit dem Belastungsvorgang auch die Größe der Setzung ge...

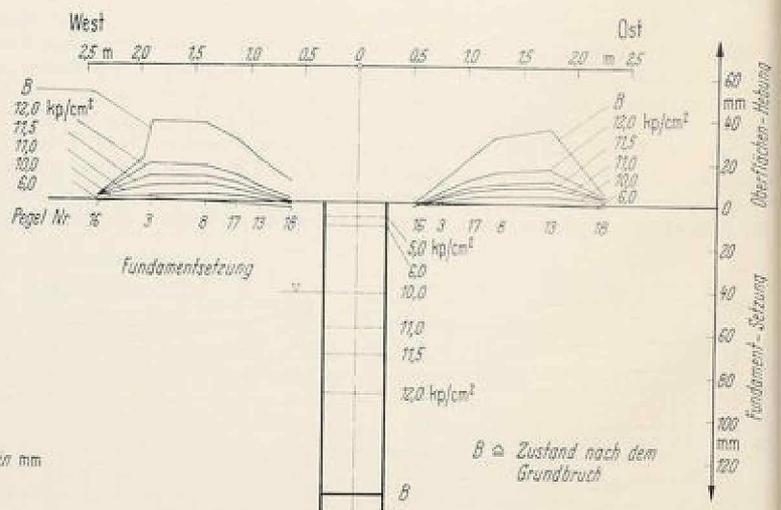
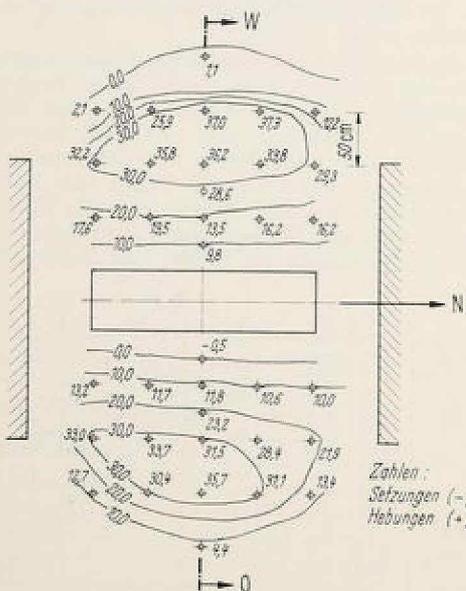
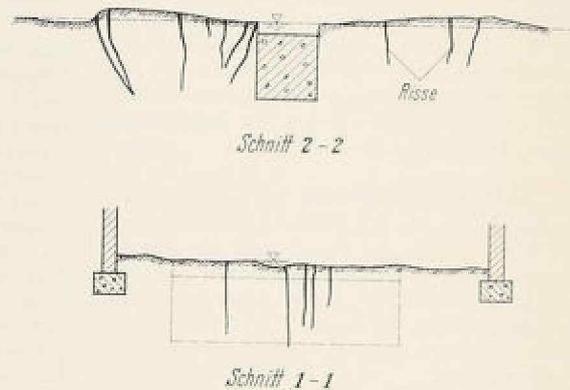
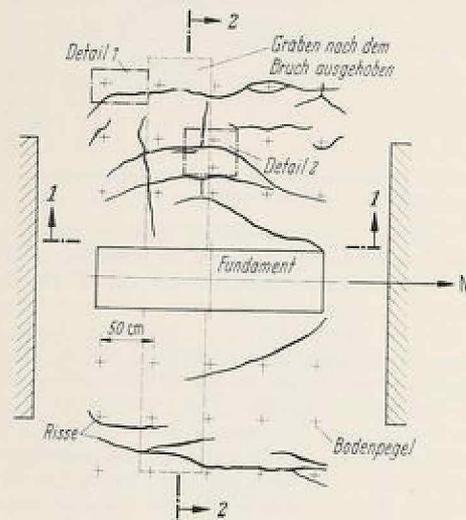


Abb. 7. Oberflächenverformungen.



Abb. 8. Austritt der Gleitfläche, Detail 1.



Abb. 9. Zugrisse im Aufbruchbereich, Detail 2.

uert werden kann, konnte aus zeitlichen Gründen nicht untersucht werden.

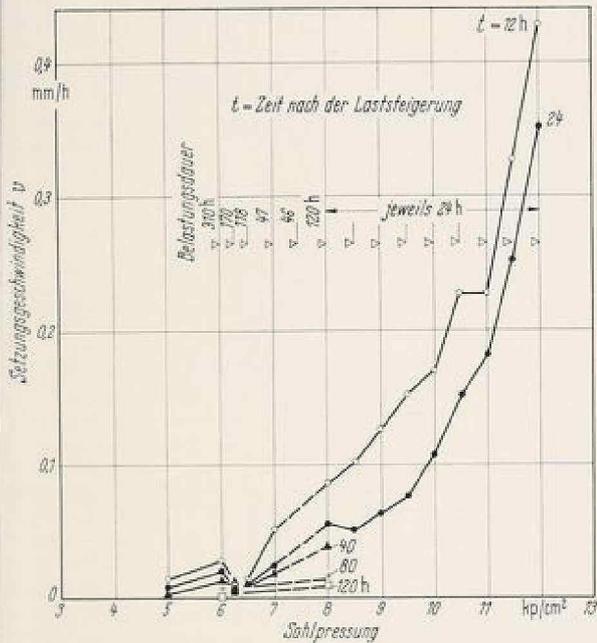


Abb. 10. Setzungsgeschwindigkeit in verschiedenen Zeiten nach dem Aufbringen der Lasten in Abhängigkeit vom Sohlruck.

Das Phänomen der Kriecherholung wurde bereits bei einer Hangrutschung in Tirol beobachtet und dort auch statisch genutzt<sup>9</sup>. In jenem, hiervon völlig abweichenden Fall zeigte sich, daß nach dem Eintreten des Fließens die Viskosität einer Moräne bereits nach einem geringfügigen Abfall der Schubspannung zunahm und mit dem folgenden Anwachsen der Schubspannung allmählich wieder abnahm.

#### Vergleich mit den theoretischen Bruchlasten

Es wurde geprüft, inwieweit das Ergebnis des Großversuchs mit den aus den Scherparametern errechneten theoretischen Bruchlasten übereinstimmt. Die Vergleichswerte sind in Tab. 2 zusammengestellt.

Die gemessene Grenzlast liegt erheblich über der aus den unkonsolidierten, unentwässerten Dreiaxialversuchen

<sup>9</sup> H. Breth: Die Sicherheit von Talsperren hinsichtlich ihrer Gründung und die Sicherheit der Hänge des Stauraumes. 9. Internationaler Kongreß für große Talsperren 1967 in Istanbul, Frage 32.

abgeleiteten Anfangstragfähigkeit und auch etwas über der aus den wirksamen Scherparametern mit etwa 10 kp/cm<sup>2</sup> berechneten Endtragfähigkeit.

Die Verformung des Bodens mag durch die Baugrubenwände an den Stirnseiten des Fundaments etwas behindert worden sein. Die Auswirkung auf die Bruchlast war jedoch gering.

Tabelle 2. Bruchlasten nach DIN 4017

	$\varphi_{ult}$ [°]	$\varphi'$ [°]	$c_{ult}$ [kp/cm <sup>2</sup> ]	$c'$ [kp/cm <sup>2</sup> ]	$\gamma_{gr}$ [kp/cm <sup>2</sup> ]
Anfangsfestigkeit	5		1,0		7,2
Endfestigkeit		30		0,2	10,4

#### Zusammenfassung

Die Probelastung fand auf einem zu etwa 90 % mit Wasser gesättigten Lehm statt, der durch einen Theaterbau mit ca. 2,5 kp/cm<sup>2</sup> vorbelastet war. Bis zu 5 kp/cm<sup>2</sup> klangen die Setzungen innerhalb weniger Stunden ab. Der Boden verhielt sich nahezu elastisch. Die Setzungen nahmen proportional mit der Last zu. Im Umkreis des Fundaments entstand eine Setzungsmulde.

Bei 6 kp/cm<sup>2</sup> Belastung nahm der Boden ausgeprägte viskose Eigenschaften an. Die Setzungen wurden größer und kamen selbst nach Tagen nicht zum Stillstand. Der Übergang vom elastischen zum viskoelastischen Verhalten war jäh. Mit dem Übergang begann neben dem Fundament der Boden sich zu heben. Der Grundbruch trat nach 8,5 cm Setzung auf, als die Last von 12 auf 13 kp/cm<sup>2</sup> gesteigert wurde. Er war mit einer Bodenauflockerung verbunden. Im Boden konnte kein Gleitkörper festgestellt werden.

Die beim Versuch erhaltene Bruchlast übersteigt die theoretische Anfangstragfähigkeit bei weitem und auch etwas die theoretische Endtragfähigkeit des 0,5 m breiten und 2 m langen Fundamentes.

Der Versuch zeigt, daß vor allem auf bindigem Boden für die Bemessung einer Gründung nicht allein die Tragfähigkeit des Bodens maßgebend ist, sondern auch eine ausreichende Sicherheit gegen Fließverformungen im Boden vorhanden sein muß.

Der Versuch erlaubt indessen keine Aussage über das Fließverhalten unter Gründungen mit wesentlich anderen Abmessungen, solange das rheologische Verformungsgesetz des Bodens unbekannt ist.

Herrn Baudirektor Dr.-Ing. Zinsler und dem Hochbau- und Maschinenamt der Stadt Darmstadt wird für die Unterstützung bei der Planung und Durchführung des Großversuchs besonders gedankt.



## Beitrag zur Berechnung erdbebensicherer Staudämme

Von Dr.-Ing. Karl H. Schwinn, Darmstadt

*Zur Berechnung der Standsicherheit einer Böschung für den statischen Lastfall liegen heute eine ganze Anzahl von Verfahren vor [1, 2, 3, 8]. Die Beurteilung der Auswirkungen einer dynamischen Belastung auf die Standsicherheit eines Erd- oder Steinschüttungsdammes stellt dagegen ein sehr komplexes Problem dar. Dem Verfasser war während seiner Tätigkeit als Mitarbeiter von Prof. Dr.-Ing. H. B r e t h, Technische Hochschule Darmstadt, Gelegenheit gegeben, an der Projektierung von Staudämmen in Erdbebengebieten mitzuarbeiten. Da sich in der deutschsprachigen Literatur nur wenige Hinweise [16] für die Berechnung erdbebensicherer Staudämme finden, soll im folgenden über die zur Zeit vorliegenden neuesten Forschungsergebnisse aus den Vereinigten Staaten und Japan berichtet werden.*

### Auswirkungen von Erdbeben auf bestehende Staudämme

Nach einer Aufstellung der Revista de Obras Publicas aus dem Jahre 1962, auf die auch H ö r n i n g e r [4] hinweist, sind von 1799 bis 1944, also innerhalb von 145 Jahren, an 308 von 1000 größeren Sperrn verschiedener Art auf der Welt Schäden durch verschiedensten Ursachen aufgetreten. Eine Aufgliederung der Schadensursachen zeigt, daß 40% durch Versagen der Gründung, 23% durch ungenügende Hochwasserentlastungsanlagen und 12% durch andere Baumängel beschädigt oder zerstört wurden. In dieser Zusammenstellung werden nur 1% Schäden auf Erdbeben zurückgeführt. In dem Aufsatz von H ö r n i n g e r [5] wird auf Beben als Schadensursache bei Dämmen überhaupt nicht eingegangen.

Auch in den seismisch aktiven Zonen Deutschlands wurden über eine ganze Anzahl von Staudämmen errichtet. Schäden an diesen Dämmen — durch Erdbeben verursacht — sind bisher nicht aufgetreten. Hierbei muß allerdings festgestellt werden, daß in Deutschland in den letzten Jahren keine stärkeren Beben gemessen wurden. Neben der Steinbachtalsperre war lediglich die Rurtalsperre, der Staudamm Schwammenauel, vor seiner Inbetriebnahme im Jahre 1957 dem Beben von Euskirchen im März 1955 ausgesetzt, das jedoch keine Schäden an den Dämmen verursacht hat.

In den seismisch wesentlich aktiveren Zonen, in Jugoslawien, Griechenland sowie vor allem in Japan und Kalifornien, sind Staudämme gebaut, die sich auch bei den dort auftretenden Beben der Stärken VII bis X als standsicher erwiesen haben. Umfassende Zusammenstellungen über Dämme, die Erdbeben ausgesetzt waren, enthalten die Berichte von A m b r a y s [6], die von der Japan Society of Civil-Engineers herausgegebenen Empfehlungen [7] und der Aufsatz von H ö r n i n g e r [4].

In Japan sind nach [7] bei 9 von 85 Dämmen, die zum Teil durch starke Beben (VI bis X) unterworfen waren, geringe Schäden aufgetreten. Bei dem Kanto-Erdbeben im Jahre 1923 sind bei 3 Erddämmen Risse und Setzungen aufgetreten. Der im Jahre 1923 am hohen Ono-Damm war bei diesem Beben einer Beschleunigung von 0,33 g ausgesetzt. Diese Beschleunigung entspricht etwa der Bebenstärke IX. Von dem Nankai-Erdbeben im Jahre 1946 wurden 80 Dämme betroffen; bei Bebenstärken zwischen VII und VIII kam es zu keinem Dambruch. Lediglich 6 Dämme hatten einige Risse und hatten sich gesetzt.

Bei den Dämmen, die in den Vereinigten Staaten durch Erdbeben zerstört wurden, handelt es sich nur um solche, die vor Beginn oder zu Anfang dieses Jahrhunderts gebaut worden sind und die meist weniger als 10 m hoch waren. Die Ursache für Dambrüche ist wohl mehr darin zu suchen, daß der Konstruktions-, Gründungs- und Verdichtungsarbeiten dieser Dämme in Anbe-

tracht ihrer geringen Höhen keine Bedeutung beigemessen worden ist.

### 2. Bemessung eines Damms für den Fall eines Erdbebens

Durch Erdbeben werden im Untergrund Bodenverschiebungen ausgelöst, die zu mehr oder minder großen Trägheitskräften im Erddamm führen. An dem El Centro-Beben vom Mai 1940 in Kalifornien, einem der stärksten Beben, das bisher registriert wurde, soll gezeigt werden, welche Bodenbewegungen hierbei auftreten können. Aus Abb. 1 geht hervor, daß die größte Beschleunigung des Untergrundes während des Bebens mit 0,32 g gemessen wurde, die größte Bodenverschiebung betrug 21 cm.

Der Erddamm ist Trägheitskräften ausgesetzt, die im Verlaufe eines Erdbebens oft die Richtung wechseln; es ist daher notwendig, die Auswirkungen dieser pulsierenden Spannungen, die sich den Spannungen aus dem Eigengewicht überlagern, zu bestimmen. Durch die Trägheitskräfte kann es im Damme zu bleibenden Verformungen kommen, wenn die Spannungen die Elastizitätsgrenze des Bodens kurzfristig überschreiten oder diese erreichen. Die Bewegungen werden jedoch unterbrochen, sobald die Beschleunigung sich verzögert oder ihre Richtung umkehrt, während erneute Bewegungen auftreten können, wenn die Beschleunigung wieder zunimmt. Die Wirkung des Bebens auf den Damme wird daher nicht allein von der hierbei auftretenden maximalen Beschleunigung, sondern auch vom zeitlichen Ablauf des Bebens, der Frequenz der Schwingungen und der Dauer des Bebens abhängen. Bei den üblichen Standsicherheitsuntersuchungen, denen lediglich statische Kräfte zugrunde gelegt werden, kann davon ausgegangen werden, daß, wenn die Sicherheit gleich oder kleiner 1 ist, die Bewegungen so groß werden, daß der Bruch im Boden eintritt. Während eines Erdbebens wirken jedoch die Kräfte, die zu Verformungen führen, nur kurzfristig. Deshalb wächst auch die Verformung in der Regel nicht bis zu einer Größe an, die zum Bruch führt. Unter diesen Bedingungen hängt die sich während eines Bebens einstellende Verformung von der zeitlichen Änderung der Spannungsaufbringung ab, und die sich kurzzeitig während eines Bebens einstellenden Trägheitskräfte — die im einzelnen Falle auch die Standsicherheit unter 1 abfallen lassen können — dürfen nicht einzeln, sondern nur unter Berücksichtigung des Bebenablaufes in die Standsicherheitsuntersuchung eingeführt werden.

#### 2.1 Vereinfachtes, bisher übliches Berechnungsverfahren

Für die Beurteilung der Standsicherheit eines Damms bei einem Erdbeben wurde bisher die Wirkung des Bebens durch eine statische Kraft berücksichtigt. Diese Kraft  $I$  wird aus dem

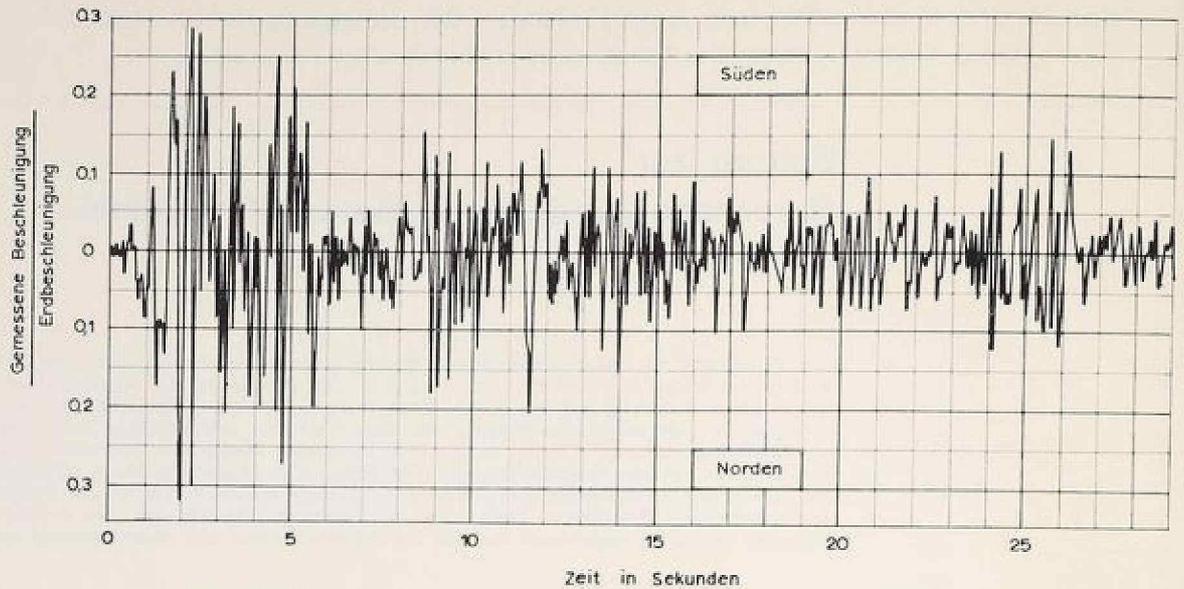


Abb. 1. Beschleunigungsdiagramm des El Centro-Erdbebens vom 18. Mai 1940 (N-S-Komponente)

seismischen Koeffizienten  $k$  und dem Gewicht der Gleitmasse  $G$  erhalten:

$$I = k \cdot G \quad (\text{Mp/m}) \quad (1)$$

Es wird angenommen, daß diese Kraft im Schwerpunkt des Gleitkörpers wirkt (Abb. 2). Mit dem seismischen Koeffizienten  $k$  bezeichnet man das Verhältnis der Erdbebenbeschleunigung zur Schwerebeschleunigung.

Neben der horizontalen Kraft  $I_h = k_h \cdot G$  wird noch eine vertikale Kraft  $I_v = k_v \cdot G$  in die Berechnung eingeführt, mit der die in vertikaler Richtung wirkenden Erdbebenkräfte berücksichtigt werden. Die Standsicherheit  $f$  einer Böschung wird als das Verhältnis der vorhandenen, durch Versuche unter

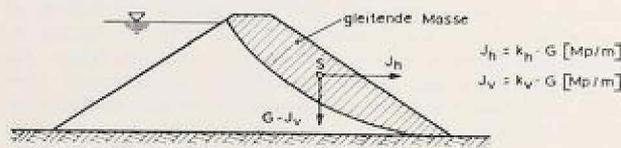


Abb. 2. Ansatz der Erdbebenkräfte auf den Gleitkörper

statischer Belastung ermittelten Scherparameter  $c_v$  und  $\text{tg} \phi_v$  des Bodens zu den für das Gleichgewicht des Gleitkörpers erforderlichen Scherparametern  $c_e$  und  $\text{tg} \phi_e$  definiert. Für einen homogenen Damm aus kohäsionslosem Material ist die Sicherheit ohne Berücksichtigung der Erdbebenwirkung mit

$$f = \frac{\text{tg} \phi_v}{\text{tg} \beta} \quad (2)$$

gegeben, wenn mit  $\beta$  der Neigungswinkel der Dammböschung bezeichnet wird. Unter Berücksichtigung einer horizontalen und vertikalen Bodenbeschleunigung durch das Erdbeben erhält man

$$f = \text{tg} \phi_v \cdot \frac{1 - x \cdot \text{tg} \beta}{x + \text{tg} \beta} \quad (3)$$

$$\text{mit } x = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

$k_h$  = seismischer Koeffizient in horizontaler Richtung,

$k_v$  = seismischer Koeffizient in vertikaler Richtung.

Der Damm wird als bebensicher angesehen, wenn für diese Zusatzkräfte eine ausreichende Standsicherheit nachgewiesen wird. Die dynamische Beanspruchung wird also an einer statischen Kraft beurteilt und hierbei vorausgesetzt, daß mit dieser Kraft die maximalen Spannungen im Damm, die sich während des Bebens entwickeln können, berücksichtigt werden.

Setzt man in Gleichung (3)  $f = 1$  und  $k_v = 0$ , so erhält man die von Seed und Goodman [13, 14] angegebene Gleichung für den seismischen Koeffizienten  $k_h = \text{tg}(\phi - \beta)$ . Mit dieser Gleichung kann also bei gegebener Böschungsneigung  $\beta$  und bekanntem Reibungswinkel  $\phi$  des Schüttmaterials der seismische Koeffizient  $k_h$  bestimmt werden, für den der Bruchzustand in der Böschung erreicht wird. Wird eine Sicherheit von  $f > 1$  gegen den Bruchzustand verlangt, so gilt die folgende Gleichung:

$$k_h = \frac{\text{tg} \phi - f \cdot \text{tg} \beta}{(f + \text{tg} \phi \cdot \text{tg} \beta)} \quad (3a)$$

Bei der oben beschriebenen Vorgehensweise bereitet die Festlegung des seismischen Koeffizienten Schwierigkeiten. So wird in den Vereinigten Staaten für den Standsicherheitsnachweis von Böschungen und Dämmen bei Erdbeben mit seismischen Koeffizienten zwischen 0,05 und 0,15 und in Japan zwischen 0,12 und 0,25 gerechnet. Die Werte werden nach der zu erwartenden Bebenstärke ohne Rücksicht auf den Untergrund und den Dammaufbau angenommen. Die in Rechnung gestellten seismischen Koeffizienten stützen sich im wesentlichen auf Erfahrungen mit Hochbauten in Bebengebieten, für die sie sowohl durch Versuche und Messungen als auch nach theoretischen Überlegungen als ausreichend belegt gelten können. Die Übertragung dieser guten Erfahrungen auf Erdbauten ist jedoch nur in Grenzen zulässig, weil sich Erd- und Steinschüttungen unter kurzfristigen, seismischen Beanspruchungen anders verhalten als unter einer statischen Dauerlast.

## 2.2 Der seismische Koeffizient

Die ersten Untersuchungen über das dynamische Verhalten eines Dammes wurden 1936 von den Japanern Mononobe, Takata und Matumura [9] vorgelegt. Auf diesen grundlegenden Überlegungen bauen alle neueren Theorien, die vor allem in den Vereinigten Staaten in den letzten Jahren veröffentlicht wurden, auf [10, 15, 17].

## 2.2 Beschleunigungsverteilung

Es wird von einem dreieckförmigen Dammkörper ausgegangen. Für die Bestimmung der zeit- und ortsabhängigen Beschleunigung in einem Damm werden die folgenden **Annahmen** getroffen:

- Der Damm besteht aus einem unendlich langen symmetrischen, dreieckigen Querschnitt; er ruht auf starrem Untergrund.
- Der Damm besteht aus homogenem, linear-elastischem Material mit einem einheitlichen Elastizitätsmodul und einer einheitlichen Dichte.
- Das Verhältnis von Breite zur Höhe des Dammes ist ausreichend groß, so daß die Biegeverformungen vernachlässigt werden können und Verformungen nur aus Schub betrachtet werden müssen.
- Die Schubspannung ist über eine horizontale Fläche einheitlich verteilt.
- Es wird angenommen, daß der Damm aus unendlich dünnen, horizontalen Scheiben besteht, die durch Federn mit Dämpfungsvorrichtungen verbunden sind.

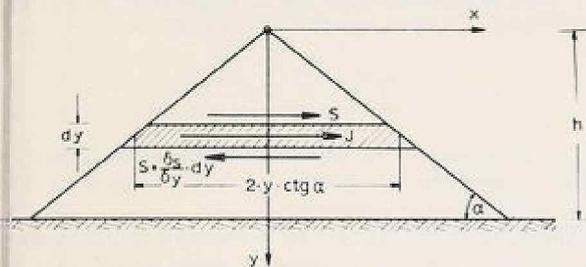


Abb. 3. Kraftwirkung auf eine horizontale Scheibe im Damm

Aus der Gleichgewichtsbedingung an einer Scheibe (Abb. 3) folgt:

$$\sum H = 0: S - S - \frac{\delta S}{\delta y} dy + I = 0 \quad (4)$$

Die Trägheitskraft I ist gegeben durch:

$$I = \rho \cdot \frac{2}{\operatorname{tg} \alpha} \cdot y \cdot dy \cdot \frac{d^2 u}{dt^2} \quad (5)$$

$u$  = Verschiebung in x-Richtung

$t$  = Zeit

$\rho$  = Dichte des Schüttmaterials =  $\frac{\gamma}{g}$

Der Schubmodul G ist gegeben durch:

$$G = r \cdot \frac{dy}{du} \quad \text{und mit } r = \frac{S}{2y / \operatorname{tg} \alpha} \text{ erhält man}$$

$$G = \frac{2}{\operatorname{tg} \alpha} \cdot y \cdot \frac{dS}{dy} \quad \text{und} \quad \frac{\delta S}{\delta y} = G \cdot \frac{2}{\operatorname{tg} \alpha} \cdot \frac{du}{dy} + G \cdot \frac{2}{\operatorname{tg} \alpha} \cdot y \cdot \frac{d^2 u}{dy^2} \quad (6)$$

Mit (5) und (6) ergibt Gl. (4):

$$\frac{d^2 u}{dt^2} - \frac{G}{\rho} \left[ \frac{d^2 u}{dy^2} + \frac{1}{y} \cdot \frac{du}{dy} \right] = 0 \quad (7)$$

Die Lösung der Differentialgleichung ergibt:

$$u(y, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \left[ A_n \cdot \sin(\omega_n \cdot t) + B_n \cdot \cos(\omega_n \cdot t) \right] I_0 \left( \beta_n \cdot \frac{y}{h} \right) \quad (8)$$

hierin bedeuten:

$u(y, t)$  = Verschiebung in x-Richtung zum Zeitpunkt t in der Tiefe y unter der Dammkrone

= Bessel-Funktion 0. Ordnung

= Nullwert der Frequenzgleichung  $I_0(\omega_n \cdot h \cdot \sqrt{\rho/G})$

$h$  = Dammhöhe

$\omega_n$  = Kreisfrequenz der n-ten Schwingungsperiode

$A_n, B_n$  = Konstanten

Mit der Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Schubwellen im Schüttmaterial  $v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$  erhält man für die Kreisfrequenz der n-ten Schwingungsperiode

$$\omega_n = \frac{\beta_n}{h} \cdot v_s \quad (9)$$

Wirkt auf den Damm eine **horizontale Beschleunigung** des Untergrundes ( $\ddot{u}_g$ ), so erhält man für den Fall der Nulldämpfung die folgende Differentialgleichung

$$\frac{d^2 u}{dt^2} - \frac{G}{\rho} \left[ \frac{d^2 u}{dy^2} + \frac{1}{y} \cdot \frac{du}{dy} \right] = - \frac{\partial^2 \ddot{u}_g}{\partial t^2} \quad (10)$$

mit der Lösung:

$$u(y, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2 I_0(\beta_n \cdot y/h)}{\omega_n \cdot \beta_n \cdot I_1(\beta_n)} \cdot \int_0^t \ddot{u}_g \sin(\omega_n \cdot (t-\tau)) d\tau \quad (11)$$

Hierin bedeuten:

$I_1$  = Bessel-Funktion 1. Ordnung

$\ddot{u}_g$  = horizontale Beschleunigung des Untergrundes.

Berücksichtigt man die natürliche Dämpfung der Schwingungen durch das Schüttmaterial durch den Dämpfungsfaktor  $\lambda_n$ , so erhält man für die **absolute Beschleunigung** die folgende Gleichung:

$$\ddot{u}_a(y, t) = \sum_{n=1}^{\infty} 2 \cdot \omega_n \cdot \frac{1}{\beta_n \cdot I_1(\beta_n)} \cdot I_0(\beta_n \cdot y/h) \cdot \int_0^t \ddot{u}_g \cdot e^{-\lambda_n \cdot \omega_n \cdot (t-\tau)} \cdot \sin(\omega_n \cdot (t-\tau)) \cdot d\tau \quad (12)$$

Zur einfachen Auswertung kann Gleichung (12) wie folgt geschrieben werden:

$$\ddot{u}_a(y, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \omega_n \cdot \phi_n(y) \cdot s_n \quad (13)$$

$$\text{mit: } \phi_n(y) = \frac{2 \cdot I_0(\beta_n \cdot y/h)}{\beta_n \cdot I_1(\beta_n)} \quad (14)$$

und der Spektralgeschwindigkeit — dem Maximalwert des Integrals in Gl. (12) —

$$s_n = \int_0^t \ddot{u}_g \cdot e^{-\lambda_n \cdot \omega_n \cdot (t-\tau)} \cdot \sin(\omega_n \cdot (t-\tau)) \cdot d\tau \quad (15)$$

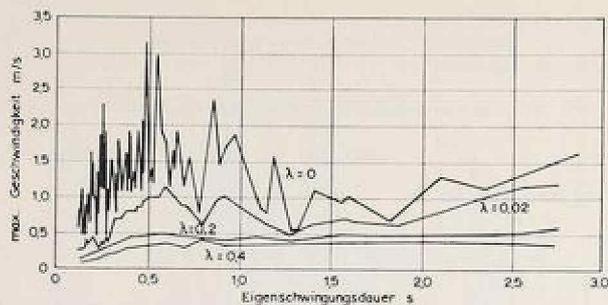
Für eine gegebene Bewegung des Untergrundes kann Gleichung (15) in Abhängigkeit von  $\lambda_n$  und  $\omega_n$  gelöst werden. Trägt man dieses Ergebnis auf, so erhält man das sogenannte **Geschwindigkeitsspektrum**. Anstatt, wie in Gleichung (13) den Maximalwert der Beschleunigung aus dem Produkt  $\omega_n \cdot s_n$  zu bestimmen, kann man direkt die Spektralbeschleunigung  $s_n = \omega_n \cdot s_n$  aus dem so berechneten Beschleunigungsspektrum bestimmen.

Gleichung (13) ergibt sich damit zu:

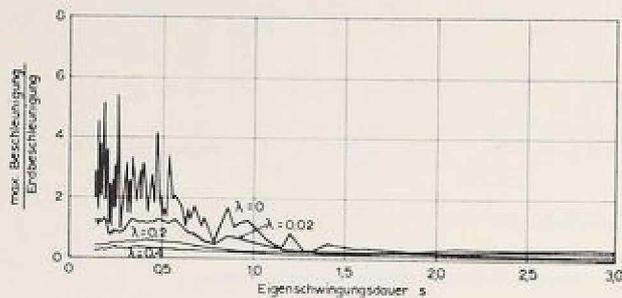
$$\ddot{u}_a(y, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \phi_n(y) \cdot s_n \quad (16)$$

Die **Beschleunigungsverteilung** im Damm wird also von folgenden Faktoren bestimmt:

- der Stärke und dem zeitlichen Ablauf des Erdbebens,
- der Höhe des Dammes,
- den mechanischen Eigenschaften des Schüttmaterials

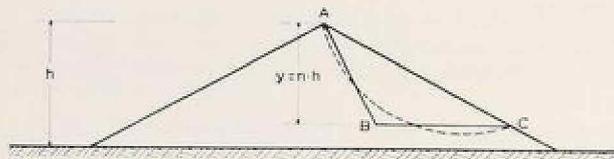


Geschwindigkeitsspektrum des El Centro-Bebens (N-S Komponente)



Beschleunigungsspektrum des El Centro-Bebens (N-S Komponente)

Abb. 4. Geschwindigkeits- und Beschleunigungsspektrum



AC-kreiszyklindrischer Gleitkörper  
ABC-angenäherte Form des  
Gleitkörpers

Abb. 5. Gleitkörperform für die Bestimmung des mittleren seismischen Koeffizienten

(Dichte, Schubmodul, Fortpflanzungsgeschwindigkeit und Dämpfung der Schubwellen in der Schüttung), der Lage der untersuchten Gleitzone im Damm.

In den Vereinigten Staaten wird heute zumeist das El Centro-Beben vom 18. Mai 1940 für die Standsicherheitsuntersuchungen von Dämmen verwendet. Abb. 1 zeigt das Beschleunigungsdiagramm der Nord-Süd-Komponente dieses Be-

bens. Für die Auswertung wurde von Seed und Martin [10] das Geschwindigkeits- und Beschleunigungsspektrum in Abhängigkeit vom Dämpfungsfaktor  $\lambda$  berechnet. Das Ergebnis zeigt Abb. 4.

## 2.22 Der mittlere seismische Koeffizient

Die Beschleunigungsverteilung über die Dammhöhe ist durch die Gleichung (13) bzw. (16) gegeben. Der mittlere seismische Koeffizient wird in Abhängigkeit von der Lage des möglichen Gleitkörpers bestimmt. Die Form des Gleitkörpers wird — wie Abb. 5 zeigt — durch ein Dreieck mit horizontaler Grundlinie angenähert.

Betrachtet man ein Element vom Gewicht  $\Delta W$ , so erhält man für die horizontale Trägheitskraft

$$\Delta I = \frac{\Delta W}{g} \cdot \ddot{u}_s(y, t)$$

und da  $\Delta I = \Delta W \cdot k(y, t)$  ist, ergibt sich für den seismischen Koeffizienten:

$$k(y, t) = \frac{1}{g} \ddot{u}_s(y, t) \quad (17)$$

Wird angenommen, daß die Schubspannung entlang einer horizontalen Schnittes konstant ist, so erhält man:

$$\tau(y, t) = G \cdot \frac{\partial u}{\partial y} = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2 \cdot G \cdot I_1(\beta_n \cdot y/h)}{h \cdot \omega_n \cdot I_1(\beta_n)} \cdot s_n \quad (18)$$

Die Schubkraft  $F(y, t)$  auf die Grundlinie des Gleitkörpers ( $b(y)$  = Länge der Grundlinie) ist:  $F(y, t) = \tau(y, t) \cdot b(y)$

Die mittlere horizontale Beschleunigung, die auf den Gleitkörper wirkt, ist:  $\ddot{u}_s(t)_m = F(y, t)/\text{Masse des Gleitkörpers}$ .

Für den mittleren seismischen Koeffizienten ergibt sich damit folgende Gleichung:

$$k(y, t)_m = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{4 \cdot v_s}{g \cdot \gamma} \cdot \frac{I_1(\beta_n \cdot y/h)}{\beta_n \cdot I_1(\beta_n)} \cdot S_n \quad (19)$$

Für einen bekannten Bebenablauf kann somit die zeitliche Änderung des mittleren seismischen Koeffizienten für eine gegebene Lage des Gleitkörpers bestimmt werden. Unter Zuhilfenahme der Nord-Süd-Komponente des El Centro-Bebens (Abb. 1) haben Seed und Martin die auf Abb. 6 gezeigte zeitliche Änderung des mittleren seismischen Koeffizienten für einen 30,5 m hohen Damm berechnet. Für die Schubwellengeschwindigkeit des Schüttmaterials ( $v_s = \sqrt{G/\rho}$ ) wurde  $v_s = 305$  m/s angenommen. Der Dämpfungsfaktor wurde mit  $\lambda = 0,2$  (entsprechend 20% der kritischen Dämpfung) in die Berechnung eingeführt.

Auf Abb. 6 ist zu erkennen, daß sich der mittlere seismische Koeffizient mit der Höhenlage des betrachteten Gleitkörpers

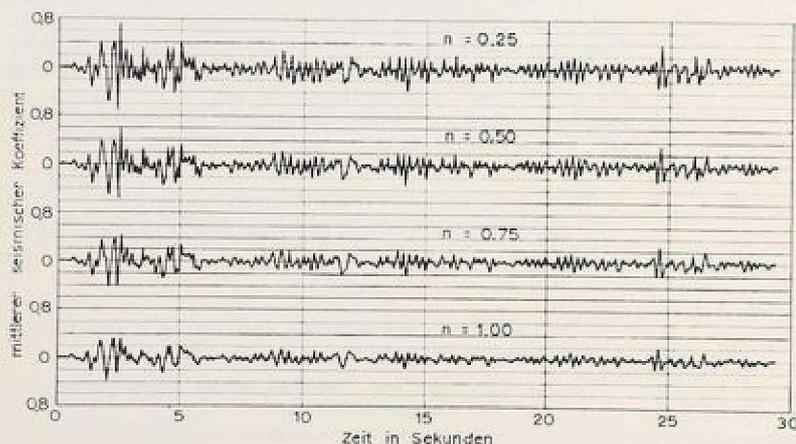


Abb. 6. Zeitliche Änderung des mittleren seismischen Koeffizienten für einen 30 m hohen Damm unter der Wirkung des El Centro-Bebens ( $v_s = 305$  m/s,  $\lambda = 0,2$ )

net. Mit zunehmender Höhenlage des Gleitkörpers ergeben sich größere Werte für den Koeffizienten. Weiter zeigt sich, daß die berechneten mittleren Beschleunigungen sich doch wesentlich von den Beschleunigungen des Untergrundes unterscheiden.

## 2 Der gleichwertige maximale seismische Koeffizient

Für die endgültige Bemessung eines Damms gibt es noch ein Berechnungsverfahren, mit dem die zeitliche Änderung der seismischen Kräfte — wie sie auf Abb. 6 angegeben werden — berücksichtigt werden kann. Es ist deshalb notwendig, die Kraftzyklen mit variierenden Amplituden durch eine gleichwertige Anzahl von Kraftzyklen mit konstanten Amplituden zu ersetzen. Dies bedeutet jedoch, daß eine kennzeichnende Anzahl von Kraftzyklen mit einer maximalen Amplitude und ihre Frequenz geschätzt werden müssen. So nehmen Seed und Martin für Abb. 6 an, daß sich die gleichwertige seismische Kraft aus 15 Kraftzyklen mit einer Frequenz von 3,3 Zyklen/s und die folgenden mittleren Amplituden, die auch als gleichwertiger, maximaler seismischer Koeffizient  $k_{eq}$  bezeichnet werden, ergibt:

$n = y/h$	$k_{eq}$
0,25	0,40
0,50	0,35
0,75	0,30
1,00	0,25

wobei  $n = y/h$  die Höhenlage des Gleitkörpers bezeichnet (Abb. 5).

### 2.1 Einfluß der Materialeigenschaften

Für die Bestimmung des seismischen Koeffizienten nach den unter 2.21 bis 2.23 beschriebenen Verfahren wird die Kenntnis der Materialkonstanten vorausgesetzt. Der Schubmodul  $G$  und der Dämpfungsfaktor  $\lambda$  sind jedoch bodenmechanische Kenngrößen, die nicht im Labor- oder Modellversuch ermittelt werden können. Für die Abschätzung ihrer Größe können nur Messungen an ausgeführten Dämmen herangezogen werden.

Über die Meßergebnisse an drei Erddämmen in Japan berichten Mononobe, Takata und Matumura [9]. Bei sandig-tonigem bzw. lehmigen Schüttmaterial wurden danach Schubwellengeschwindigkeiten von  $v_s = 122$  m/s gemessen. Lightly [18] hat zwei Dämme — den Dry Canyon Dam und den Bouquet Canyon Dam — durch große Schwingungsmaschinen Schwingungen unterworfen und die Schubwellengeschwindigkeit gemessen. Er erhielt für den Dry Canyon Dam — einen gespülten Damm — Werte für  $v_s$  zwischen 90 und 107 m/s. Am Bouquet Canyon Dam, der aus verdichtetem sandigen Ton geschüttet wurde, wurde die Schubwellengeschwindigkeit zu  $v_s = 350$  m/s bestimmt.

Seed und Martin [10] empfehlen nach diesen Meßergebnissen für gespülte Dämme oder aus bindigem Material gehüttete Dämme Werte für  $v_s$  in der Größenordnung von 90 bis 100 m/s. Für Dämme aus gut verdichtetem rolligen Material (Sand, Kies) kann dagegen mit einer Schubwellengeschwindigkeit von  $v_s = \text{rd. } 300$  m/s gerechnet werden.

Die Auswertung von Schwingungsmessungen an Dämmen brachten Dämpfungsfaktoren von 5 bis 10%. Jedoch kann davon ausgegangen werden, daß infolge der Verformungen, die sich in einem Damm in der Natur unter der Einwirkung eines Erdbebens einstellen, auch größere Dämpfungsfaktoren wirksam werden. Nach dynamischen Laborversuchen für den Bonaparte Damm liegt der Dämpfungsfaktor bei 20%.

Die Einflüsse der verschiedenen Materialeigenschaften und der Höhe des Damms auf den gleichwertigen maximalen seismischen Koeffizienten haben Seed und Martin untersucht. Als Ergebnis erhielten sie die in Abb. 7 gezeigte Abhängigkeit des Koeffizienten  $k_{eq}$  von  $v_s$  und der Dammhöhe. In allen Fällen wächst der Wert von  $k_{eq}$  mit der Höhenlage des untersuchten Gleitkörpers. Dies ist ein besonders wichtiges Ergebnis, da die Berücksichtigung dieser Änderung von  $k_{eq}$  bei der Standsicherheitsuntersuchung in den meisten Fällen auch eine Änderung in der Lage der kritischen Gleitfläche zur Folge hat. Dieses

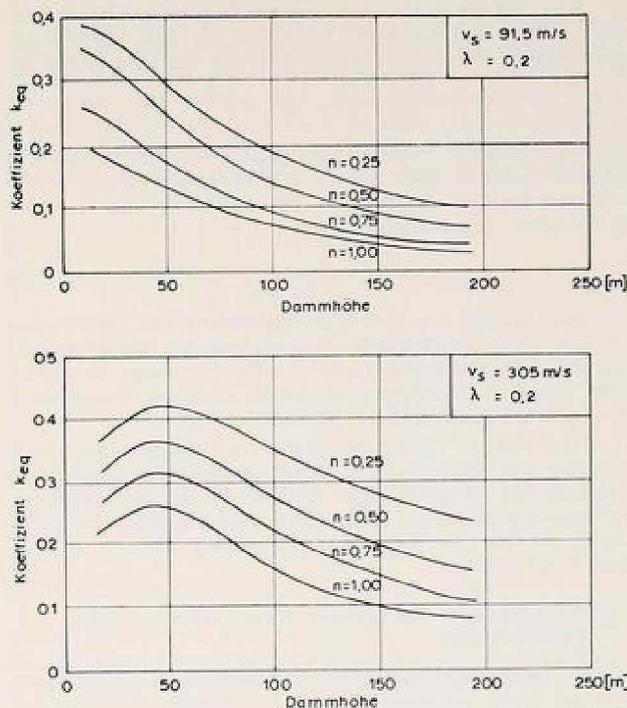


Abb. 7. Der gleichwertige maximale seismische Koeffizient  $k_{eq}$  in Abhängigkeit von der Dammhöhe und der Schubwellengeschwindigkeit  $v_s$  des Schüttmaterials für das El Centro-Beben nach Seed und Martin [10]

Verhalten eines Damms unter der Wirkung eines Bebens wird auch durch Messungen an Dämmen bzw. durch aufgetretene Schadensfälle bestätigt. So wurden am Otani-Damm [7] in Japan nach dem Nankai-Beben von 1946 beginnende Rutschungen im oberen Drittel der Dammböschungen festgestellt.

Die Diagramme von Abb. 7 zeigen weiter, daß sich der Koeffizient  $k_{eq}$  mit wachsender Dammhöhe für jede Lage der möglichen Gleitmasse verringert. Dies stellt eine grundlegende Erkenntnis für die Planung von hohen Staudämmen dar.

### 2.3 Festigkeitseigenschaften bei dynamischer Beanspruchung

Nach der Bestimmung des seismischen Koeffizienten ergibt sich als nächstes die Frage nach der Festigkeit des Bodens unter der dynamischen Beanspruchung. Hier werden sich die Böden sehr unterschiedlich verhalten, je nachdem, ob sie bindig oder rollig, locker oder dicht gelagert, trocken, feucht oder wassergesättigt sind. Lockere, mit Wasser gesättigte Sande neigen auch bei flachen Böschungen bereits unter geringen dynamischen Spannungen zur Verflüssigung. In Alaska ist es in solchen Böden zu umfangreichen Rutschungen bei einem Erdbeben gekommen. Die Sande hörten auf zu rutschen, nachdem die Bewegungen im Untergrund abgeklungen und nur mehr statische Spannungen wirksam waren. Die im Zusammenhang mit diesem Beben durchgeführten Versuche zeigten, daß die Bruchfestigkeit im allgemeinen bei zyklischer Belastung eine andere ist als unter einer statischen Dauerlast, und daß sie nicht nur vom Spannungszustand abhängig, sondern auch eine Funktion der Zahl und Frequenz der Spannungszyklen ist.

#### 2.3.1 Scherfestigkeit von kohäsionslosem Boden bei dynamischer Beanspruchung

Für ein Kugelmodell führten theoretische Untersuchungen zu folgender Gleichung für die Scherfestigkeit:

$$\tau = c + (\sigma_{st} - \sigma_{dyn}) \cdot \operatorname{tg}(\varphi + \alpha) \quad (18)$$

- mit:
- $c$  = scheinbare Kohäsion
  - $\sigma_{st}$  = statische Normalspannung
  - $\sigma_{dyn}$  = dynamische Normalspannung
  - $\varphi$  = Reibungswinkel
  - $\alpha$  =  $f(\varphi)$

Rao hat Versuche mit trockenem Sand durchgeführt, über die in [11] berichtet wird. Er erhielt für den verwendeten gleichförmigen Fein- bis Mittelsand für die statische Belastung:

$$\tau_{st} = 0,1 + \sigma_{st} \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (19)$$

Der Winkel  $\phi$  wurde in Abhängigkeit von der Porenziffer  $\epsilon$  erhalten (Abb. 8). Nach Rao ist die Verminderung des Scherwiderstandes bei dynamischer Beanspruchung nur von der dynamischen Spannung abhängig.

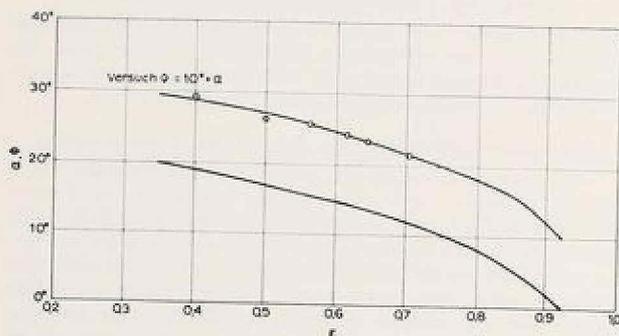
$$\tau_{dyn} = 0,1 + (\sigma_{st} - \sigma_{3e}) \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (20)$$

Abb. 8 zeigt eine gute Übereinstimmung von Versuch und Theorie. Eine gesetzmäßige Abhängigkeit der Scherfestigkeit von der Beschleunigung wurde von Rao in seinen Versuchen nicht gefunden. Im allgemeinen ergab sich eine Verringerung der Scherfestigkeit mit zunehmender Frequenz.

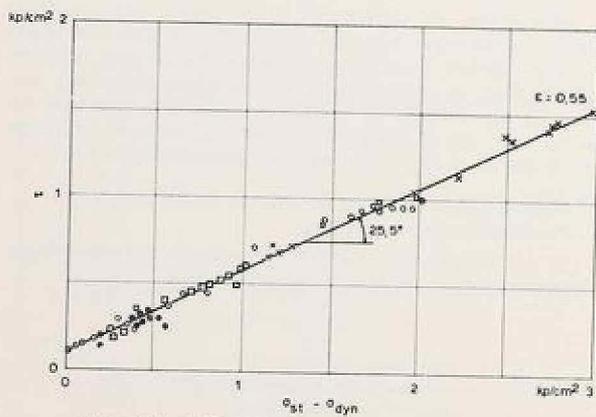
Nach diesen Ergebnissen genügt zur Festlegung der Scherfestigkeit von kohäsionslosem Schüttmaterial unter dynamischer Belastung die versuchsmaßige Bestimmung der Scherfestigkeit bei statischer Belastung. Da die Verminderung des Scherwiderstands nur von der dynamischen Spannung abhängig ist, gilt dann Gleichung (18).

### 2.32 Scherfestigkeit von bindigem Boden bei dynamischer Beanspruchung

Im Gegensatz zu kohäsionslosen Böden wird die Festigkeit bindiger Böden unter dynamischer Lastwirkung sehr von den Porenwasserspannungen abhängen. Bei der Prüfung des Festigkeitsabfalles ist zu beachten, daß in der kurzen Zeit, in der das Erdbeben wirkt, kein Porenwasser aus dem Damm abfließen kann. Die Auswirkung des Bebens auf das Verhalten wassergesättigter oder auch teilweise mit Wasser gesättigter Böden wird daher im geschlossenen System, d. h. unter undrainierten Bedingungen geprüft werden müssen.



Abhängigkeit von  $\phi$  bzw.  $\alpha$  von der Porenziffer  $\epsilon$



Abhängigkeit der Scherfestigkeit von der Spannungsdifferenz  $\sigma_{st} - \sigma_{dyn}$   
Abb. 8. Versuchsergebnisse von Rao [11]

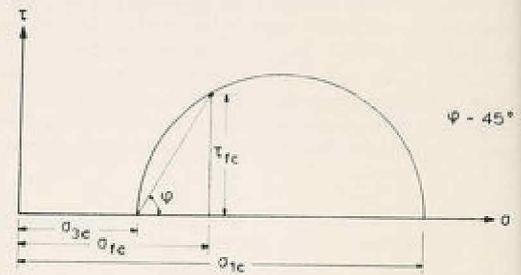
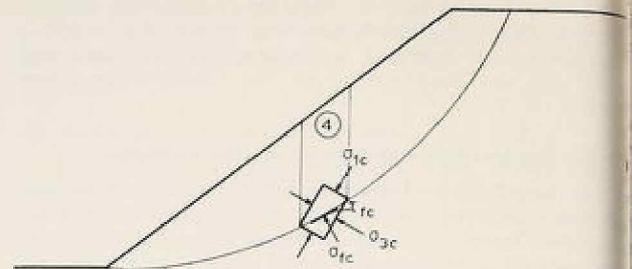
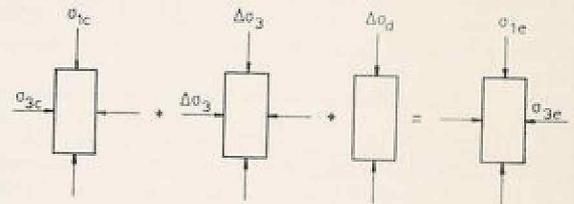


Abb. 9 Bestimmung von Größe und Richtung der Hauptspannungen  $\sigma_{1c}$  und  $\sigma_{3c}$

Wie im folgenden Kapitel 2.4 gezeigt wird, werden für den Standsicherheitsnachweis zunächst die Spannungen entlang einer möglichen Gleitfläche vor dem Beben ermittelt und dieser der Spannungszuwachs infolge des Bebens überlagert [12]. Die so erhaltenen Scherspannungen können dann mit der Scher-



$$\Delta \sigma_3 = \sigma_{3e} - \sigma_{3c}, \quad \Delta \sigma_1 = \sigma_{1c} - \sigma_{3e}$$

$$\Delta \sigma_d = (\sigma_{1e} - \sigma_{3e}) - (\sigma_{1c} - \sigma_{3c}) = \Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3$$

Mohrsche Spannungskreise

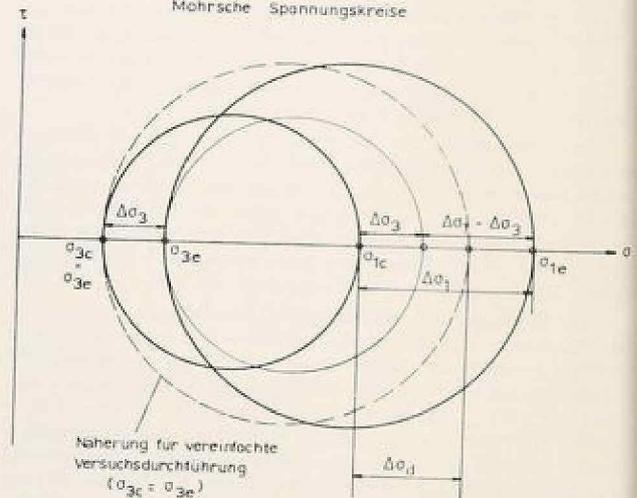
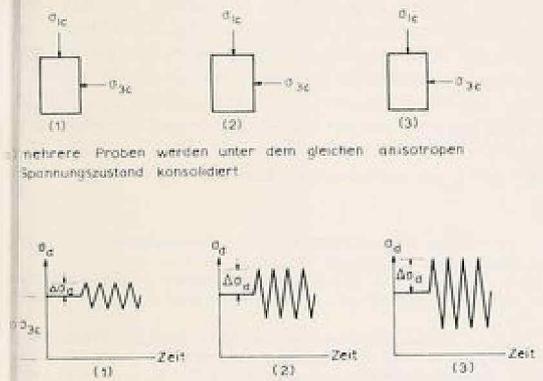


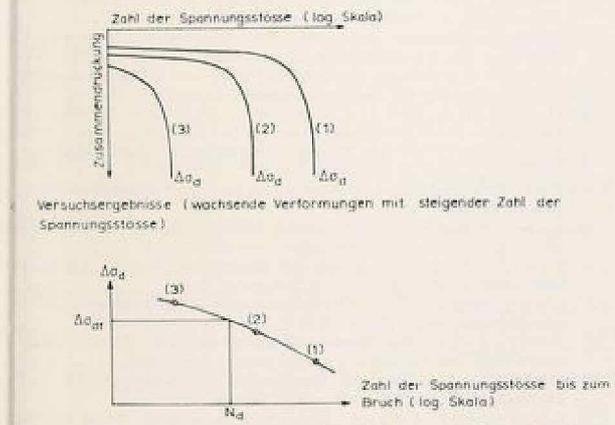
Abb. 10. Versuchsdurchführung mit den dazugehörigen Mohrschen Spannungskreisen

festigkeit des Bodens unter dynamischer Belastung verglichen werden.

Die Spannungen in der Gleitfläche im Bruchzustand der Lamelle bekannt (vgl. Abb. 9), so kann die Größe der wirkenden Hauptspannungen am Mohrschen Kreis bestimmt werden. Allein aus der Kenntnis der Spannungen in einer Ebene können jedoch die Hauptspannungen und die Hauptspannungsrichtungen nicht gewonnen werden. Es wird deshalb angenommen, daß die berechneten Spannungen, die noch die Sicherheit gegen den Bruchzustand enthalten (vgl. Kapitel 2.4), die gleiche Richtung zu den Hauptspannungen haben wie im Bruchzustand. Mit Hilfe dieser Näherung —  $\psi = 45 + \varphi/2$  — können dann, wie in Abb. 9 gezeigt, die Hauptspannungen  $\sigma_{1c}$  und  $\sigma_{3c}$  bestimmt werden. Wird angenommen, daß die Hauptspannungen  $\sigma_{1c}$  und  $\sigma_{3c}$  vor dem Beben auf  $\sigma_{1e}$  und  $\sigma_{3e}$  ansteigen, während des Bebens die Tragheitskraft ihren Maximalwert erreicht, so kann der Festigkeitsprüfung die auf Abb. 10 gezeigte Spannungsänderung zugrunde gelegt werden. Man kann den Spannungszuwachs als einen allseitigen Zuwachs von der Größe  $\Delta\sigma_3 = \sigma_{3e} - \sigma_{3c}$  auffassen, dem eine Deviatorspannung  $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$  ( $\Delta\sigma_1 = \sigma_{1e} - \sigma_{1c}$ ), d. h. ein einachsiger Spannungszuwachs überlagert wird. Da man besonders bei wassergesättigten Böden annehmen darf, daß die hydrostatischen Spannungsstöße von untergeordneter Wirkung sind, wird man sich bei der Festigkeitsprüfung mit einiger Berechtigung darauf beschränken können, das Verhalten des Bodens unter schwingenden Deviatorspannung zu prüfen. Durch diese Vereinfachung wird die Versuchsdurchführung wesentlich erleichtert, da dem statischen, anisotropen Spannungszustand lediglich die pulsierende Deviatorspannung überlagert werden kann. Die kleinere Hauptspannung  $\sigma_{3c}$  bleibt dann unverändert. Die Versuchsdurchführung wird auf Abb. 11 gezeigt.



Die Proben werden pulsierenden Deviatorspannungen verschiedener Stärke unterworfen.



Auswertung der Versuchsergebnisse (für ein gegebenes Erdbeben mit bekanntem  $N_d$  kann  $\Delta\sigma_d$  gefunden werden.)

Abb. 11. Versuchsdurchführung und Auswertung

Mehrere, unter den gleichen Bedingungen anisotrop konsolidierte Proben werden verschiedenen großen Spannungsstößen in der Richtung der größeren Hauptspannung unterworfen und festgestellt, nach welcher Zahl von Schwingungen die Probe zu Bruch geht oder sich um ein bestimmtes Maß verformt. Die Zahl der Schwingungen bis zum Bruch der Proben nimmt mit wachsender Deviatorspannung ab. Mit Hilfe dieser Versuchs-

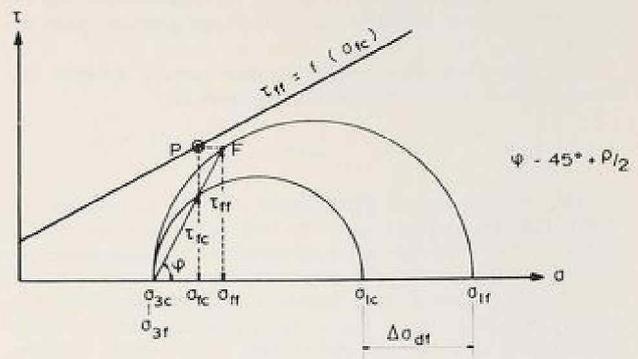


Abb. 12. Bestimmung der Beziehung zwischen  $\tau_{ff}$  und  $\sigma_{ff}$ .

ergebnisse kann, wie Abb. 11 zeigt, die Größe der schwingenden Deviatorspannung  $\Delta\sigma_{df}$  gefunden werden, die den Bruch des Bodens bei derselben Schwingungszahl  $N_d$  herbeiführt, die vom Erdbeben ausgelöst wird. Dem Diagramm d auf Abb. 11 ist zu entnehmen, daß die Festigkeit des wassergesättigten bindigen Bodens nicht allein von der Intensität des Bebens, sondern auch von seiner Dauer bzw. von der Zahl der Kraftzyklen, die hierbei auftreten, abhängt.

Auf Abb. 12 wird gezeigt, wie mit Hilfe des Mohrschen Kreises eine Beziehung zwischen der in der Gleitfläche im Bruchzustand unter dynamischer Belastung wirkenden Schubspannung  $\tau_{ff}$  bzw. Normalspannung  $\sigma_{ff}$  und der im statischen Spannungszustand in der Gleitfläche für das Gleichgewicht des betrachteten Gleitkörpers erforderlichen Normalspannung  $\sigma_{fc}$  gefunden werden kann. Es ist zu beachten, daß die so erhaltene Beziehung zwischen  $\sigma_{fc}$  und  $\tau_{ff}$  eine Funktion des für die Konsolidierung angenommenen Spannungsverhältnisses  $\lambda = \sigma_{3c}/\sigma_{1c}$  ist. Wird davon ausgegangen, daß das Spannungsverhältnis  $\lambda$  im Damm nicht konstant ist, so müssen Versuchsreihen für die verschiedenen  $\lambda$ -Werte, wie oben beschrieben, durchgeführt werden.

### 2.4 Standsicherheitsuntersuchung

Für den Nachweis der Standsicherheit eines Damms unter der dynamischen Belastung eines Erdbebens wird zunächst die Standsicherheit für einen angenommenen Gleitkörper für den statischen Zustand nachgewiesen. Die Sicherheit wird, wie in Kapitel 2.1 angegeben, als das Verhältnis der vorhandenen, durch Versuche unter statischer Belastung ermittelten Scherparameter  $c_v$  und  $\text{tg}\varphi_v$  des Bodens zu den für das Gleichgewicht des Gleitkörpers erforderlichen Scherparameter  $c_e$  und  $\text{tg}\varphi_e$  definiert. Der Gleitkörper wird in lotrechte Lamellen zerlegt. Im Grenzzustand des Gleichgewichts schließt sich das Krafteck der auf jede Lamelle wirkenden Kräfte. Bei schmalen Lamellen kann das Eigengewicht  $G$  mit ausreichender Genauigkeit in Lamellenmitte angenommen werden. Von breiten Lamellen und von Anfangs- und Endlamellen müssen die Schwerpunkte für die Ermittlung der Kräfte bestimmt werden. Der Anteil der Kohäsion an der in der Gleitfläche aufnehmbaren Schubkraft ist

$$c_e = \frac{c_v \cdot l}{f}$$

$l$  = Länge der Gleitfläche  
 $f$  = Sicherheitsfaktor  
 $c_v$  = im Versuch ermittelte Kohäsion

Die Erddrücke auf die Lamellen greifen annähernd im unteren Drittel der lotrechten Begrenzungsflächen an. Die Richtung der Erddrücke wird waagrecht gewählt. Diese Annahme ist im allgemeinen zulässig, weil eine geringe Änderung der Erddruck-

richtung das Verfahren nur wenig beeinflusst. Die Richtung der resultierenden Reibungskraft  $Q$  ergibt sich aus dem Gleichgewicht an der betrachteten Lamelle (vgl. Abb. 13).

Werden die Kraftecke zu einem Kräftezug zusammengesetzt, so muß sich dieser bei richtiger Wahl der Sicherheit  $f$  schließen. Ist dies nicht der Fall, so befindet sich der Gleitkörper bei der angenommenen Sicherheit  $f$  nicht im Gleichgewicht. Die Untersuchung ist so oft zu wiederholen, bis für die angenommene Sicherheit die Gleichgewichtsbedingung erfüllt ist.

Die Normalkraft  $N$  ist somit für jede Lamelle bekannt. Die Spannungen in der Gleitfläche ergeben sich zu:

$$\sigma_{fc} = \frac{N}{l} \quad \text{und} \quad \tau_{fc} = \frac{T}{l} \quad \text{mit} \quad T = \frac{c_v \cdot l}{f} + \frac{N \cdot \tan \phi_v}{f}$$

Mit den bekannten Spannungen  $\sigma_{fc}$  und  $\tau_{fc}$  werden die zugehörigen Hauptspannungen  $\sigma_{1c}$  und  $\sigma_{3c}$  — wie auf Abb. 9 gezeigt — bestimmt. Für diese so erhaltenen Hauptspannungen werden für bindigen Boden die Versuche, wie unter 2.32 erläutert, durchgeführt und  $\tau_{ff}$  bestimmt. Für kohäsionslosen Boden gilt nach Rao  $\tau_{dynam} = (\sigma_{at} - \sigma_{dynam}) \tan \phi$ . Die Versuchsdurchführung kann dann ähnlich der in Abb. 11 gezeigten erfolgen. Die im Bruchzustand aufnehmbare Schubspannung  $\tau_{ff}$  ( $\tau_{ff} = \tau_{dynam}$ ) kann wieder als Funktion der Zahl der Spannungsstöße (Abb. 11d) gefunden werden.

Als Sicherheit  $f$  des Damms während des Bebens wird das Verhältnis der im Versuch ermittelten, im Bruchzustand aufnehmbaren Schubspannung  $\tau_{ff}$  zu der für das Gleichgewicht des Gleitkörpers erforderlichen Schubspannung definiert.

Auf die in Abb. 14 gezeigte erste Lamelle des Gleitkörpers wirken folgende, nach Größe bzw. Richtung bekannte Kräfte:

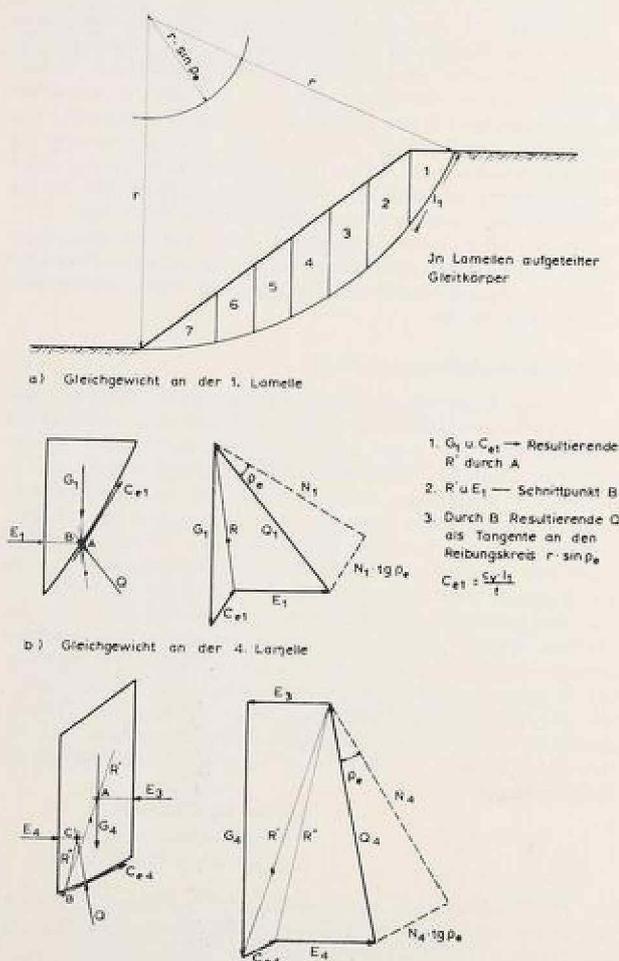


Abb. 13. Untersuchung des in lotrechte Lamellen unterteilten Gleitkörpers

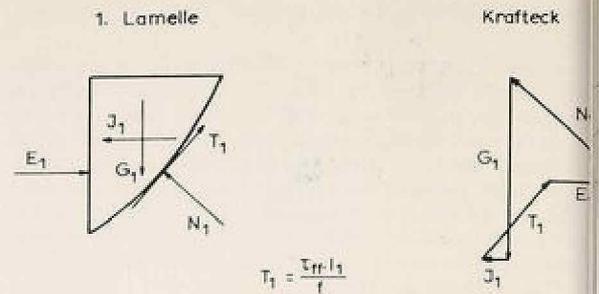


Abb. 14. Standsicherheitsnachweis unter Berücksichtigung der Erdbwirkung

- das Gewicht der Lamelle  $G_1$ ,
- die Tragheitskraft  $l_1 = k_{eq} \cdot G_1$  ( $k_{eq}$  nach Kapitel 2);
- der nach Richtung bekannte Erddruck  $E_1$ ,
- die Schubkraft  $T_1 = \frac{\tau_{ff} \cdot l_1}{f}$  und die Normalkraft  $N_1$ .

In der gleichen Weise wird das Gleichgewicht für die übrigen Lamellen hergestellt. Bei richtiger Annahme der Sicherheit  $f$  schließt sich auch das Krafteck für die letzte Lamelle. Ist nicht der Fall, ist  $f$  so lange zu variieren, bis Gleichgewicht gesamten Gleitkörper vorhanden ist. Es wird somit die Sicherheit  $f$  des Damms gegen das zugrunde gelegte Erdbeben stimmt, wobei versucht wird, mit dem gleichwertigen maximalen seismischen Koeffizienten und der Zahl der Schwingungen wohl die Intensität wie auch den zeitlichen Ablauf des Bebens zu berücksichtigen.

### 3. Zusammenfassung

Bei den bisher angewandten Verfahren zur Bestimmung der Standsicherheit eines Damms wurde die Wirkung eines Erdbebens nur durch zusätzliche statische Kräfte berücksichtigt. Es wird über ein Verfahren berichtet, mit dessen Hilfe den Vorgängen in der Natur besser Rechnung getragen werden kann. Weiter wird gezeigt, wie für die Untersuchung der Standsicherheit eines Damms während eines Erdbebens auch die Schwingfestigkeit unter der dynamischen Lastwirkung zu bestimmen

#### Literatur:

- [1] Breth: Einige Bemerkungen über die Standsicherheit von Dämmen und Böschungen. Bautechnik 1956, H. 1, S. 9
- [2] Schwinn, Hardt: Zur Standsicherheitsberechnung von Böschungen nach der Erddruckregel. Donau-Europäische Konferenz Wien 1955, S. 175
- [3] Franke: Einige Bemerkungen zur Definition der Standsicherheit von Böschungen und der Geländebruchsicherheit beim Lamellenverfahren. Bautechnik 1967, H. 12, S. 415
- [4] Hörninger: Die Auswirkungen von Erdbeben und rezenten Krustenverstellungen auf Talsperren. Bauingenieur 1967, H. 10
- [5] Gruner: Sicherheit von Stauanlagen. Die Wasserwirtschaft 1958, H. 9
- [6] Ambraseys: On the Seismic Behavior of Earth Dams. Proc. 5th World Conf. on Earthquake Eng. Tokyo 1960
- [7] Earthquake Resistant Design for Civil Engineering Structures, Earth Structures and Foundations in Japan. Japan Soc. of Civ. Eng. 1964
- [8] Taubert: Ermittlung der Standsicherheit von Böschungen mit Hilfe eines Programms für Elektronenrechner. Bautechnik 1969, H. 10
- [9] Mononobe, Takata, Matumura: Seismic Stability of Earth Dams. Proc. 2nd Congress on Large Dams, Washington 1956
- [10] Seed, Martin: The Seismic Coefficient in Earth Dam Design. Proc. ASCE, SM 3, May 1966
- [11] Rao: Scherfestigkeit von Sand bei dynamischer Beanspruchung. Bautechnik 1966, H. 12
- [12] Seed: A Method for Earthquake Resistant Design of Earth Dams. Proc. ASCE, SM 1, January 1966
- [13] Seed, Goodman: Earthquake Stability of Slopes of Cohesive Soils. Proc. ASCE, SM 6, November 1964
- [14] Goodman, Seed: Earthquake-Induced Displacements in Sand Embankments. Proc. ASCE, SM 2, March 1966
- [15] Ambraseys: The Seismic Stability of Earth Dams. Proc. 2nd World Conf. on Earthquake Engrg. Tokyo, Japan 1960
- [16] Ambraseys: Über die Berechnung von erdbebensicheren Erdämmen. VDI-Zeitschrift 102 (1960), Nr. 26
- [17] Ambraseys, Sanna: The Response of Earth Dams to Strong Earthquakes. Géotechnique, Vol. XVII, Nr. 3, 1967
- [18] Keightly: A Dynamic Investigation of Bouquet Canyon Dam California Inst. of Techn., Earthquake Engrg. Research Lab., Pasadena, Sept. 1964

## Erd- und Steinschüttdämme

Von Klaus Günther, Darmstadt

DK 627.824.3 (047.1)

### Aktuelle Probleme beim Entwurf hoher Dämme

In der von der American Society of Civil Engineers zusammengestellten Übersicht über aktuelle Probleme im Staudammbau steht an erster Stelle die Frage nach den Festigkeitseigenschaften und dem Verformungsverhalten von Kies- und Felschüttungen [1]. Dies hat seine Ursache in der Ent-

wicklung zu immer höheren Dämmen, deren Stützkörper zumeist mit kiesigen, steinigen Böden oder mit Felsmaterial geschüttet werden. Dämme von über 200 m Höhe sind keine Seltenheit mehr: als Beispiele seien der Keban-Damm in der Türkei mit 205 m, der Oroville-Damm in Californien mit 235 m, der Mica-Damm in Kanada mit 244 m und der Nurek-Damm in der UdSSR mit 300 m Höhe angeführt.

Die Kubatur von Dämmen wird wesentlich von der Festigkeit bzw. vom Reibungswinkel des Stützkörperma-

terials mitbestimmt. Eine Erhöhung des Reibungswinkels um wenige Grad kann bei Dämmen der genannten Höhe unter Umständen eine Einsparung von mehreren Millionen m<sup>3</sup> Schüttmassen zur Folge haben [2]. Der zutreffenden Ermittlung des Reibungswinkels der Schüttstoffe kommt deshalb besondere Bedeutung zu. Bei hohen Steinschüttdämmen ist hierbei das Hauptaugenmerk auf die Abnahme des Reibungswinkels mit zunehmender Spannung sowie auf die Abhängigkeit des Reibungswinkels von der Größe des Einzelkorns der Schüttstoffe zu richten. Um die bisher

überwiegend empirischen Kenntnisse über die Ursache des Festigkeitsabfalls bei hohen Spannungen zu erweitern, wurden Untersuchungen unter Berücksichtigung der Materialfestigkeit des Einzelkorns vorgenommen [3 bis 5]. Den Einfluß der Korngröße auf den Reibungswinkel versucht man im Labor durch die Verwendung immer größerer Druckzellen zu erfassen, in denen Proben von über 1 m Dmr. unter Seitendrücken bis zu 30 kp/cm<sup>2</sup> dreiaxial belastet und abgeschert werden können [6; 7]. Über Ergebnisse von Dreiaxialversuchen mit Kies- und Felsproben unter hohen Spannungen wird in [2; 6; 8 bis 10] berichtet.

In Dammmassen aus gut abgestuften sandigen oder kiesigen Böden sind wesentlich geringere Verformungen zu erwarten als in Schüttungen aus grobem Blockwerk oder aus Fels, selbst wenn das Schüttgut mit den heute verfügbaren schweren Rüttelwalzen verdichtet wird [8; 9; 11; 12].

Desweiteren können gemischtkörnige, bindige Böden, die häufig als Kernbaustoffe in hohen Felschüttdämmen Verwendung finden, je nach ihrem Einbauwassergehalt eine völlig andere Zusammendrückbarkeit besitzen, als die an den Kern angrenzenden Filterzonen aus sandigen oder feinkiesigen Böden [11; 12]. Durch das ungleiche Verformungsverhalten der einzelnen Dammmassen kommt es zu Spannungsumlagerungen im Damm, Bild 1. Im Bereich der dabei auftretenden Spannungsspitzen wird der Dammbaustoff hoch beansprucht und kann sich in örtlich begrenzten Zonen seinem plastischen Grenzstand nähern. Nach

Sicherungsansicht mehrerer Autoren wird hierdurch die nach den herkömmlichen Verfahren unter der Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen berechnete Standsicherheit eines Dammes jedoch nicht vermindert [12; 13].

Eine weitere Folge des ungleichen Verformungsverhaltens der einzelnen Dammmassen sind unterschiedliche Setzungen, die in ungünstigen Fällen Risse im Damm verursachen können. Diese können zu einer gefährlichen Durchströmung des Dammes führen und unter Umständen umfangreiche und kostspielige Sanierungsmaßnahmen erforderlich machen. Ein anschauliches Beispiel hierfür, über das erfreulicherweise ein sehr detaillierter Bericht veröffentlicht wurde, bildet der knapp 100 m hohe Hyttejuvet-Steinschüttdamm in Norwegen [14]. Wie in zahlreichen anderen hohen Steinschüttdämmen mit dünnem vertikalen Innenkern [15; 16] traten auch hier nur im oberen Bereich der Kerndichtung Risse auf und verursachten während des Aufbaus der letzten 7 m bis zum Stauziel eine plötzliche Zunahme der Sickerwasserverluste von etwa 2 l/s auf mehr als 60 l/s.

Obwohl die Kenntnis der Spannungsverteilung und der damit verbundenen Verformung eines Dammes eine wesentliche Voraussetzung darstellt, um künftig Risse in Dämmen durch geeignete konstruktive Maßnahmen zu vermeiden, muß man sich derzeit darauf beschränken, das Verformungsverhalten der einzelnen Dammmassen und des Untergrunds qualitativ abzuschätzen [8; 12; 14; 17] und nach empirisch entwickelten

Sicherungsansicht vorgeschlagen der Rissbildung in einem Damm und ihren schädlichen Auswirkungen auf seine Standsicherheit zu begegnen [1].

Mit Hilfe des Differenzenverfahrens [18; 19] und des Verfahrens der finiten Elemente [20] werden erste Versuche unternommen, um die Spannungsverteilung in Erddämmen auf rechnerischem Weg zu ermitteln und auf diese Weise einen Einblick in das Verformungsverhalten von Dämmen und die möglichen Entstehungsursachen von Rissen zu erhalten. Hierzu bedarf es jedoch noch intensiver Bemühungen, um die bisherige Rechenannahme eines rein elastischen Verformungsverhaltens des Bodens durch Beziehungen ersetzen zu können, die das Spannungsverformungsverhalten der im Dammbau verwendeten Böden wenigstens in erster Näherung wiedergeben.

Wegen der mangelnden Kenntnisse über das Verformungsverhalten hoher Dämme wird heute außer Versuchen über das Verformungsverhalten von Böden im Laboratorium der Einbau von Meßinstrumenten in einen hohen Damm als eine wesentliche konstruktive Forderung angesehen. Nur durch Versuche und Messungen können die für die theoretische Analyse nötigen Grundkenntnisse gewonnen und kann zugleich geprüft werden, ob die Standsicherheit eines Dammes während aller Bauphasen und während seines Betriebs stets gewährleistet ist. Eine Übersicht über die Vielzahl der heute zur Verfügung stehenden Meßgeräte und über ihre Einsatzmöglichkeiten wird in [21; 22] gegeben.

Bücher sind durch ● gekennzeichnet

[1] Problems in design and construction of earth and rockfill dams. Progress Report Committee on Earth and Rockfill Dams, Soil Mech. and Found. Div. ASCE. Proc. ASCE 93 (1967) SM. 3, S. 129/35.  
 [2] Nichiporowitch, A. A., u. L. N. Russkaze: Shear strength of coarse fragmental materials. Proc. Geotechn. Conf. Oslo 1967, Bd. 1, S. 225/29.  
 [3] Vesic, A. S., u. G. W. Clough: Behavior of granular materials under high stresses. Proc. ASCE 94 (1968) SM. 3, S. 661/88.  
 [4] ● Brauns, J.: Über den Einfluß des Einzelkornbruches auf die Belastbarkeit von Haufwerken, besonders von regelmäßigen Kugelpackungen, im Dreiaxialversuch. Veröff. des Inst. f. Bodenmechanik und Felsmechanik der T. H. Karlsruhe 1968, Nr. 33.  
 [5] Schubert, K.: Die Scherfestigkeit gebrochener Gesteinsmaterialien unter hohen Normalspannungen. Z. angew. Geol. 14 (1968) Nr. 3, S. 135/38.  
 [6] Marsal, R. J.: Large-scale testing of rockfill materials. Proc. ASCE 93 (1967) SM. 2, S. 27/43.  
 [7] Giant machine to test rockfill materials. Civ. Engng. 38 (1968) Nr. 4, S. 102.

[8] Marsal, R. J., u. L. B. de Arllano: Performance of el Infernillo Dam, 1963-1966. Proc. ASCE 93 (1967) SM. 4, S. 265/98.  
 [9] Breth, H.: Erd- und Steinschüttdämme (Jahresübersichten). VDI-Z. 108 (1966) Nr. 25, S. 1246/50.  
 [10] Leussink, H., u. A. Blende: Scherverhalten körniger Erdstoffe bei hohen Normalspannungen. Vorträge Baugrundtagung Berlin 1964, S. 119/37.  
 [11] Cooke, J. B.: Design, methods of construction, and performance of high rockfill dams. General report on question Nr. 31. Trans. 8th intern. congr. on large dams, Edinburgh 1964 Bd. IV, S. 595/621.  
 [12] Kjoernsli, B.: General procedure in investigation, design and control during construction of earth- and rockfill dams. Oslo: Norwegian Geotechn. Inst. 1968, Publ. Nr. 80, S. 1/20.  
 [13] Schober, W.: The interior stress distribution of the Gepsatch rockfill dam. Trans. 10th intern. congr. on large dams, Montreal 1970, Bd. I, Question Nr. 36, R. 10, S. 169/87.  
 [14] Kjoernsli, B., u. I. Torbjaa: Leakage through horizontal cracks in the core of Hyttejuvet Dam, Oslo: Norwegian Geotechn. Inst. 1968, Publ. Nr. 80, S. 39/47.

[15] Patrick, J. G.: Post-construction behavior of Round Butte Dam. Proc. ASCE 93 (1967) SM. 4, S. 251/63.  
 [16] Schober, W.: Contribution to Question 34. Trans. 9th intern. congr. on large dams, Istanbul 1967 Bd. VI, S. 422/24.  
 [17] ● Sherard, J. L., R. J. Woodward, S. F. Gizienski u. W. A. Clevenger: Earth and earthrock dams. New York, London, Sidney: John Wiley and Sons, Inc. 1963.  
 [18] Kinze, M.: Verformungen und Spannungen im Querschnitt eines Steindammes mit Oberflächendichtung. Bauplanung-Bautechnik 23 (1969) Nr. 3, S. 137/40.  
 [19] Bondel, H.: Die Berechnung von Spannungen und Verschiebungen in Erddämmen. Mitt. der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der ETH, Zürich, Nr. 55, 1962.  
 [20] Clough, R. W., u. R. J. Woodward: Analysis of embankment stresses and deformations. Proc. ASCE 93 (1967) SM. 4, S. 529/49.  
 [21] General considerations applicable to instrumentation for earth and rockfill dams. Paris: Intern. commission on large dams, Nov. 1969, Bull. Nr. 21.  
 [22] Wilson, S. D.: Investigation of embankment performance. Proc. ASCE 93 (1967) SM. 4, S. 135/76.

## Dichtungselemente im Dammbau

At bituminösen Innendichtungen in Steinschüttdämmen zeichnet sich eine besondere in Deutschland vorangegangene Entwicklung in der Dichtungstechnik ab [23 bis 25]. Nachdem es gezeigt hat, daß die Stützkörper in Steinschüttdämmen weitgehend unabhängig von den Witterungsverhältnissen – selbst während der Wintermonate – geschüttet werden können [26; 27], ist es möglich, durch die Anwendung eines Asphaltbetonkerns den Bauablauf wesentlich zu beschleunigen, denn ein Asphaltbetonkern läßt sich im Gegensatz zu einem herkömmlichen Kern aus halbdurchlässigem Boden auch bei anhaltend feuchtem Wetter durch Abdecken der schmalen Erdrinne mit Schutzdächern ohne besondere Schwierigkeiten herstellen [8]. Weitere Vorzüge des Asphaltbetonkerns sind darin zu sehen, daß er eine Einsparung von Filtermaterial ermöglicht und daß seine Verformungseigenschaften mit der Art und der Beimengung des Bitumens sowie mit der Zusammensetzung und der Kornform der Zuschlagstoffe den jeweiligen Verhältnissen im Dammbau weitgehend anpaßt werden können.

Die Verformungsmessungen an dem Asphaltbetonkern der Dhümmalsperre und des Erddammes Eberlaste bestätigen, daß ein richtig bemessener As-

phaltbetonkern den Verformungen eines Dammes und seines Untergrunds, ohne zu reißen, folgen kann. Der Asphaltbetonkern im Erddamm Eberlaste hat Setzungen des Untergrunds von rd. 2 m und Setzungsunterschiede von mehr als 1,5 m über eine Entfernung von nur 35 m ohne erkennbare Schäden mitgemacht. Die anfänglichen Sickerwasserverluste im Asphaltbetonkern der Dhümmalsperre gingen seit dem ersten Vollstau im April 1965 von annähernd 37 l/s trotz der aufgetretenen Verformungen des Kerns, Bild 2 bis 5, heute auf rd. 12 l/s – wiederum bei Vollstau gemessen – zurück [29]. Ermutigt durch diese guten Erfahrungen macht man sich heute die Vorzüge von Asphaltbetonkernen auch beim Bau höherer Steinschüttdämme zunutze, Bild 6.

Während sehr widersprüchliche Ansichten über die Notwendigkeit und den Nutzen von Injektionen im Felsuntergrund vertreten werden [17; 30; 31], sind Injektionsschirme ein wertvolles Hilfsmittel zum Abriegeln von durchlässigem Lockergestein unter Dämmen und werden – dank der Entwicklung in der Injektionstechnik – heute bereits bis in Tiefen von über 200 m ausgeführt [32]. Man macht sich heute die Fortschritte in der Bohrtechnik zunutze und verwendet selbst in Alluvionen mit Einschlüssen aus grobem Blockwerk anstelle von

Injektionsschirmen plastische Dichtungswände aus Erd- oder Bitumenbeton, die sich mittels im Saugbohrverfahren arbeitender Schlitzwandgeräte herstellen und in ihrer Verformbarkeit den im Dammbauuntergrund zu erwartenden Setzungen anpassen lassen [23].

## Dämme auf teilgedichtetem Untergrund

Mangels geeigneterer Sperrenstellen müssen zunehmend Dämme auf mächtigen alluvialen Ablagerungen gegründet werden, wobei aus wirtschaftlichen Erwägungen häufig auf eine völlige Abriegelung des durchlässigen Untergrunds verzichtet werden muß. Ein anschauliches Beispiel hierfür bilden der Durlaßboden-Damm [33] und der Erddamm Eberlaste [34], Bild 7 und 8. Für die Standsicherheit derartiger Dämme ist die richtige Wahl und Bemessung der Entspannungseinrichtungen wegen des im Untergrund auftretenden Strömungsdruckes von entscheidender Bedeutung.

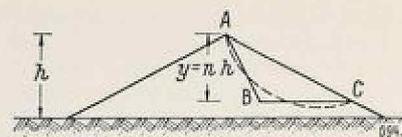
- [23] Breth, H., u. K. Günther: Die Dichtungselemente des Erddammes Eberlaste. Köln-Deutz: Strabag Bau AG, Strabag-Schriftenreihe, 8. Folge (1968) Nr. 2, S. 247/61.
- [24] Humphreys, J. D.: Steinschüttdämme und Asphaltbeton. Bautechnik 46 (1969) Nr. 10, S. 331/35.
- [25] Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau. Essen: Deutsche Ges. für Erd- u. Grundbau 1964.
- [26] Neuhauser, E., u. W. Wessiak: Placing the shell zones of the Gepatsch-Rock-fill-Dam in winter. Trans. 9th intern. congr. on large dams, Istanbul 1967, Bd. IV, Question Nr. 35, R. 30, S. 499 bis 506.
- [27] Bernell, L.: Placement of rockfill under winter conditions. Trans. 8th intern. congr. on large dams, Edinburgh 1964, Bd. III, Question Nr. 31, R. 6, S. 671/77.
- [28] Löhr, A., u. A. Feiner: Bituminöse Innendichtungen. Köln-Deutz: Strabag Bau AG, Strabag-Schriftenreihe, 8. Folge (1968) Nr. 2, S. 231/46.
- [29] Osselmann, C. R.: Meßergebnisse am Staudamm der Dhümmalsperre. Wasserwirtschaft 60 (1970) Nr. 6, S. 214/17.
- [30] Breth, H.: Staudamm Durlaßboden. Das Ergebnis des Teilstaus 1967. Versuch einer Analyse. Österr. Z. Elektrizitätswirtschaft 21 (1968) Nr. 8, S. 412 bis 420.
- [31] Schober, W.: Staudämme. Ergebnisse und Kurzbericht über den 9. Talsperrenkongreß in Istanbul, 1967. Talsperren Österreichs (1969) Nr. 17, S. 13 bis 20.
- [32] ● Cambeloot, H.: Bodeninjektionstechnik. Einpressungen in Untergrund und Bauwerke. Wiesbaden u. Berlin: Bauverlag 1969.
- [33] Breth, H.: Der Durlaßboden-Staudamm. Vorträge Baugrundtagung Hamburg 1968, S. 379/98.
- [34] Breth, H., u. K. Günther: Die Anwendung von Entspannungsbriegen zur Verhütung von Erosionsschäden beim Erddamm Eberlaste. Bauing. 42 (1967) Nr. 8, S. 273/78.
- [35] Breth, H., u. K. Günther: About the safety from subsurface erosion of earth dams subjected to underseepage. Trans. 19th intern. congr. on large dams, Montreal 1970, Bd. II, Question Nr. 37, R. 25, S. 431/51.
- [36] Lane, E. W.: Security from underseepage masonry dams on earth foundations. Proc. ASCE Trans. 100 (1935) S. 1235/72.
- [37] Tschugajew, R. R.: Über die Berechnung der Filtrationsfestigkeit des Baugrundes unter Dämmen (Orig. russ.). Gidrotechniceskoe stroitel'stvo 35 (1965) Nr. 2, S. 34/37.
- [38] ● Günther, K.: Zur Frage der Erosionssicherheit unterströmter Erdstaudämme. Mit. Versuchsanstalt für Bodenmechanik u. Grundbau T. H. Darmstadt 1970, Nr. 5.
- [39] Golze, A. R., H. B. Seed u. B. B. Gordon: Earthquake resistant design of Oroville Dam. Trans. 9th intern. congr. on large dams, Istanbul 1967, Bd. IV, Question Nr. 35, R. 16, S. 281 bis 299.
- [40] Eldridge, J. G., u. A. L. Little: The seismic design of earth dams of the Mangla Project. Trans. 9th intern. congr. on large dams, Istanbul 1967, Bd. IV, Question Nr. 35, R. 3, S. 39/57.
- [41] Hornöger, G.: Talsperren in Erdbebengebieten oder unter anderen ungünstigen Verhältnissen. Ergebnisse und Kurzbericht über den 9. Talsperrenkongreß in Istanbul 1967. Talsperren Österreichs (1969) Nr. 17, S. 58/86.
- [42] Stone, A. A., u. E. S. Smith: Practical application of dynamic criteria to seismic analysis of earth dams. Trans. 9th intern. congr. on large dams, Istanbul 1967, Bd. IV, Question Nr. 35, R. 15, S. 259/80.
- [43] Schwinn, K. H.: Beitrag zur Berechnung erdbebensicherer Staudämme. Straßen- u. Tiefbau 24 (1970) Nr. 5.
- [44] Seed, H. B., u. G. B. Martin: The seismic coefficient in earth dam design. Proc. ASCE 92 (1966) SM, 3, S. 25/58.
- [45] Rao, V. V. S.: Scherfestigkeit von Sand bei dynamischer Beanspruchung. Bautechnik 34 (1966) Nr. 12, S. 419/22.
- [46] Denisov, N. Y., u. I. V. Dudder: Modifications de la résistance des sables sous l'effet des sollicitations dynamiques. Proc. Geotechn. Conf. Oslo 1967, Bd. 1, S. 181/85.
- [47] Ellis, W., u. V. B. Hartman: Dynamic soil strength and slope stability. Proc. ASCE 93 (1967) SM, 4, S. 355/75.
- [48] Seed, H. B., u. C. K. Chan: Clay strength under earthquake loading conditions. Proc. ASCE 92 (1966) SM, 2, S. 53/78.

Mit der bewußt in Kauf genommenen Unterströmung von Dämmen tritt die Erosionssicherheit des Dammuntergrunds in den Vordergrund [35]. Zu ihrer Ermittlung werden in der Literatur mehrere Verfahren empfohlen [17; 36; 37]. Nach neueren Untersuchungsergebnissen ist nur das auf der Potentialtheorie aufgebaute Verfahren allgemeingültig anwendbar [38].

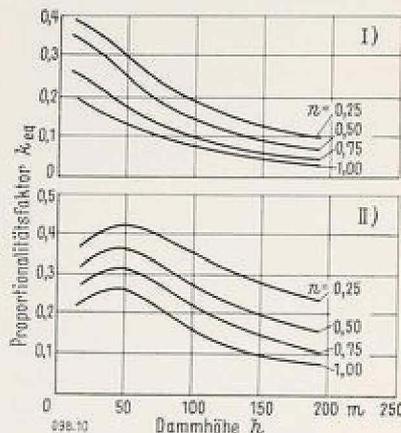
### Dämme in Erdbebengebieten

Die Auswirkung von Erdbeben auf die Standsicherheit von Dämmen gewinnt zunehmend an Interesse, nachdem heute auch hohe Dämme in Gebieten geschüttet werden, in denen mit starken Beben gerechnet werden muß [39; 40]. Desweiteren wird von verschiedener Seite darauf hingewiesen, daß in Gebieten, die als nahezu erdbebenfrei galten, nach dem Bau hoher Dämme mitunter schwere Erdbeben aufgetreten sind, deren Ursache möglicherweise in der mit dem Einstau verbundenen Belastung des Untergrunds zu suchen ist [41].

Es wurden zahlreiche Versuche unternommen, das bisher übliche Verfahren zur Berücksichtigung von Erdbebenwirkungen auf die Standsicherheit von Dämmen zu verbessern [42; 43]. Der Ansatz einer horizontalen statischen Zusatzlast, deren Größe proportional zum Gewicht des untersuchten Gleitkörpers (Proportionalitätsfaktor  $k_{eq}$ ) angenommen wird, sowie das



**Bild 9.** Dammquerschnitt.  
gestrichelte Linie: Gleitzone  
A B C Ersatz der Gleitzone durch einen  
Linienzug  
y Lage der Gleitzone  
h Dammhöhe



**Bild 10.** Proportionalitätsfaktor  $k_{eq}$  in Abhängigkeit von der Dammhöhe  $h$ .

- I) bei  $v_s = 91,5$  m/s  
II) bei  $v_s = 305$  m/s

**Bild 9 und 10.** Proportionalitätsfaktor  $k_{eq}$  zur Ermittlung der Erdbebenzusatzkräfte in Abhängigkeit von der Dammhöhe  $h$ , der Lage der Gleitzone und der Schubwellengeschwindigkeit  $v_s$  des Dammbaustoffs (Dämpfungsfaktor  $\lambda = 0,2$ ) für das EL CENTRO Beben; nach *Seed und Martin* [44].

Verwenden der unter statischer Belastung ermittelten Scherfestigkeit des Bodens wurden als unzureichend erkannt, um das in der Natur auftretende Kräftespiel während eines Bebens ausreichend beschreiben zu können. Insbesondere aus Japan und den USA, also aus Ländern mit seismisch sehr aktiven Zonen, liegen Berichte über Forschungsergebnisse vor, in denen angeregt wird, sowohl bei der Ermittlung der Zusatzkräfte als auch bei der Bestimmung der Scherfestigkeit des Dammbaustoffs der dynamische Lastwirkung eines Erdbebens Rechnung zu tragen.

Die Ergebnisse in [44] lassen erkennen, daß die auf einen Gleitkörper wirkenden Zusatzkräfte von der Intensität des Ablaufs und der Dauer der an der Sperrenstelle zu erwartenden Beben sowie von der Lage der betrachteten Gleitzone abhängen und — was insbesondere für den Entwurf hoher Dämme von grundsätzlicher Bedeutung ist — die Zusatzkräfte mit wachsender Dammhöhe kleiner angesetzt werden können. **Bild 9 und 10.** Des weiteren wird über eine Abnahme der Scherfestigkeit von Böden unter dynamischer Beanspruchung berichtet. Bei trockenen nichtbindigen Böden läßt sich der Scherfestigkeitsabfall aus der Abnahme der wirksamen Spannungen nach dem Coulombschen Gesetz errechnen [45], während die Scherfestigkeitsänderung wassergesättigter nicht bindiger Böden wesentlich von ihrer Lagerungsdichte beeinflusst wird [46; 47]. Zum Ermitteln der dynamischen Scherfestigkeit bindiger Böden hat man spezielle Versuchstechniken vorgeschlagen [43; 48].

Ü 23 098

Faltblatt zum Beitrag Klaus Günther: Erd- und Steinschüttedämme.

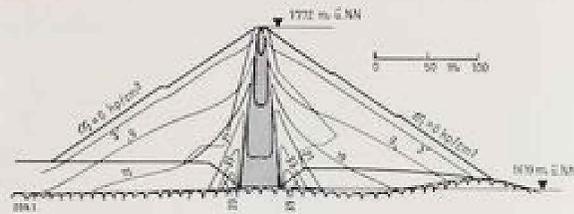


Bild 1. Spannungsverteilung in Gipsputz-Dämmung. Linien gleicher vertikaler Spannung bei beidem Speicher; nach Schöber [13].

Bild 2 Ms 4. Verformungen des Asphaltbetonkerns der Dämmtalperre.

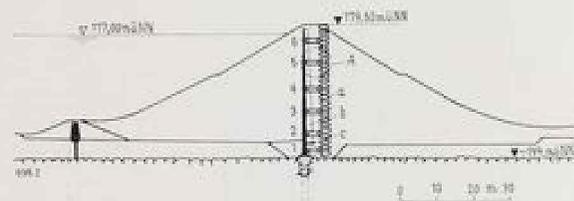


Bild 2. Dämmquerschnitt. 1 bis 6 Durchdringungsschichten. a Meßbohrloch. b Filtervlies. c Sammelwanne. A vgl. Bild 3.

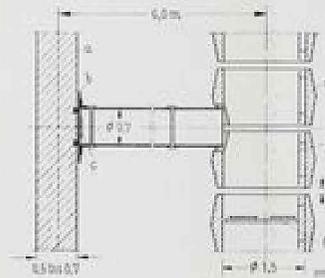


Bild 3. Maßverteilung (Detail A in Bild 2). a Asphaltbetonkern. b Stahlplatte. c Stahl und Metallblech. d „schwimmender“ Behälter. e Leiter. f Polier.

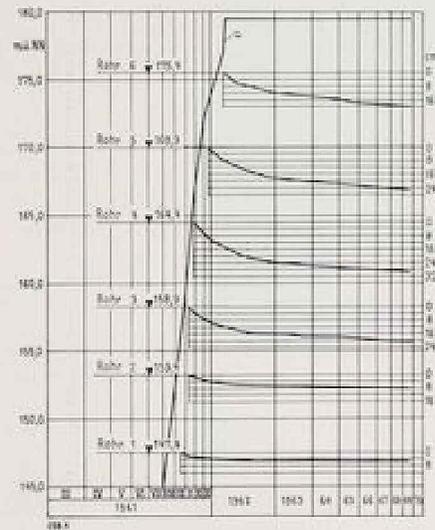


Bild 4. Seizungen. a Dämmungshöhe.

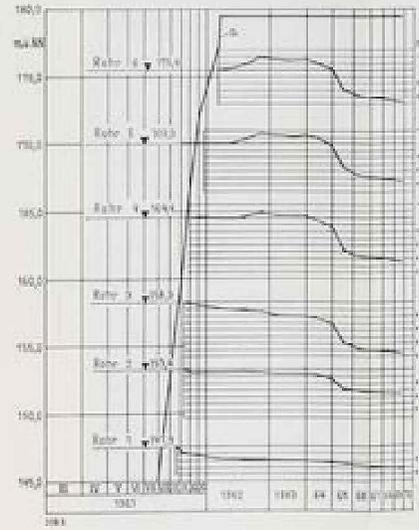
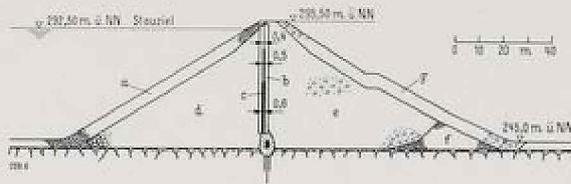


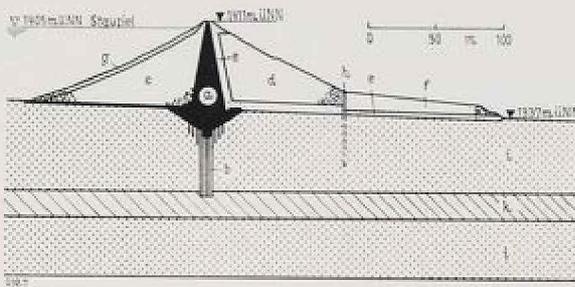
Bild 5. Horizontalverchiebung. a Dämmungshöhe. (— zur Luftseite, — zur Wassenseite)

Faltblatt zum Beitrag Klaus Günther: Erd- und Steinschüttdämme.

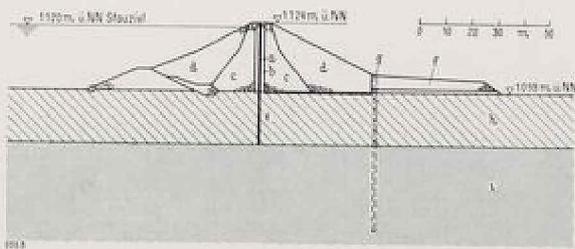


**Bild 6.** Querschnitt der Weichtalsperre des Aggerverbandes.  
 a. Fels-Verschüttung  
 b. Übergangsschicht  
 c. Asphaltbetonkern  
 d. Steinbruchmaterial  
 e. Halben- und Steinbruchmaterial  
 f. quarzreiche Grauwacke  
 g. steiniger Lehm

**Bild 7 und 8.** Dämme auf nur teilweise abgedichtetem Untergrund.



**Bild 7.** Durlalboden-Damm.  
 a. Kern  
 b. Injektionsschürze  
 c. Kies  
 d. Hangschutt  
 e. Filter  
 f. Druckbank  
 g. Steinwurf  
 h. Entspannungsbrunnen  
 i. Sande und Kiese  
 k. Schluff



**Bild 8.** Erdkamm Ebertaste.  
 a. Asphaltbetonkern  
 b. gebrochenes Überkorn < 100 mm  
 c. sortierter Hangschutt, 0 bis 200 mm  
 d. unsortierter Hangschutt  
 e. Schlitzwand  
 f. Druckbank mit Flächenfilter  
 g. Entspannungsbrunnen  
 h. Schluff  
 i. Sande und Kiese

# Der Einfluß der Restfestigkeit auf die Entstehung und den Ablauf von Rutschungen

Von Prof. Dr.-Ing. H. Breth und Dipl.-Ing. H. R. Wanoschek, Technische Hochschule Darmstadt

0 624.131.543 : 624.131.53

## Einleitung

Die Standsicherheit einer Böschung wird im allgemeinen an der Größe der mittleren Schubspannung in der Gleitfläche im Vergleich zu der mittleren Scherfestigkeit des Bodens in der Gleitfläche beurteilt. Die Schubspannung ändert sich mit der Topographie der Böschung und wird von den angreifenden Lasten bestimmt.

Die Scherfestigkeit eines Bodens erhält man im Versuch den Größtwert der Schubspannung, bei dem der Boden unter einer vorgegebenen Normalspannung abgesichert wird. Bei den meisten Böden, wie bei den nichtbindigen und schwachplastischen Böden, sowie bei den nicht überkonsolidierten Tonen verliert sich die Scherfestigkeit nach dem Eintritt des Bruchs bei größeren Verschiebungen nur wenig. Bei hochplastischen, überkonsolidierten Tonen, Mergeln und Tonschiefern dagegen fällt die Scherfestigkeit nach dem Bruch mit zunehmender Verschiebung mehr oder weniger stark ab. Die noch verbleibende Scherfestigkeit wird als Restfestigkeit bezeichnet. Sie bestimmt nach Skempton (1964) über lange Zeit die Standsicherheit des Tons. Die Zusammenhänge sind in Abb. 1 zu sehen. Physikalisch wird der Abfall der Scherfestigkeit  $s$  auf die Restfestigkeit  $s_r$  mit der Auflockerung des Tons in der Scherfläche, verbunden mit einer Wasseraufnahme und Orientierung der Tonteilchen, erklärt.

Die Kohäsion verschwindet hierbei vollständig. Die Restfestigkeit ist nach Skempton unabhängig von der Konsistenz des Tons. Sie scheint nach unserem heutigen Wissen allein von der Natur der Tonminerale, die im Ton enthalten sind, bestimmt zu werden.

Ein solcher Vorgang kann sich auch in der Natur abspielen, wenn in einem überkonsolidierten plastischen Ton die Schubspannung in einem Bereich so anwächst, daß dort die Scherfestigkeit  $s$  des Tons überschritten wird (Bereich a in Abb. 2 a) und dadurch örtliche Gleitbewegungen  $\Delta l$  ausgelöst werden (Abb. 2 b). Diese Bewegungen bewirken, daß in diesem Bereich die Scherfestigkeit des Tons — wie in Abb. 1 gezeigt — abnimmt und dort eine Schwächezone entsteht (Abb. 2 c). Die Schwächezone führt zu einer Überlastung der Nachbarbereiche d und verursacht weitere Gleitungen  $\Delta l$ , durch die sich die Schwächezone ausdehnt (Abb. 2 d). Ausgehend von einem benetzten Bereich kann sich so mit der Zeit eine zusammenhängende Fläche ausbilden, in der die Scherfestigkeit vom ursprünglichen Größtwert  $s$  bis auf die Restfestigkeit  $s_r$  abfallen kann. Sobald die Schwächezone ein kritisches Ausmaß erreicht hat, tritt die Rutschung ein (Abb. 2 e). Dieser Vorgang wird als progressiver Bruch bezeichnet.

In Böden ohne ausgeprägte Restfestigkeit tritt kein progressiver Bruch auf. Erreicht die Schubspannung in einem Bereich die Scherfestigkeit, so tritt ebenfalls eine Gleitbewegung auf, wobei die überlastete Zone sich entlastet und die Spannung auf die benachbarten Bereiche abgibt. Dieser Vorgang findet ohne größere zeitliche Verzögerung statt. Die Bewegung dauert an, bis ein neuer Gleichgewichtszustand eingetreten ist. Eine Rutschung setzt erst ein, wenn in der gesamten Gleitfläche die Scherfestigkeit erreicht ist.

Nach diesen allgemeinen Ausführungen soll nunmehr durch Gegenüberstellung zweier Rutschungen die Auswirkung des Festigkeitsabfalls auf die Entstehung und den Ablauf von Rutschungen veranschaulicht werden. Die eine Rutschung trat in einem stillgelegten Tagebau im rheinischen Braunkohlenggebiet, die andere im Kaunertal in Tirol bei der ersten Füllung des Gepatsch-Speichers auf.

## 1. Rutschung im Braunkohlentagebau

In einem vor 50 Jahren stillgelegten Braunkohlentagebau kam eine Abraumhalde in Bewegung, die seit ihrer Aufschüttung als standsicher galt und an der seither keine Bewegungen beobachtet worden waren. An der Halde waren keine Veränderungen vorgenommen worden. Lediglich der Wasserspiegel im Tagebau, in den die Halde verkippt worden war, wurde in den letzten 3 Jahren um 2 m gehoben. Während dieser Anhebung und auch in den Monaten danach wurden ebenfalls keine Bewegungen wahrgenommen. Die Situation vor der Rutschung geht aus Abb. 3 hervor.

Am 6. 11. 1966 wurden auf der Kippe erstmals Risse bemerkt, die sich in der Folge mit zunehmender Geschwindigkeit vergrößerten. Nachdem die Verschiebungen mehrere Dezimeter erreicht hatten, rutschte am 12. 11. 1966 die Böschung in wenigen Minuten auf 200 m Länge 15 bis 20 m tief ab, wobei der Haldenfuß etwa um das gleiche Maß in den Tagebau geschoben wurde. Die Situation nach der Rutschung ist in Abb. 4 zu sehen. Mit der Rutschung haben sich im Tagebau die in Abb. 4 eingezeichneten Quellen gebildet, die zusammen im Tag etwa 50 cbm schütteten. Nach der Rutschung traten, von einigen Nachbrüchen an der Abbruchkante abgesehen, keine Bewegungen mehr auf. Die Kippe ist seitdem ruhig. Es gibt keine Anzeichen für neue Verschiebungen.

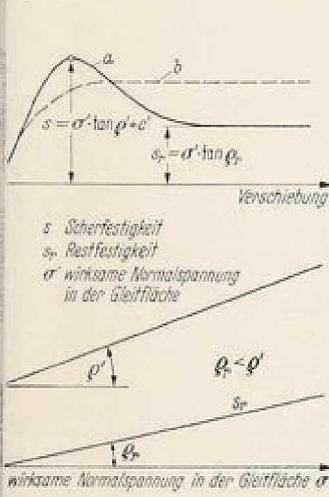


Abb. 1. Scherfestigkeit und Restfestigkeit des vorverdichteten Tons. — a überkonsolidierter Ton mit Neigung zum progressiven Bruch; b normal konsolidierter Ton, Schluff etc. ohne Neigung zum progressiven Bruch

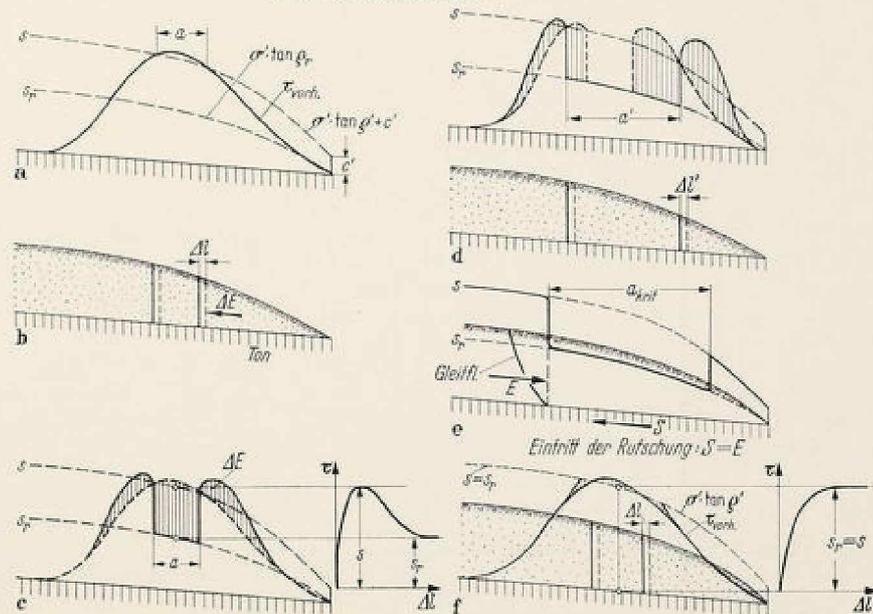


Abb. 2. Schematische Darstellung eines progressiven Bruchs. — a—e Progressiver Bruch in überkonsolidiertem Ton; f Keine Neigung zum progressiven Bruch



De la  
ville de  
Paris, le  
24 Mars  
1763.  
Monsieur  
le Comte  
de Maurepas,  
à Paris.  
Monsieur  
le Comte  
de Maurepas,  
à Paris.  
Monsieur  
le Comte  
de Maurepas,  
à Paris.

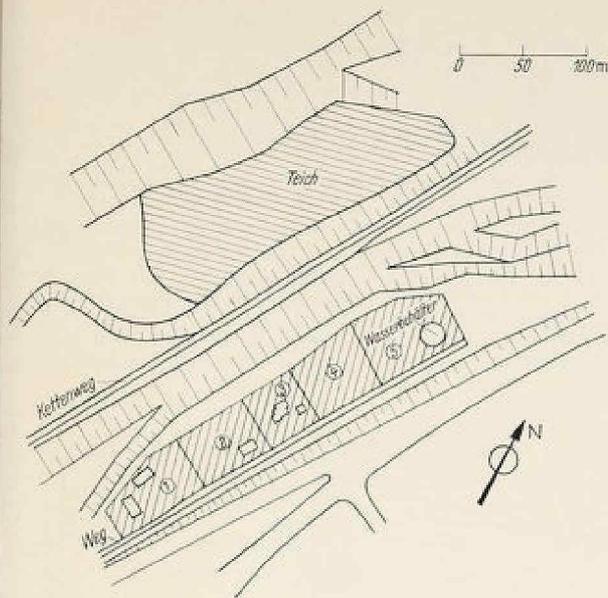


Abb. 3. Situation vor der Rutschung

Der Umstand, daß die Rutschung nach jahrzehntelanger Ruhe unvermutet auftrat, steht im Gegensatz zu der Erfahrung, nach der sich Rutschungen im allgemeinen durch Kriech- oder Gleitbewegungen ankündigen.

Nach der Rutschung sind 6 Grundwasserstandspegel P 1 bis P 6 installiert, sowie drei Bohrungen B 1 bis B 3 abgeteuft worden, die dann ebenfalls zu Beobachtungsbrunnen ausgebaut worden sind. Die Lage der Pegel und Bohrlöcher, die gemessenen Grundwasserstände und ihr zeitlicher Verlauf sind in Abb. 4 angegeben. Die Grundwasserstände vor der Rutschung sind nicht bekannt.

Die sandig-kiesige, zum Teil mit Lehm und Schlacke durchsetzte Halde wurde auf der Kohle geschüttet, die im Tagebau über dem steifplastischen bis halbplastischen Liegendton verblieben war<sup>1</sup>. Der genaue Verlauf der Tonoberfläche

<sup>1</sup> Nach Dr. Fahlbusch vom Geologisch-Paläontologischen Institut der Technischen Hochschule Darmstadt ist der wahrscheinlich limnische Ton aus der Untermiozänzeit vorverdichtet. Eine geologische Vorbelastung in der Größenordnung von 10 kp/cm<sup>2</sup> kann angenommen werden.

unter der Halde vor der Rutschung ist nicht bekannt, sie dürfte schwach geneigt zum Haldenfuß gewesen sein. Abb. 5 zeigt 3 Schnitte durch die Rutschung mit einer schematischen Darstellung der Untergrundverhältnisse, wie sie den nachfolgenden Untersuchungen zu Grunde gelegt worden sind. Die Bodenkennwerte sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Der Reibungswinkel des Haldenmaterials beträgt im Mittel 35°. Für die Kohle über dem Liegenden lieferten langsame Scherversuche einen Reibungswinkel  $\varphi' = 31^\circ$  und eine Kohäsion  $c' = 1 \text{ Mp/m}^2$ . Die Scherparameter des hochplastischen Liegendtons wurden an einer ungestörten Probe mit  $\varphi' = 16^\circ$  und  $c' = 2 \text{ Mp/m}^2$  bestimmt. Ein langsamer Scherversuch mit einer gestörten Probe erbrachte einen Reibungswinkel von  $\varphi' = 17^\circ$ . Die Restfestigkeit des Tons nach größeren Verschiebungen wurde im „Wiener Routine-Scherversuch“ (Borowicka, 1963) an einer gestörten Probe mit  $\varphi_r = 6^\circ$  ermittelt<sup>2</sup>. Die parallel hierzu durchgeführten Dreiaxialversuche ließen eine derartige Abnahme des Reibungswinkels auch nach großen Verformungen nicht erkennen. Nach einer röntgenologischen Analyse besteht der Ton zur Hälfte aus Illiten, der Rest zu gleichen Teilen aus Kaolinit und Quarz. Die Illite dürften für den großen Abfall des Reibungswinkels mit zunehmender Verschiebung verantwortlich sein. Nach dieser Analyse enthält der Ton keinen Montmorillonit.

Der Verlauf der Rutschung und die Versuchsergebnisse deuteten darauf hin, daß sich die Halde in oder auf dem Ton bewegt hat. Es wurde deshalb die Möglichkeit eines progressiven Bruchs auf dem Ton untersucht. Der Reibungswinkel des Tons wurde mit 16° angesetzt, seine Kohäsion im Kontakt mit der Kohle, auch im Hinblick auf die beim Abbau erfolgte Entlastung, bis auf Null abgebaut angenommen.

Es wurde die Schubspannungsverteilung in der Aufstandsfläche der Halde nach dem Verfahren von Rendulic (1938) ermittelt, wobei die Halde im Bruchzustand angenommen worden ist. Der Wasserspiegel in der Halde wurde nach den derzeitigen Wasserständen in den Pegeln schwach geneigt angesetzt und die Neigung des Liegenden variiert. Nach diesen Untersuchungen konnte ein Grundwasseranstieg in der Abraumhalde einen progressiven Bruch in der Tonoberfläche einleiten, in dessen Verlauf dort der Rei-

<sup>2</sup> Der Versuch wurde am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Hochschule Wien ausgeführt.

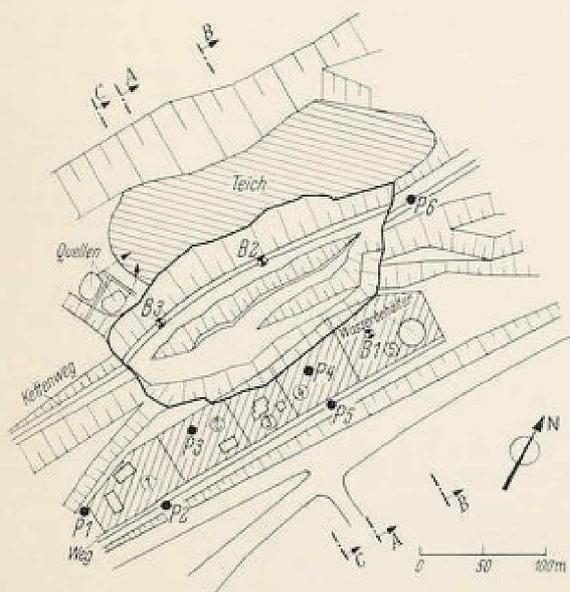
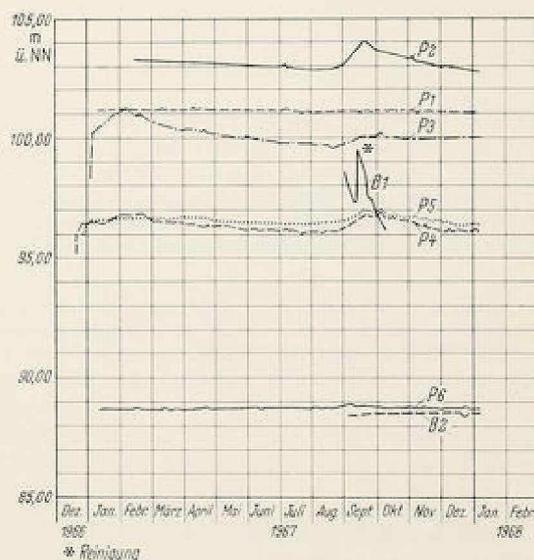


Abb. 4. Situation nach der Rutschung



\* Reinigung

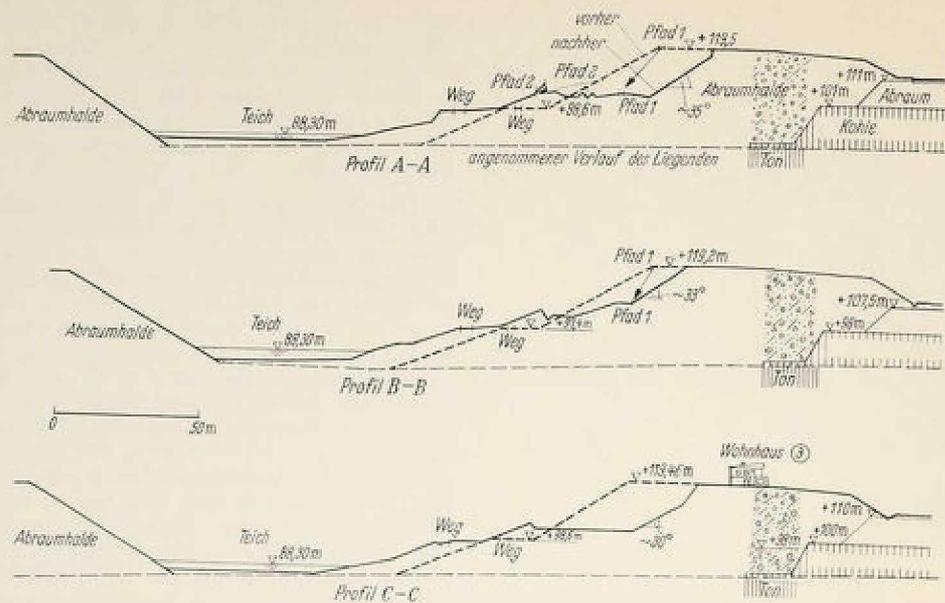


Abb. 5. Schnitte durch die Böschung

Tabelle 1. Laborergebnisse

Bodenart		Haldenmaterial		Kohle	Ton, liegend		
Bohrloch		B 1	B 3	B 3	B 1	B 2	
Entnahmetiefe in m unter Gelände		31,0	7,8	11,0	36,3	38,3	13,5
Entnahmeart		gestört	gestört	gestört	ungestört	ungestört	ungestört
Wassergehalt	w	%	37,1		18,6	16,4	18,7
Fließgrenze	w <sub>f</sub>	%			52,0	48,4	62,1
Ausrollgrenze	w <sub>a</sub>	%			23,6	18,4	24,6
Plastizitätszahl	w <sub>f a</sub>	%			28,4	30,0	37,5
Kornverteilung		%			54/96/100/100		64/98/100/100
Aktivität	$\frac{w_{fa}}{\% \text{ Korn} < 2 \mu}$	—			0,53		0,59
Konsistenzzahl	K	—			1,18	1,07	1,16
Spezifisches Gewicht	$\gamma_s$	Mp/m <sup>3</sup>			2,7	2,7	
Zylinderdruckfestigkeit	q <sub>z</sub>	Mp/m <sup>2</sup>				37,0	25,0
Porenvolumen	n	%					36,0
Bohtongehalt		%			54,0		64,0
Glühverlust		%	20,19				
Reibungswinkel	$\rho'$	°	37,2	29,5	31,0		16,3
			3-axial	Schervers.	Schervers.		3-axial
Kohäsion	c'	Mp/m <sup>2</sup>	0	1,4	1,0		2,0
Restfestigkeit							0,1 = 6°

bungswinkel in einem größeren Bereich auf den Restwert abnahm, bis die Halde schließlich auf dem Ton ins Gleiten kam (Abb. 6). Die Anhebung des Wasserspiegels im Tagebau um 2 m hat nach den erdstatischen Untersuchungen keinen nennenswerten Einfluß auf die Standsicherheit der Halde gehabt. Sie scheidet als alleinige Rutschursache aus.

Für die Böschung im gerutschten Zustand wurde zusätzlich die Standsicherheit untersucht, um die Gefahr abermaliger Bewegungen abschätzen zu können. Für die vorangegangenen Untersuchungen war die Tonoberfläche als schwach geneigte Ebene angenommen worden. Die verfügbaren Bohraufschlüsse geben keine Hinweise darüber,

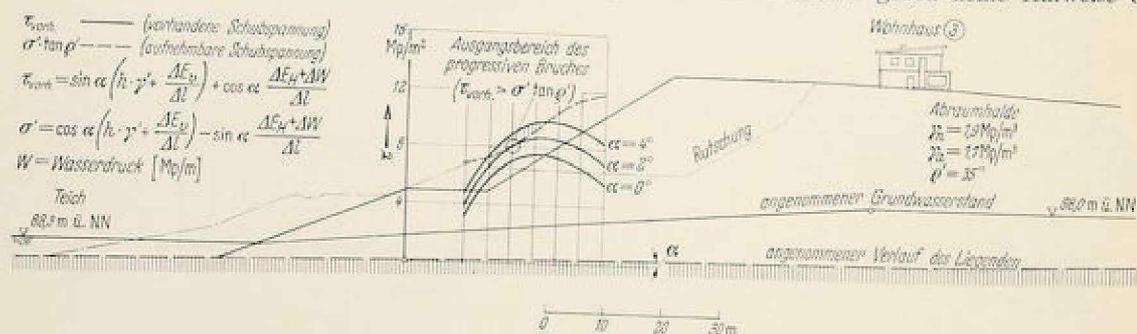


Abb. 6. Schubspannungsverteilung unter der Halde im Schnitt C-C

die Tonoberfläche durch die Rutschung wesentlich verändert worden ist. Für die statische Überprüfung der Halde nach der Rutschung wurde deshalb mit der unveränderten Tonoberfläche gerechnet.

Die Untersuchungen wurden an dem Schnitt B-B durchgeführt. Der für das Gleichgewicht erforderliche Reibungswinkel in der Tonoberfläche ist in Abhängigkeit vom Grundwasserspiegel in der Halde in Abb. 7 angegeben. Er ist wesentlich kleiner als der vor der Rutschung für die Standsicherheit erforderliche Wert und liegt für den nach der Rutschung in der Abraumphalke gemessenen Grundwasserspiegel im Bereich der Restfestigkeit.

Die Rutschung kam zur Ruhe, nachdem für den Gleichgewichtszustand die Restfestigkeit des Tons ausgereicht hat.

Grundwasser und Gleitkörper	Neigung des Liegenden	$\varphi_{\text{rest}}$ in der Sohle (ohne Kohäsion)
	1°	5,20°
	2°	7,20°
	3°	9,20°
GW schräg	1°	7,60°
	2°	9,60°
	3°	11,60°
GW parabolisch	1°	9,75°
	2°	11,75°
	3°	13,75°

Abb. 7. Standsicherheitsuntersuchungen nach der Rutschung im Profil B-B

### Folgerungen

Die Feststellungen decken sich mit anderen Erfahrungen, nach denen in überkonsolidierten plastischen Tonen in progressiver Bruch ausgelöst werden kann, wenn örtlich die Scherfestigkeit des Tons überschritten wird.

Bjerrum (1968) führt in den von ihm beschriebenen Fällen die Entstehung des progressiven Bruchs auf den Schwelldruck der vorverdichteten aktiven Tone zurück. Sie sind unter mächtigen Überlagerungsschichten konsolidiert und danach bei deren Abtragung bis in die Gegenwart entlastet worden. Ihr Bestreben, sich mit der Entlastung eitlich auszudehnen, kann zu hohen Seitendrücken und am Fuß von Böschungen örtlich zu Gleitungen und Rissen führen, womit bei Tonen mit ausgeprägtem Festigkeitsabfall bereits ein progressiver Bruch eingeleitet wird. Der progressive Bruch ist als Folge eines Ausdehnungsprozesses zu verstehen, der seine Ursache primär im Ton selbst hat. Zu Rutschungen neigen demnach vor allem die stark schwellenden aktiven Tone mit hohem Montmorillonitgehalt.

Die hier untersuchte Rutschung hat gezeigt, daß ein progressiver Bruch auch in einem schwach aktiven Ton (Aktivität: 0,6) ohne Veränderung der Geländeoberfläche auftreten kann, wenn die Scherfestigkeit an einer Stelle überwunden wird. Im vorliegenden Fall war dies bei einem Anstieg des Grundwassers in der Halde möglich.

Am Beginn der Rutschung besaß die Gleitfläche nur mehr einen Teil der ursprünglichen Festigkeit, im vorliegenden Fall wenig mehr als ein Drittel. Die Bewegung kam erst zum Stillstand, als die Böschung so flach geworden war, daß die Restfestigkeit für das Gleichgewicht ausreichte. Auf dem Ton war dies nach einem ca. 20 m langen Gleitweg der Fall.

Der für die 35 m hohe Böschung unverhältnismäßig große Gleitweg ist auf den großen Festigkeitsabfall des Tons im Verlauf des progressiven Bruchs von ursprünglich 16° auf 6° zurückzuführen.

## 2. Die Rutschung im Gepatsch-Speicher

Bei der Füllung des Gepatsch-Speichers geriet im August 1964 ein Hang auf etwa 1000 m Länge in Bewegung. Die Bewegung erreichte im September mit 60 mm im Tag, in vertikaler Richtung gemessen, ihre größte Geschwindigkeit und kam erst zum Stillstand, als der Aufstau unterbrochen und die Speicherfüllung auf gleicher Höhe gehalten worden war. Während der darauf folgenden Absenkung und des erneuten Aufstaus bis auf die zuvor erreichte Höhe erwies sich der Hang als stabil. Mit dem Überschreiten dieser Stauhöhe geriet er im Juni 1965 abermals in Bewegung, wobei die Geschwindigkeit mit dem weiteren Aufstau rasch zunahm und mit 150 mm im Tag, ebenfalls in vertikaler Richtung gemessen, einen neuen Größtwert erreichte. Daraufhin wurde der Aufstau kurzfristig unterbrochen und danach langsam weitergeführt, wobei die Bewegung rasch abnahm und schließlich in Kriechbewegungen ausklang.

Über den geologischen Aufbau und über die Bewegung des Hanges wurde eingehend von Lauffer, Neuhauser und Schober (1967) berichtet. Die Untersuchungen und Maßnahmen im Zusammenhang mit der Rutschung sind bereits an anderer Stelle (Breth, 1967) beschrieben worden. Der vorliegende Bericht kann sich daher auf einen Überblick beschränken.

Abb. 8 zeigt einen Querschnitt des Hanges. Unter Blockwerk und Felstrümmern steht Moräne in etwa 20 m Mächtigkeit an, die den gewachsenen Fels überdeckt. Die Deckschichten stützen sich auf die sandig-kiesige Auffüllung des Talbodens.

Die in zwei Stollen und in mehreren Bohrlöchern beobachteten Bewegungen zeigten, daß die Deckschichten auf einer Gleitzone in der Moräne abrutschten. Ihr Verlauf ist in Abb. 8 eingezeichnet.

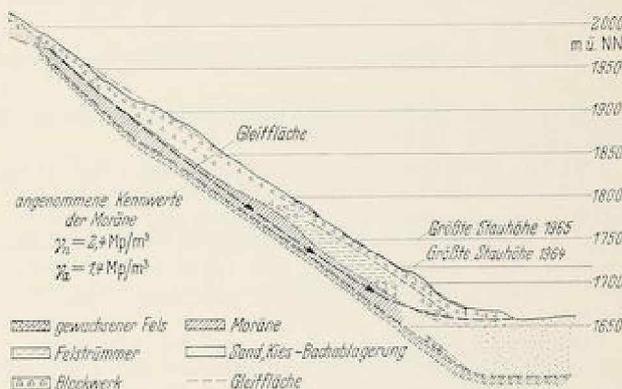


Abb. 8. Gepatsch-Speicher — Rutschung Hochmaiss, geologischer Schnitt

Die Moräne ist gemischtkörnig. Das Feinstkorn setzt sich im wesentlichen aus Quarz, Feldspat, Chlorit, Kaolinit und Illit zusammen. Der Illitanteil schwankt zwischen 15 und 30 %.

Entwässerte dreiaxiale Druckversuche mit dem Korn  $< 60$  mm lieferten je nach Lagerungsdichte einen Reibungswinkel zwischen 30 und 37°, der nach dem Erreichen des Bruchzustandes auch bei weiteren Verformungen unverändert blieb. Die Kohäsion ist vernachlässigbar klein.

Zur Überprüfung dieser Feststellung wurde im Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Hochschule Wien die Restfestigkeit der Moräne, vom Korn  $< 2$  mm, bestimmt. Der Versuch zeigte, daß sich der Reibungswinkel der Moräne nach dem Erreichen des Bruchzustandes praktisch nicht verändert. Im Gegensatz zum Ton aus dem Tagebau nimmt die Scherfestigkeit der Moräne nach großen Verschiebungen nicht ab.

Vor dem Aufstau war in der Gleitzone der Moräne im Mittel ein Schubspannungsverhältnis  $\tau/\sigma = 0,615$  vorhanden. Diesem Verhältnis entspricht ein erforderlicher Reibungswinkel von  $31,6^\circ$ . Mit der Füllung des Speichers geriet der Hangfuß unter Auftrieb. Das Moment des Gleitkörpergewichts um die Bewegungszentren nahm zu und mit dem Moment das Schubspannungsverhältnis in der Gleitfläche. Als der Hang beim Wasserstand 1702 m üNN zu rutschen begann, war das Schubspannungsverhältnis in der Moräne auf 0,654 angestiegen und hätte beim Vollstau (1767 m üNN) 0,67 erreicht. Die in Abb. 9 eingetragene Schwerpunktsverschiebung als Folge des Aufstaus wurde jedoch durch die Hangbewegung aufgehoben, wodurch seit

Ton, dessen Reibungswinkel zu  $\phi' = 16^\circ$  und dessen Restfestigkeit nach größeren Verschiebungen zu  $\phi_r = 6^\circ$  bestimmt worden sind. Die Rutschung ist die Folge eines progressiven Bruches, der durch den Anstieg des Grundwassers in der Halde eingeleitet worden war.

Die Rutschung im Kaunertal trat bei der Füllung des Gepatsch-Speichers auf. Die Füllung brachte einen Hang in Bewegung, der sich in einem „labilen“ Gleichgewicht befand. Die Gleitung verlief parallel zur Geländeoberfläche in einer Moräne, deren Scherfestigkeit auch nach großen Verschiebungen nicht abnimmt. Mit der Gleitbewegung wurde die Schwerpunktsverlagerung durch den Aufstau ausgeglichen. Der Gleitweg war dementsprechend klein.

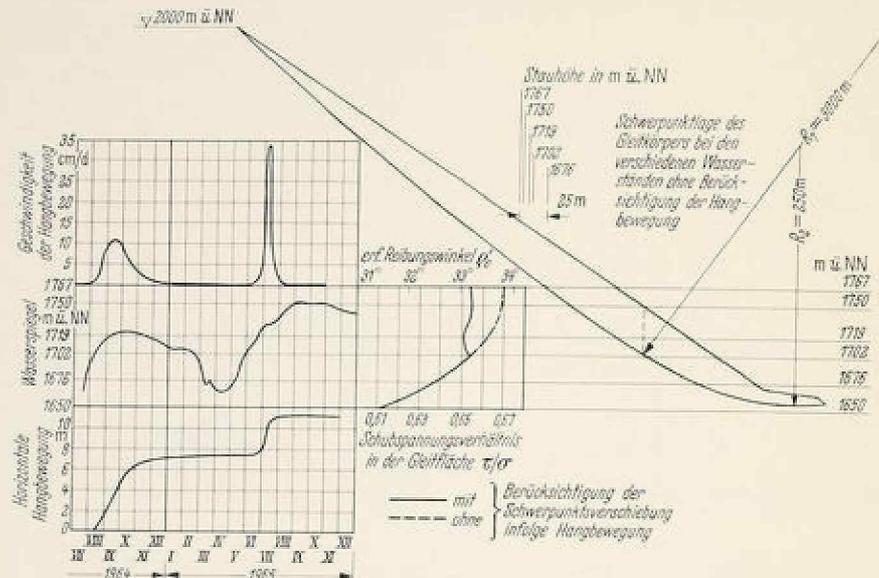


Abb. 9. Gepatsch-Speicher — Rutschung Hochmaiss, Einfluß des Aufstaus und der Hangbewegung auf die Stabilität des Hanges

dem Beginn der Rutschung das Schubspannungsverhältnis in der Moräne um 0,654 pendelte.

Die Scherfestigkeit bzw. der Reibungswinkel der Moräne blieb mit etwa  $33^\circ$  während der Bewegung unverändert. Der Schwerpunkt der in Bewegung geratenen Masse nahm die Lage ein, in der sich der Hang wieder im Gleichgewicht befand. Hierzu war für den 350 m hohen Rutschhang eine etwa 12 m große Horizontalverschiebung notwendig.

Mit dem Erreichen des Vollstaus sind die Bewegungen zum Stillstand gekommen. Der Hang befindet sich in einem „labilen“ Gleichgewichtszustand, wie er es vor dem Aufstau und vor der Rutschung gewesen war.

#### Folgerungen

Die Hangbewegung wurde durch den Aufstau ausgelöst. Die rheologischen Eigenschaften der Moräne haben es ermöglicht, die Geschwindigkeit der Rutschung mit dem Stauvorgang zu steuern und die in Bewegung geratene Masse unter Kontrolle zu halten, bis sie ihre neue Gleichgewichtslage eingenommen hat (Breth, 1967).

Dieses Vorgehen war allerdings nur zu verantworten, weil die Scherversuche gezeigt hatten, daß der Reibungswinkel der Moräne auch bei großen Verschiebungen nicht abnimmt.

#### 3. Vergleich beider Rutschungen

Die Rutschung im Braunkohletagebau trat in einer Abraumhalde 50 Jahre nach ihrer Schüttung auf. Sie kündigte sich erst wenige Tage zuvor an und hat, gemessen an der Halde, zu einer außergewöhnlich großen Verschiebung geführt. Die Rutschung erfolgte auf einem vorverdichteten

#### 4. Zusammenfassung

Die beiden Beispiele zeigen, daß Entstehung und Ablauf einer Rutschung entscheidend davon beeinflußt werden, inwieweit die Scherfestigkeit des Bodens in der Gleitfläche durch die Gleitung verändert wird.

Die Restfestigkeit läßt sich nur in Schergeräten bestimmen, die einen großen Scherweg zulassen. Dreiaxiale Druckversuche sind nach unseren bisherigen Erfahrungen für die Bestimmung der Restfestigkeit nicht geeignet.

Der Ablauf der Rutschung kann am Unterschied zwischen der Scherfestigkeit beim Bruch und der Restfestigkeit abgeschätzt werden. Eine kleine Restfestigkeit läßt eine entsprechend große Verschiebung erwarten.

Bei Böden mit ausgeprägtem Festigkeitsabfall sollte bei der Beurteilung der Standsicherheit der Böschung auch die Möglichkeit eines progressiven Bruchs geprüft werden.

#### Literatur

1. L. Bjerrum (1968): Progressive Failure in Slopes of Overconsolidated Plastic Clay and Clay Shales. (The third Terzaghi Lecture). Norwegian Geotechnical Institute Oslo, Publ. Nr. 77.
2. H. Borowicka (1963): Der Wiener Routine-Scherversuch. Mitt. d. Inst. f. Grundbau und Bodenmechanik Technische Hochschule Wien, Heft 5, Dez. 1963.
3. H. Lauffer, E. Neuhauser und W. Schaber (1967): Uplift responsible for slope movement during the filling of the Gepatsch Reservoir. 9. Internat. Congress on large dams, Istanbul, Question 32.
4. H. Breth (1967): Calculation of the shearing strength of a moraine subjected to landsliding due to reservoir filling in Kauner valley, Austria. Proceedings of the geotechnical conference Oslo, Vol. 1.
5. Rendulic (1938): Der Erddruck im Straßenbau und Brückenbau. Forschungsarbeiten Straßenwesen, B. 10, Berlin Volk und Reich-Verlag.
6. A. W. Skempton (1964): Long-Term Stability of Clay Slopes. Géotechnique, Vol. 14, Nr. 2.

## Das Tragverhalten von Injektionsankern im Ton

Prof. Dr.-Ing. H. Breth

und

Dipl.-Ing. D. Stroh

Technische Hochschule Darmstadt

Nach den guten Erfahrungen, die allenthalben mit Verpreßankern gemacht worden waren, kam die Frage auf, inwieweit verankerte Baugrubenwände auch in Frankfurt zur Ausführung kommen können. Die Frage konnte zunächst nicht beantwortet werden, weil für die tiefen Baugruben die Wände im sogenannten Frankfurter Ton verankert werden müssen und keine Erfahrungen über die Tragkraft von Verpreßankern und über ihr Verformungsverhalten in plastischen Böden vorlagen. Auch war nicht bekannt, welche Bedingungen an die Herstellung der Anker in einem steifplastischen Ton zu stellen waren, um einen Anker mit ausreichender und zuverlässiger Tragkraft zu erhalten. Im durchlässigen Boden, wie Sande und Kiese, wird der Anker in einem mit Zement verfestigten Pfropfen verankert. Der Zement dringt in die Hohlräume des Bodens ein und setzt sich dort ab. Der Boden wirkt hierbei als Filter. Unter dem Überdruck wird das Wasser aus dem abgesetzten Zement gepreßt. Mit dem Auspressen des Wassers wird die Verfestigung des Zements und die ange-

strebte Vermörtelung des Bodens eingeleitet. Der durchlässige Boden wird also bei der Ankerherstellung verfestigt, zumindest verdichtet, was letztlich bewirkt, daß seine mechanischen Eigenschaften im Bereich der Krafteintragung verbessert werden. Anders im undurchlässigen Boden. Im Ton kann der Zement nicht zum Absetzen gebracht werden. Die Zementmilch vermag nicht in den Porenraum, sondern nur in bestehende Risse oder Klüfte und in durchlässige Zwischenschichten einzudringen, wobei die Risse und Klüfte unter dem Einpreßdruck aufgeweitet werden können. Im Gegensatz zum durchlässigen Boden wirkt der Ton nicht als Filter. Eine schnelle Verfestigung des Zements kann daher nur erwartet werden, wenn das überschüssige Wasser in Rissen oder Zwischenschichten abfließen kann. Im andern Fall bleibt das Verpreßgut im Bohrloch zunächst breiig. Diese wenigen Hinweise machen deutlich, daß der Ton bei der Herstellung des Ankers nicht verbessert wird und bei unsachgemäßer Arbeitsweise sogar eine Verschlechterung seiner mechanischen Eigenschaften befürchtet werden muß. Dies gilt besonders für den gerissenen Ton, dessen Festigkeits- und Verformungseigenschaften auch von der Reibung in den Reißflächen abhängen. Die Reibung kann durch das mit dem Zement eingepreßte Wasser zum Nachteil verändert werden.

In Anbetracht der Unsicherheiten, die mit der Beurteilung von Verpreßankern im Frankfurter Ton verbunden waren, entschloß sich die Bundesbahndirektion Frankfurt/Main die Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt mit der Durchführung von Großversuchen

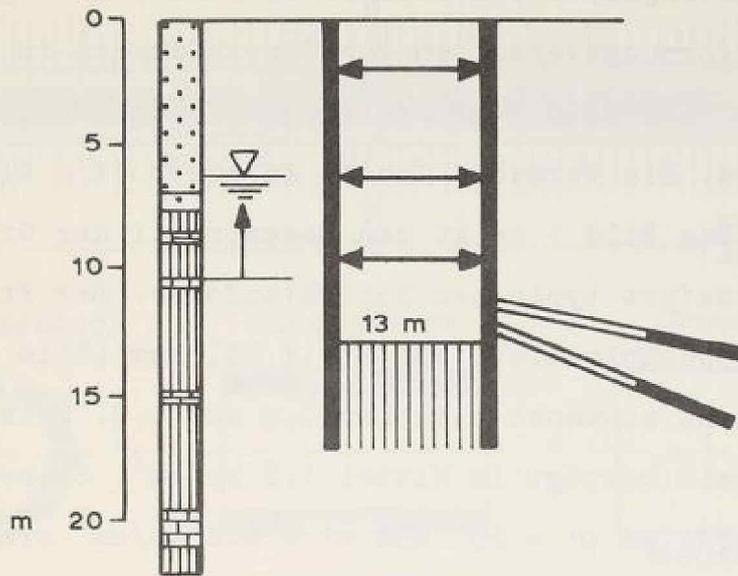


Bild 1 Frankfurt / Main  
Bodenprofil und Versuchsgrube

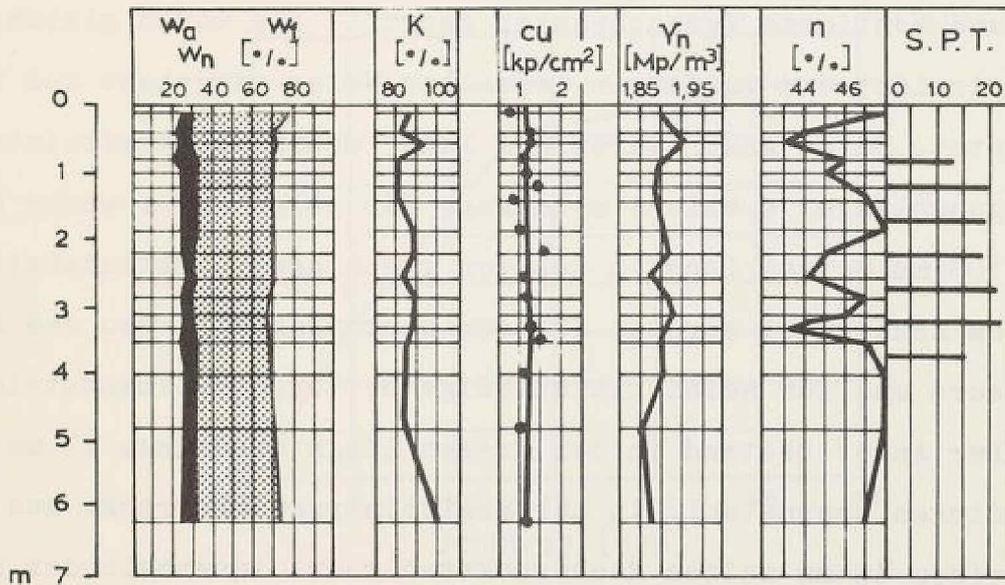


Bild 2 Frankfurt / Main  
Versuchsgrube - Bodenkennwerte

zu beauftragen, deren Ziel es war, die Wirkungsweise und das Verformungsverhalten von Verpreßankern in diesem Boden und den Einfluß der Herstellung auf ihre Tragkraft kennenzulernen. Die Versuche fanden in einer 14 m tiefen Grube statt. Das Bild 1 zeigt das Bodenprofil der Grube, mit der für Frankfurt typischen Schichtenfolge. Der Frankfurter Ton ist hochplastisch und steif bildsam (Bild 2). Seine Konsistenz schwankt zwischen 0,8 und 0,9. Seine Anfangsfestigkeit beträgt im Mittel  $1,2 \text{ kp/cm}^2$ . Seine Endfestigkeit wurde zu  $\rho' = 20^\circ$  und  $c' = 0,2 \text{ kp/cm}^2$  ermittelt. Seine Restfestigkeit wurde an der Technischen Hochschule in Wien zu  $\rho'_r = 8^\circ$  bestimmt. Der Ton ist klüftig; ausgetrocknet zerfällt er in kleine Stücke. Er reagiert empfindlich auf mechanische Störungen und besonders auf Wasser.

Zunächst wurden zwei in der Versuchsanstalt entwickelte und montierte Versuchsanker geprüft. Sie waren gleich konstruiert und wurden in derselben Weise eingebaut und belastet. Beide Anker waren 8 m lang, wobei die Krafteintragungslänge jeweils 4 m betrug. Für jeden Anker wurde ein 100 mm weites Loch in den Ton geschlagen. Abstandshalter am Ankerstahl sorgten für den zentrischen Einbau des Ankers und für seine gleichmäßige Bettung im Zementstein. Der Anker bestand in der freien Länge aus einem 23 mm dicken Spannstahl, in der Krafteintragungsstrecke aus einem 48 mm weiten Hochdruckstahlrohr. Innerhalb der freien Ankerlänge war der Ankerstahl von einem Plastikrohr ummantelt. Der Zementbrei wurde mit 8 atü Druck in die Krafteintragungsstrecke gepreßt. Bei einem Wasserzementfaktor

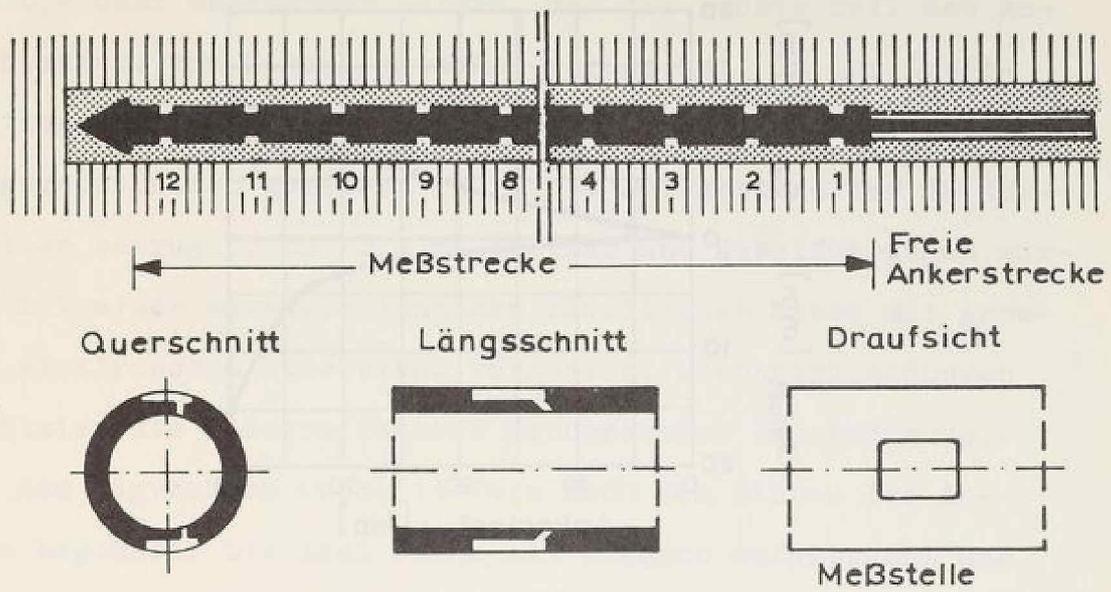


Bild 3 Versuchsanker mit Meßeinrichtung

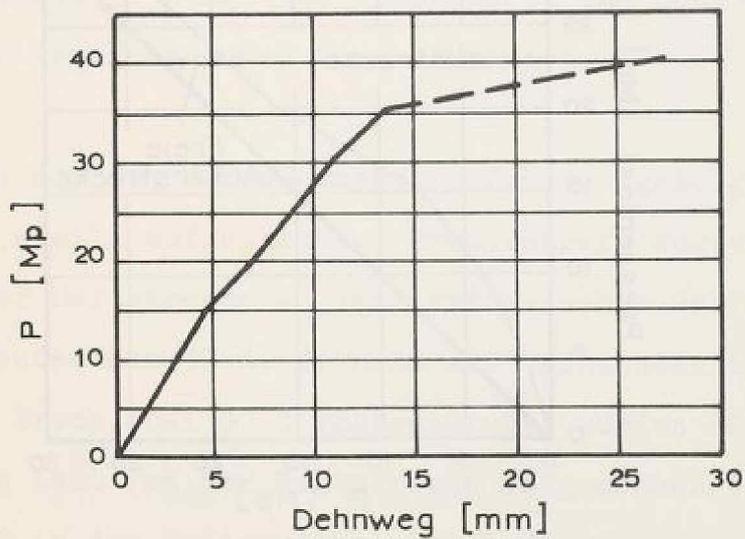


Bild 4 Kopfverschiebung des Versuchsankers

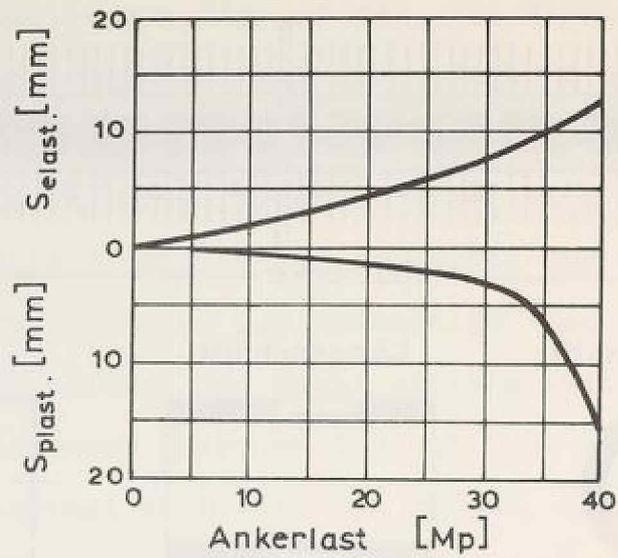


Bild 5      Elastische und plastische  
Kopfverschiebung des  
Versuchsankers

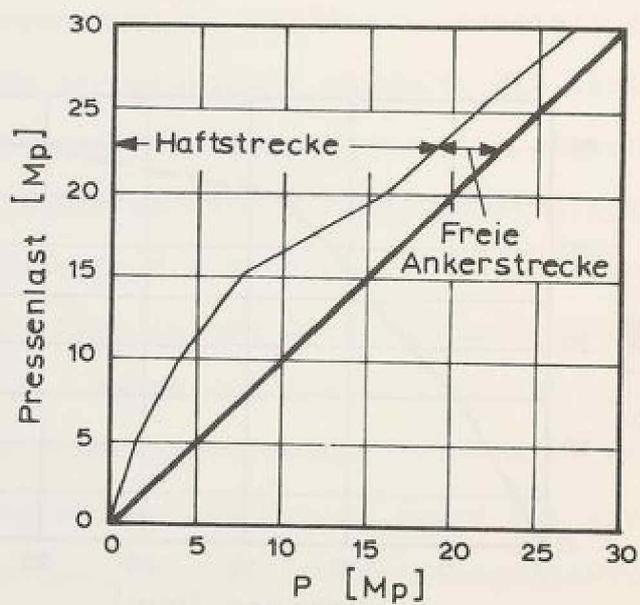


Bild 6      Versuchsanker,  
Last am Anfang der  
Haftstrecke

von 0,4 darf angenommen werden, daß der größte Teil des Anmachwassers vom Zement gebunden worden ist. In der Krafteintragungsstrecke wurde die Dehnung des Stahlrohrs mit Dehnungsmeßstreifen gemessen (Bild 3). Der Abstand der 12 Meßstellen betrug 33 cm. Die Meßstellen und Kabelführungen wurden mit einer wasserbeständigen plastischen Masse mit grossem elektrischem Widerstand vergossen. Blechverkleidungen schützten die Meßstreifen vor mechanischer Beschädigung. Mit dem Zugversuch wurde 14 Tage nach dem Einbau des Ankers begonnen. Die Last wurde mit Pressen aufgebracht und in Stufen von 5 Mp bis zum Bruch des Ankers gesteigert. Jede Laststufe wurde so lange beibehalten, bis die Verschiebung des Ankerkopfes innerhalb von 5 Minuten weniger als 0,002 mm betrug. Zur Feststellung der plastischen Verschiebungen wurden während des Versuchs mehrere Entlastungen vorgenommen. Im Bild 4 sind die Gesamtverschiebungen aufgetragen. Das Bild 5 zeigt den elastischen und den bleibenden Anteil an den gemessenen Verschiebungen.

Im Bild 6 ist die vom Dehnungsmeßstreifen 1 angezeigte Kraft  $P$  der jeweils aufgebrachten Pressenkraft zugeordnet. Der Anteil der Haftstrecke an der Kraftaufnahme war am Beginn des Versuchs nur 30 %. Er nahm mit wachsender Last zu. Kurz vor dem Bruch, bei 30 t Pressenkraft, wurden 90 % der aufgebrachten Last von der Haftstrecke aufgenommen (Bild 7). Die Last wird in der Haftstrecke gleichmäßig an den Boden abgegeben (Bild 8). Diese Feststellung gilt für jede Laststufe.

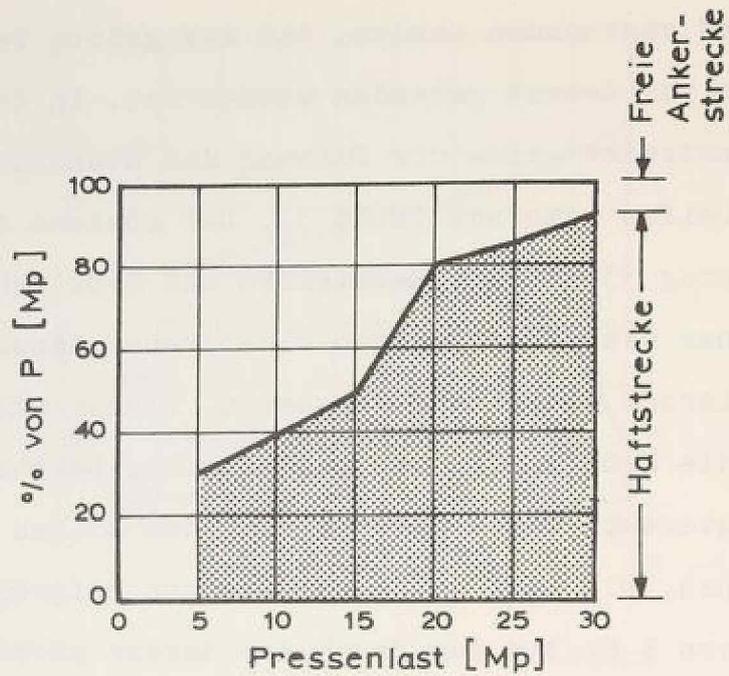


Bild 7 Versuchsanker,  
Lastanteil der Haftstrecke

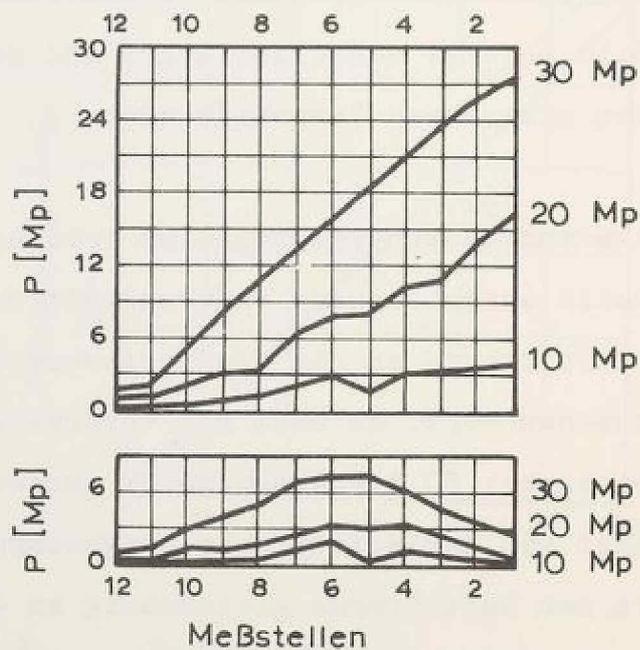


Bild 8 Versuchsanker,  
Lastverteilung in der  
Haftstrecke

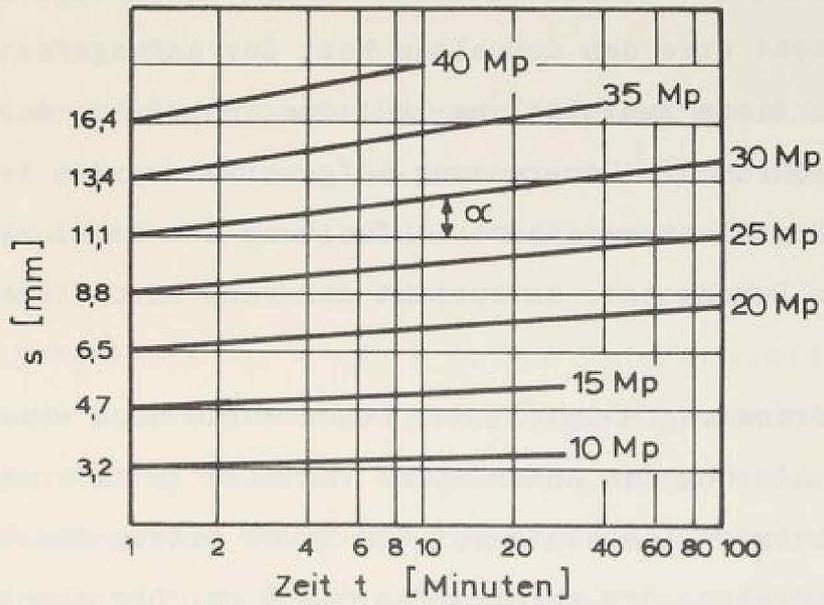


Bild 9 Verpreßanker,  
Zeit-Verschiebungs-Diagramm

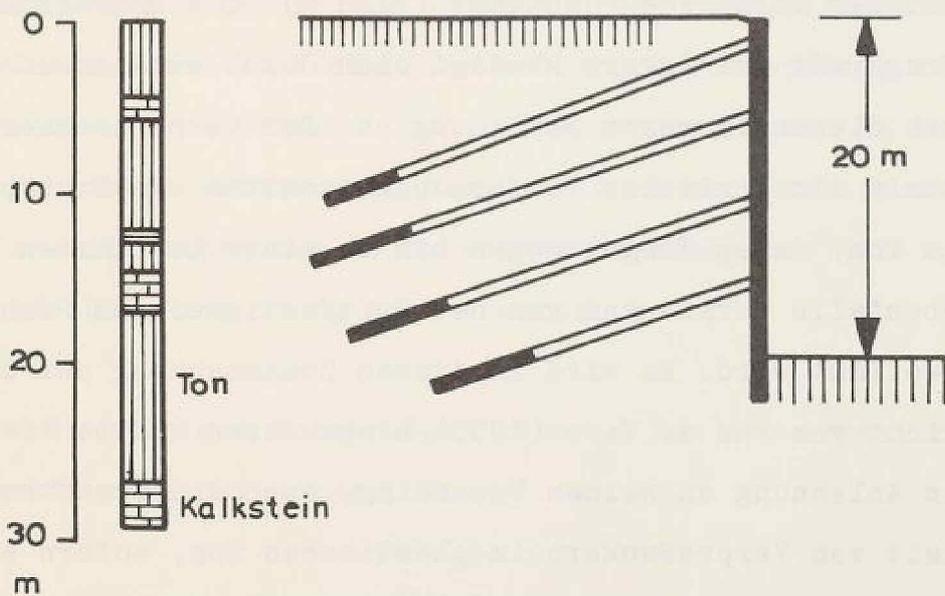


Bild 10 Frankfurt / Main  
Kurze Baugrube

Die auf die Mantelfläche des Bohrloches bezogene Bruchlast erreicht etwa den doppelten Wert der Anfangsfestigkeit des Tons. Diese Feststellung läßt den Schluß zu, daß das Bohrloch durch die Verpressung aufgeweitet worden ist. Die aus der Bruchlast errechnete Aufweitung des Bohrloches auf 23 cm Durchmesser entspricht der verpreßten Zementmenge.

Die Grenztragfähigkeit der Anker wurde nach einer Gesamtverschiebung des Ankerkopfes von etwa 15 mm erreicht. Bis zur letzten Laststufe vor dem Bruch betrug die bleibende Verschiebung des Ankerkopfes nur 3 mm. Die elastische Dehnung der Haftstrecke blieb unter 3 mm. Die Ankerkopfverschiebung über die Zeit folgt einer logarithmischen Funktion. In halblogarithmischer Auftragung erscheinen die Zeit-Verschiebungskurven als gerade Linien, deren Neigung mit der Last linear zunimmt (Bild 9). Die Überwindung der Tragkraft des Ankers kündigt sich durch eine Abweichung von dieser linearen Beziehung an. Der Versuchsanker zeigt somit ein ähnliches Verformungsverhalten wie Druckpfähle im Ton, deren Tragvermögen bis zu einer bestimmten Last, ebenfalls vorwiegend von der Haftfestigkeit am Pfahlmantel bestimmt wird. Es wird in diesem Zusammenhang auf den Bericht von van de Veen (1953) hingewiesen und es liegt nahe, in Anlehnung an seinen Vorschlag, auch die Grenztragfähigkeit von Verpreßankern im plastischen Ton, sofern es sich um Haftanker ohne verbreiterte Spitze handelt, nach dem zeitlichen Ablauf der Kopfverschiebung festzulegen. Einen ausführlichen Bericht über die Versuche bringt das Mitteilungsheft 4 der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und

Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt (1970).

Seit diesen Grundsatzversuchen wurden im Frankfurter Ton eine Reihe von Verpreßankern in- und ausländischer Firmen geprüft. Die Anker waren bis zu 28 m lang und wurden nach den bekannten Prinzipien konstruiert und hergestellt. Die Krafteintragungslänge war 4 bis 8 m. Die Tragfähigkeit der Anker war sehr unterschiedlich. Manche Anker gingen bereits unter wenigen Mp Zug zu Bruch; andere Prüfungen wurden bei 90 Mp Zug abgebrochen. Die große Streuung kennzeichnet die große Abhängigkeit des Verankerungserfolges von der Herstellung. Sie ist offenbar im Ton größer als im Sand und Kies. In Anbetracht der festgestellten großen Empfindlichkeit der Verankerung im Ton gegenüber Ausführungsmängeln und in der Erkenntnis, daß die Ausführung beim serienmäßigen Einbau der Anker schwer und nur mit großem personellen und Zeitaufwand zu kontrollieren ist, wurde bislang die Gebrauchslast im Frankfurter Ton auf 40 Mp begrenzt. Es besteht jedoch berechtigter Grund zu der Annahme, daß die zulässige Ankerlast mit der weiteren Verbesserung der Herstellungstechnik auf 50 Mp erhöht werden kann.

Nach unseren heutigen Erfahrungen kann im Ton die angestrebte Tragkraft erreicht werden, wenn

1. das Loch verrohrt gebohrt wird, bis zum Verpressen verrohrt bleibt und vor dem Einfädeln des Ankers mit Druckluft gesäubert wird. Das Rohr verhindert, daß der Ton sich entspannen kann, mit dem Spülwasser in Verbindung

kommt und bis zum Verpressen des Loches Wasser aufnehmen kann;

2. der Anker mit Abstandshaltern ausgestattet ist und eine gleichmäßige Ummantelung mit Zementstein sichergestellt ist;
3. das Loch bis zum Verpressen möglichst nicht länger als 12 Stunden offen steht;
4. der Wasser-Zementfaktor des verpreßten Zementbreies nicht über 0,4 hinausgeht. Das Anmachwasser von flüssigerem Zementbrei kann nicht mehr vom Zement gebunden werden. Das überschüssige Wasser kann in die aufgeweiteten Risse abfließen und dort die mechanischen Eigenschaften des Tons in der Verankerungszone verschlechtern. Gute Erfolge wurden erzielt, wenn beim genannten Wasser-Zementfaktor Zementmörtel mit gleichen Teilen von Zement und Sand verpreßt worden ist. Mit Zusätzen, zum Beispiel Quellmitteln, wurden keine guten Erfahrungen gemacht;
5. das Ankerloch innerhalb der Kraftübertragungsstrecke abschnittsweise und mehrmals mit steigendem und möglichst hohem Enddruck verpreßt wird. Nach den Eignungsprüfungen ist es von einem Mindestdurchmesser ab, der etwa 100 mm beträgt, wirkungsvoller, das Bohrloch durch Verpressen unter hohem Druck aufzuweiten als mit entsprechend weiterem Durchmesser zu bohren. Wegen der

großen Bedeutung des Verpreßdruckes sollte durch geeignete Vorrichtungen am Beginn der Krafteintragungstrecke sichergestellt sein, daß das Verpreßgut auch unter hohem Druck nicht in die freie Ankerstrecke entweichen kann. Durch die Verbreiterung der Ankerspitze ist ebenfalls eine größere Tragkraft zu erzielen, besonders dann, wenn die Spitze unter Druck verpreßt wird.

Der angewandte Verpreßdruck und die verpreßte Menge sollten, wie bei Injektionen üblich, von Druck- und Mengenschreibern registriert werden, damit auch der zeitliche Ablauf der Verpressung kontrolliert werden kann;

6. das Bohrloch in der freien Ankerstrecke mit einem Zement-Tonbrei aufgefüllt wird, der das gesamte Anmachwasser binden kann und der nach dem Abbinden keine größere Bildsamkeit als der Ton besitzt;
7. der Anker mit 1,5-facher Gebrauchslast 15 Minuten lang vorgespannt wird, die Gesamtverschiebung des Ankerkopfes unter der Vorspannlast mit dem Logarithmus der Zeit linear zunimmt und nach der Entlastung die bleibende Verschiebung des Ankerkopfes unter 20 mm bleibt. Letztes gilt nur für Anker ohne verbreiterte Spitze. Die vorgeschlagene Vorspannung ist für die Sicherstellung der freien Ankerlänge und für die Beurteilung der Tragkraft des Ankers erforderlich.

8. starren Stählen mit großem Querschnitt und entsprechend kleiner elastischer Dehnung innerhalb der Krafteinleitungsstrecke kann eine größere Last zugewiesen werden als weichen Ankern, mit denen die Scherfestigkeit des gerissenen Tons schlechter ausgenutzt wird. Dies gilt besonders für Anker, die längere Zeit benutzt werden sollen.

Nach der Behandlung des einzelnen Ankers bleibt nunmehr zu prüfen, inwieweit sein Verhalten im Ton auf die verankerte Wand übertragen werden kann. Die Untersuchungen haben gezeigt, daß der einzelne Anker bei sachgemäßer Herstellung und nach entsprechender Vorspannung unter einer angemessenen Gebrauchslast eine Verschiebung von wenigen Millimetern ausführt und somit die Furcht vor größeren und langanhaltenden Bewegungen unbegründet ist.

Bei der verankerten Wand haben wir es jedoch mit einer mehr oder weniger großen Zahl von Ankern zu tun. Für eine 20 m hohe Baugrubenwand sind in Frankfurt zur Aufnahme des etwa 190 Mp/m großen Erddrucks mehrere Ankerreihen mit einem waagrechten Ankerabstand von etwa 1 m erforderlich. Da Versuche mit Ankergruppen wegen des großen Aufwands nur schwer zu realisieren sind, wurde die Bewegung der verankerten Baugrubenwände gemessen. Das Bild 10 zeigt den Schnitt durch eine solche verankerte Wand mit dem Bodenprofil. Die im übrigen ausgesteifte Baugrube war nur über eine Länge von etwa 30 m im Ton verankert. Der Baugrubenaushub begann im Frühjahr 1969 und war ein Jahr später mit 20 m Aushub-

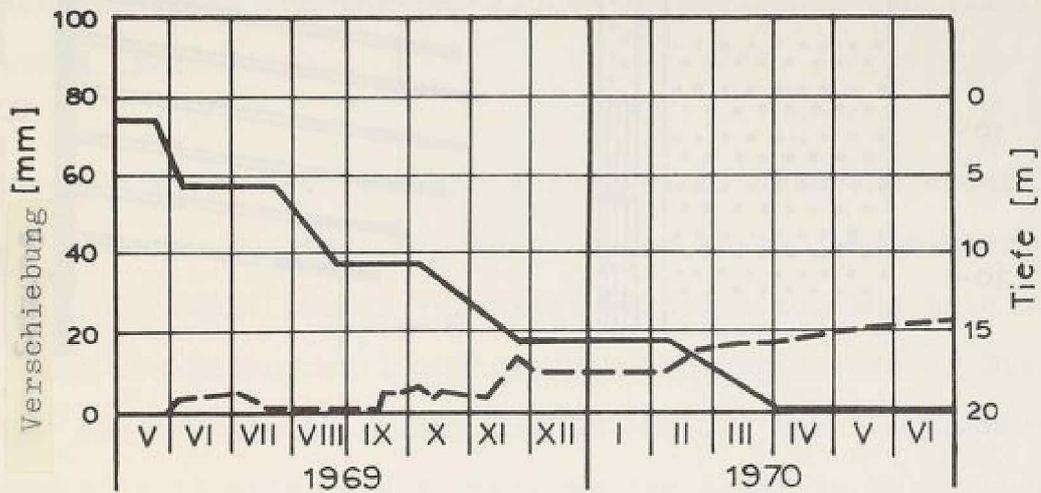


Bild 11 Frankfurt / Main Kurze Baugrube  
Wandverschiebung während des  
Baugrubenaushubs

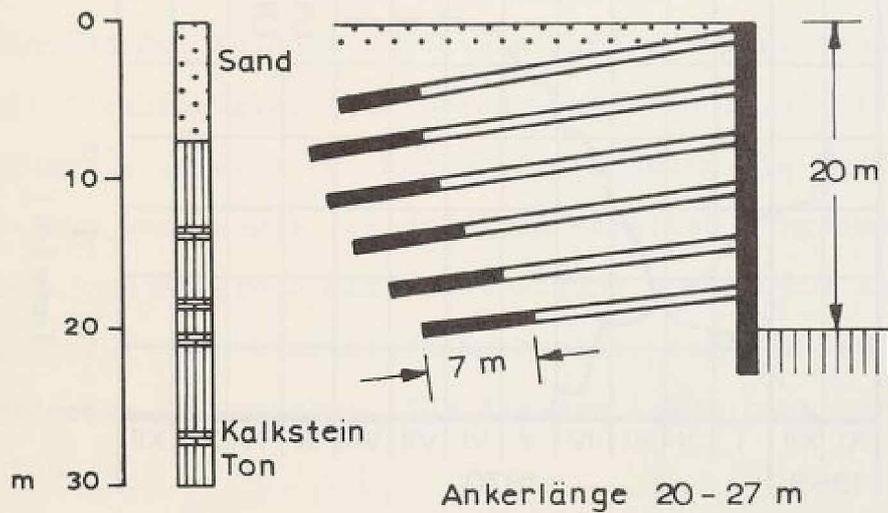


Bild 12 Frankfurt / Main  
Lange Baugrube

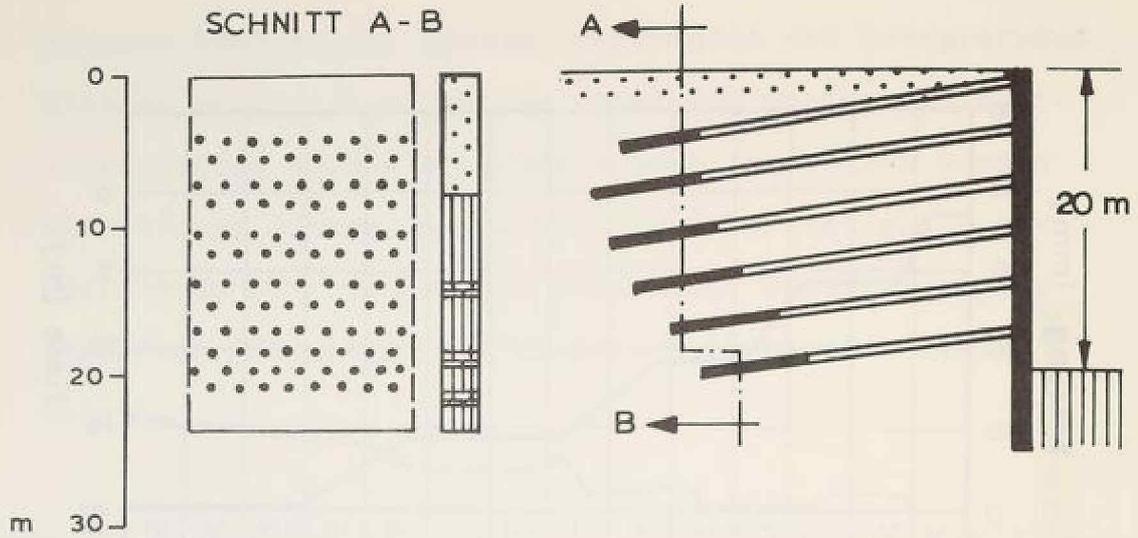


Bild 13 Frankfurt / Main  
Anordnung der Anker

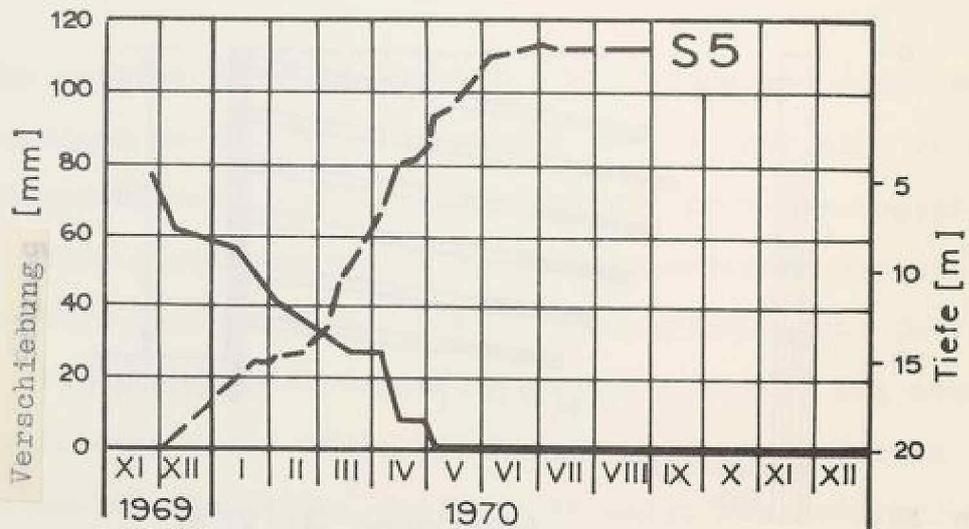
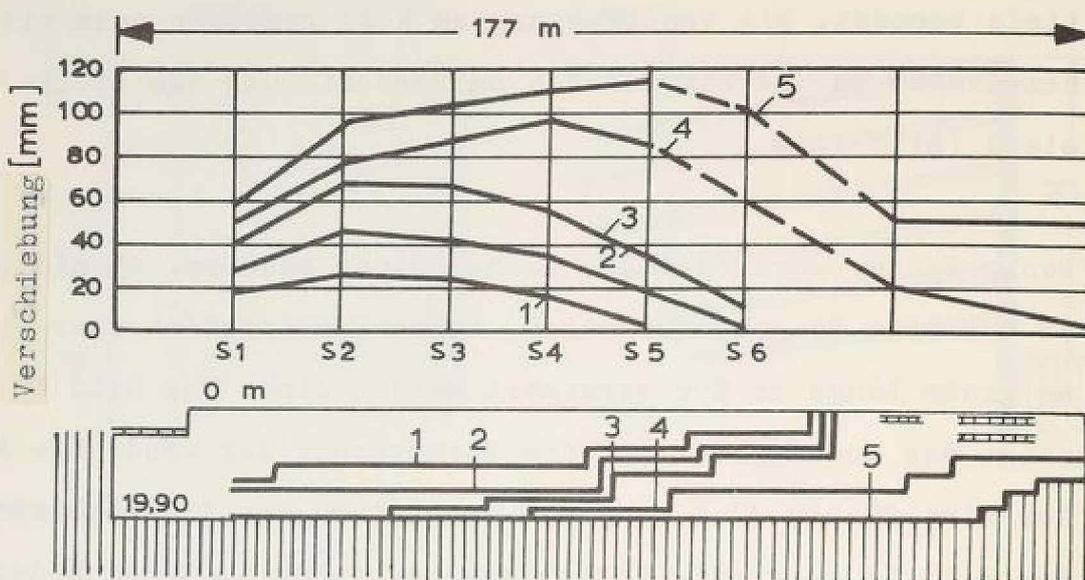


Bild 14 Frankfurt / Main Lange Baugrube  
Wandverschiebung während des  
Baugrubenaushubs

tiefe beendet. Die Wandbewegung am Kopf gemessen nahm mit dem Aushub zu und kam bei 2,5 cm Verschiebung zum Stillstand (Bild 11).

Wenig später wurde mit dem Aushub einer anderen, ebenfalls 20 m tiefen Baugrube begonnen, deren Wände jedoch über eine große Länge im Ton verankert worden sind. Das Bild 12 zeigt das Bodenprofil und die Verankerung der Wand. Die Anker sind 20 bis 27 m lang und im Abstand von 1 m angeordnet. Das Bild 13 zeigt die Verteilung der Anker im Bereich der Krafteinleitung in einer Schnittebene parallel zur Wand. Die Kraftübertragungslänge wurde mit 7 m festgelegt. Obwohl der Ton an beiden Baustellen dieselbe Festigkeit hat, wurden auf der zweiten Baustelle wesentlich größere Wandbewegungen gemessen. Die Verschiebung des Wandkopfes nahm, wie die Bilder 14 und 15 erkennen lassen, mit der Aushubtiefe, aber auch mit der Länge des Baugrubenaushubs zu. Während des Aushubs wurde die Wand innerhalb von 9 Monaten mit ziemlich gleichbleibender Geschwindigkeit 12 cm in die Baugrube verschoben. Kurze Zeit nachdem die Endtiefe erreicht war, wurde die Bewegung merklich langsamer. Nach dem Bekanntwerden der Wandbewegung wurden die Ankerkräfte überprüft und hierbei festgestellt, daß sie dem aktiven Erddruck entsprachen, für den die Anker bemessen worden sind.

Die aufgetretene Wandbewegung wird verständlich, wenn der Tonblock, in den die Wand verankert ist, wie bereits von Jelinek und Ostermayer (1967) für den Standsicherheitsnach-



- |               |               |               |
|---------------|---------------|---------------|
| 1 - 9.12.1969 | 3 - 4.3.1970  | 5 - 25.8.1970 |
| 2 - 9.1.1970  | 4 - 28.4.1970 |               |

Bild 15 Frankfurt / Main Lange Baugrube  
Wandverschiebung während des  
Baugrubenaushubs

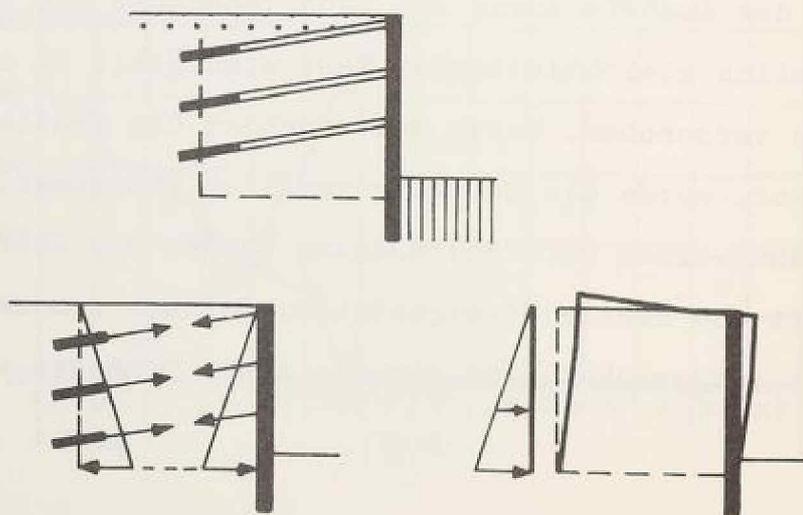
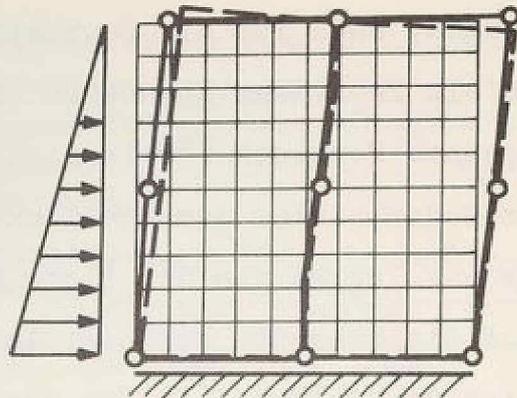


Bild 16 Kräfte auf den Verankerungsblock

weis vorgeschlagen, auch für die Beurteilung des Verformungszustandes als Fangedamm angesehen wird. Der mit den Ankern vorgespannte Tonblock ist in sich im Gleichgewicht (Bild 16). Der Boden hinter dem Tonblock übt auf diesen einen Erddruck aus, durch den der Block eine Verformung in Richtung auf die Baugrube erfährt. Im Innern des Tonblocks baut sich die Spannung in den vorgespannten Ankern ab bis der Erddruck auf die Wand auf den aktiven Erddruck abgesunken ist, was bedeutet, daß sich der Boden hinter der Wand im Bruchzustand befindet. Der Spannungsabbau bis zum aktiven Erddruck bewirkt noch keine Wandverschiebung infolge Konsolidierung. Nach diesem Spannungsabbau üben die Anker einen gleichbleibenden Konsolidierungsdruck auf den Ton aus, der zu einer entsprechenden horizontalen Zusammendrückung des Tons und zu einer gleichgroßen Verschiebung der verankerten Wand in die Baugrube führt. Die Verformung des Tonblocks als Folge des Erddrucks und seine horizontale Zusammendrückung als Folge des von den Ankern auf den Ton ausgeübten Drucks bewirken zusammen als ein Lastfall die aufgetretene Wandverschiebung.

Die Verschiebung der langen Wand war größer, weil sich hinter dieser ein ebener Spannungs- und Verformungszustand einstellt und der Tonblock sich wie eine einfach eingespannte Kragsscheibe verformen kann, während bei der kurzen Baugrube ein räumlicher Spannungs- und Verformungszustand vorliegt, wobei hier der Tonblock dreiseitig eingespannt ist und sich entsprechend weniger verformt. Wenn wir für die Verformungsbetrachtung der langen Baugrube den Fangedamm als Modell beibehalten und die Wandbewegung als Ver-



--- Finite Element Methode  
 — eingespannter Träger

Bild 17 Verformungen des Verankerungsblocks

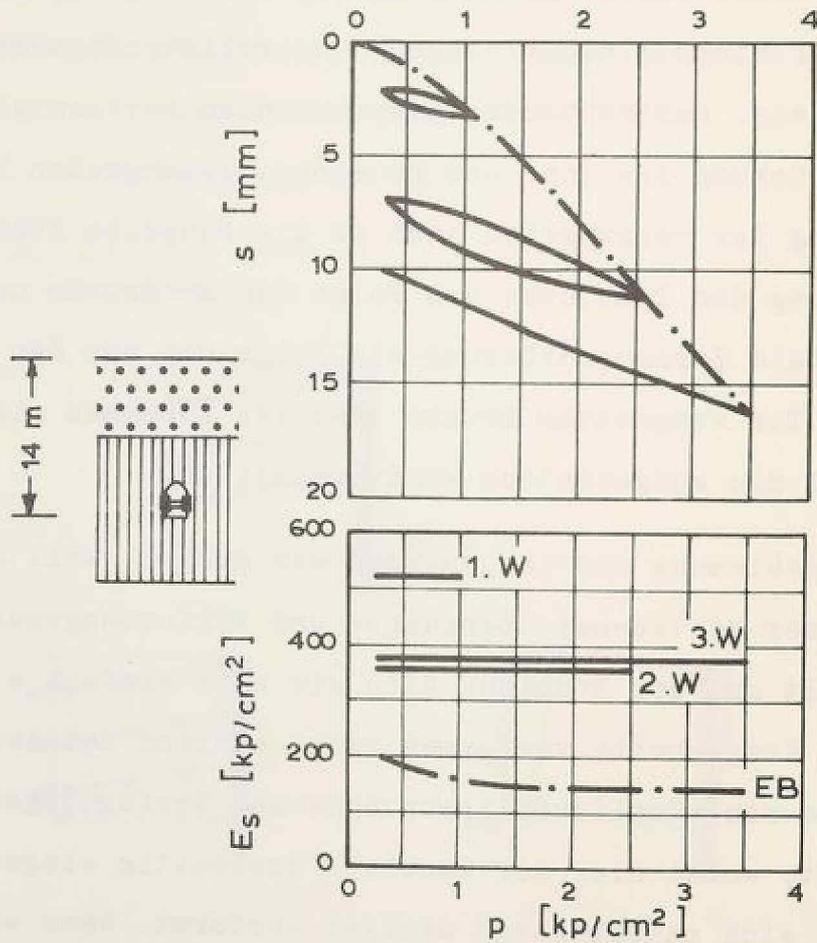


Bild 18 Horizontaler Belastungsversuch  
 im Frankfurter Ton

formung einer rechteckigen Scheibe verstehen, die einseitig belastet ist, so stoßen wir bei der theoretischen Behandlung auf einige Schwierigkeiten. So sind wir bei der Einschätzung des Elastizitätsmoduls des gerissenen Tons auf Grenzbetrachtungen angewiesen. Uns ist ferner nicht bekannt, inwieweit sich der mit horizontalen Sandadern durchzogene Ton bei der Schubbeanspruchung anisotrop verhält. Schließlich sind wir beim Ansatz des Erddruckes auf den Tonblock auf Annahmen über seine Größe und Verteilung angewiesen. Er wird zwischen dem Ruhedruck und dem aktiven Erddruck liegen.

Um eine Vorstellung von der Größe der Wandbewegung als Folge der Verformung des Tonblocks zu bekommen, haben wir den Fangedamm als eine lotrecht stehende, unten eingespannte quadratische Scheibe von 22 m Seitenlänge untersucht, auf die horizontal eine nach unten zunehmende Dreieckslast wirkt und die Verformung der Scheibe nach der Finite Element Methode ermittelt (Bild 17). Das Programm wurde von Herrn Dipl.-Ing. Stauder aufgestellt. Nach einem Lastplattenversuch, der in einem von Hand vorgetriebenen Stollen mit kreisrunden Betonstempeln von 1,4 m Durchmesser ausgeführt worden ist (Bild 18), beträgt der Elastizitätsmodul des Tons bei horizontaler Belastung etwa  $150 \text{ kp/cm}^2$  bei der Erstbelastung und  $380 \text{ kp/cm}^2$  bei der Wiederbelastung. Beim Ansatz des aktiven Erddruckes mit dem Beiwert  $\lambda = 0,3$  und einem mittleren Elastizitätsmodul von  $260 \text{ kp/cm}^2$  ergab die Untersuchung eine Schub- und Biegeverformung am oberen Rand der Scheibe bzw. eine Verschiebung am Kopf der Baugruben-

wand von 9 - 10 cm. Zu dieser Verformung kommt eine Wandverschiebung durch die Konsolidierung des Tons von im Mittel 3 cm. Hierbei dürfen wir nicht allein den Tonblock, der durch die Anker zusammengedrückt wird, als Modell auffassen, sondern wir müssen den mit Ankern zusammengespannten Tonblock, auf den von einer Seite zusätzlich der Erddruck wirkt, als Modell betrachten (Bild 16). Solange der Erddruck auf die Wand größer ist als der aktive Erddruck, bewirkt die Zusammendrückung des Tons eine entsprechende Abnahme der Ankerkräfte. Hierbei treten nur Wandbewegungen auf, die erforderlich sind, um im Boden hinter der Wand den Ruhedruck auf den aktiven Erddruck abzubauen. Die Konsolidierung des Tons bewirkt in diesem Stadium, wie bereits ausgeführt, keine Wandbewegung. Sobald der horizontale Druck auf den aktiven Erddruck abgefallen ist, sind die Kraft- und Verformungsreserven der Anker aufgebraucht. Die Anker können sich nicht mehr verkürzen, da die Ankerkraft dem Erddruck das Gleichgewicht hält und dieser seinen unteren Grenzwert erreicht hat. Die Wand mit den Ankern hängt im Ton und die Anker üben auf diesen einen gleichbleibenden Konsolidierungsdruck aus. Das gilt für den Ton zwischen dem aktiven Erdkeil hinter der Baugrubenwand und der Krafteinleitung. Mit der horizontalen Zusammendrückung des Tons verschieben sich jetzt die Anker mit der Wand in Richtung auf die Baugrube. In Frankfurt haben, wie ich bereits berichtet habe, die Nachprüfungen ergeben, daß auf die verschobene Wand der aktive Erddruck wirksam war. Für diesen Druck war die Wand bemessen worden.

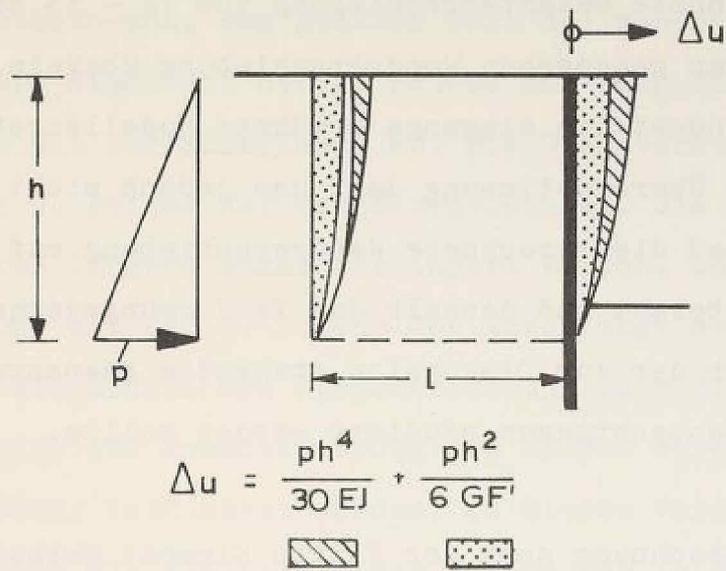


Bild 19 Verformungsanteile

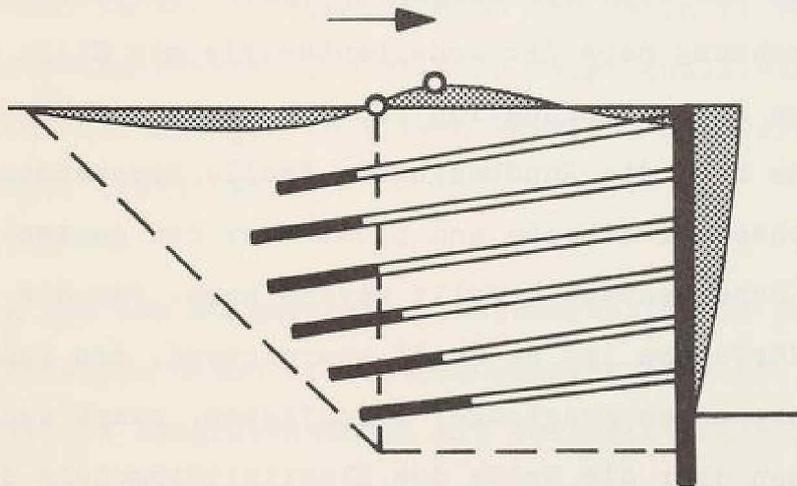


Bild 20 Lange Baugrube  
Größe und Reichweite der  
Bodenverformungen

Die errechnete Gesamtverschiebung von 12 - 13 cm stimmt recht gut mit der gemessenen Wandverschiebung überein und bestätigt zumindest die eingangs erwähnte Modellvorstellung. Die gefundene Übereinstimmung darf uns jedoch nicht vergessen lassen, daß die berechnete Wandverschiebung auf unsicheren Annahmen beruht und deshalb das Verformungsverhalten des Bodens unter der zur Diskussion stehenden Beanspruchung durch weitere Beobachtungen studiert werden sollte.

Da die Berechnung nach der Finite Element Methode sehr aufwendig ist, haben wir den Fangedamm vereinfacht auch als eingespannten Träger untersucht und hierbei nahezu dieselben Verschiebungsgrößen erhalten. Die horizontale Verschiebung des freien Trägerendes ist in diesem Fall  $\Delta u = \frac{p h^4}{30 EI} + \frac{p h^2}{6 G \cdot F}$ . Der erste Summand gibt den Anteil aus Biegeverformung, der zweite den aus Schubverformung an (Bild 19). Eine Verformungsberechnung nach der Scheibentheorie mit Hilfe einer Airy'schen Spannungsfunktion führt zu größeren Verschiebungen, da hier die Randbedingung "volle Einspannung" nur in der Achse der Scheibe und nicht über den ganzen eingespannten Scheibenrand erfüllt werden kann. Für die praktischen Bedürfnisse ist es somit ausreichend, den Fangedamm als eingespannten Kragträger aufzufassen, zumal auch unsere Annahmen über die Größe des Elastizitätsmoduls des Bodens und über die Größe und Verteilung des Erddruckes den großen Aufwand der Scheibenberechnung nicht rechtfertigen.

Das Bild 19 zeigt, daß bei einer 20 m tiefen Baugrube im Ton die Schubverformung den größten Teil der Wandbewegung verursacht. Sie nimmt mit der 3. Potenz der Baugrubentiefe zu und linear mit der Ankerlänge ab. Die Biegeverformung nimmt mit der 5. Potenz der Baugrubentiefe zu. Sie kann ebenfalls durch längere Anker verringert werden, wobei die Biegeverformung mit der 3. Potenz der Ankerlänge abnimmt. Im Gegensatz zur Schub- und Biegeverformung kann die Wandbewegung infolge der Konsolidierung des Bodens durch Nachspannen der Anker verhindert werden. Zu diesen Verschiebungen können durch die Einleitung des Erddruckes in den Boden unterhalb des Fangedammes weitere Verformungen kommen, wenn dies nicht durch eine Aussteifung in der Baugrubensohle verhindert wird. Über die Größe der Wandverschiebung am Fuß können wir noch keine Angaben machen. Bei der Entwurfsbearbeitung ist ferner zu beachten, daß noch weit hinter der Baugrubenwand im Verankerungsbereich und dahinter Verschiebungen auftreten können. Das Bild 20 zeigt qualitativ die errechneten Verformungen in diesem Bereich. Sie wurden durch die Messungen bestätigt.

Unabhängig von den aufgezeigten Unsicherheiten in den Berechnungsannahmen haben die Untersuchungen gezeigt, daß bei rückverankerten Baugrubenwänden mit Verschiebungen gerechnet werden muß, die entgegen der bisher vertretenen Meinung durch die Vorspannung der Anker nicht verhindert werden können. Die unvermeidbare Bewegung der verankerten Wand blieb bislang unbeobachtet, weil dieses Bauverfahren bisher vor-

zugsweise in sandig-kiesigen Böden zur Anwendung kam und diese Böden weniger verformbar und verdichtbar sind. Bei größeren Baugrubentiefen, etwa ab 30 m, muß jedoch auch in diesen Böden mit größeren Wandverschiebungen gerechnet werden. In bindigen Böden können die Wandbewegungen so groß werden, daß sie für die Entwurfsbearbeitung eine entscheidende Bedeutung erhalten. Bei der Abschätzung der Wandbewegung ist zu beachten, daß das Verformungsverhalten bindiger Böden bei Nichtbeachtung der gegebenen Empfehlungen für die Herstellung der Anker verschlechtert werden kann. Unsachgemäß hergestellte Anker besitzen somit nicht nur eine kleinere Tragkraft, sie können auch größere Wandverschiebungen verursachen. Dies gilt im besonderen Maße für gerissene Tone von der Art des Frankfurter Tons.

Eine Verringerung der Wandbewegung läßt sich auch durch abschnittsweise Aussteifungen erreichen. Die Aussteifung muß über die ganze Wandhöhe erfolgen, da die Fixierung des Wandkopfes allein zur Überbeanspruchung der Steifen führen kann und die Verformung der Baugrubenwand im unteren Bereich dadurch nur unzureichend vermindert wird. Der ausgesteifte Abschnitt muß so lang sein, daß sich der räumliche Spannungs- und Verformungszustand ausbilden kann.

Literatur:

Jelinek, R. und Ostermayer, H. (1967),

Zur Berechnung von Fangedämmen und verankerten  
Stützwänden; Die Bautechnik, Heft 5 und 6

Van de Veen (1953),

The bearing capacity of a pile. Proceedings of  
the 3rd International Conference of Soil Mecha-  
nics and Foundation Engineering, Zürich

Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der  
Technischen Hochschule Darmstadt (1970),

Das Tragverhalten des Frankfurter Tons bei im  
Tiefbau auftretenden Beanspruchungen;  
Mitteilungsheft 4, Eigenverlag

Faint, illegible text, likely bleed-through from the reverse side of the page.

Der  
in  
ver  
wei  
gru  
var  
ser  
hen  
die  
red  
ode  
von  
ten  
gan  
den  
eri  
des  
ten  
die  
geb  
bei  
der  
den  
war  
had  
Bei  
was  
sch

## BETRACHTUNGEN ÜBER DIE BEMESSUNG VON STAUDÄMMEN

### AUF HETEROGENEM UNTERGRUND

Prof. Dr.-Ing. Herbert Breth und Dr.-Ing. Klaus Günther  
Technische Hochschule Darmstadt

Der Entwurf und die Berechnung eines Erdstaudammes sind zumeist in erheblich stärkerem Umfang mit Annahmen und Unsicherheiten verbunden als die Mehrzahl aller anderen Ingenieurbauwerke, weil der Aufbau und die bodenmechanischen Kenngrößen des Untergrundes und des Schüttgutes häufig innerhalb weiter Grenzen variieren und nur näherungsweise erfaßbar sind. Als Folge dieser Unsicherheiten wird - besonders von Seiten der Praxis -- häufig darauf hingewiesen, detaillierte Berechnungen oder gar die Anwendung neuer oder weiterentwickelter Berechnungsverfahren, wie beispielsweise des Verfahrens der finiten Elemente oder einer neuen versuchstechnischen Vorgehensweise zur Lösung von Grundwasserströmungsproblemen, seien von recht zweifelhaftem Nutzen. Die mit den Verfahren erzielbaren Vorteile einer genaueren Erfassung der physikalischen Vorgänge im Boden stünden in keinem Verhältnis zu den Fehlern, die infolge der nicht erfaßbaren Unregelmäßigkeiten im Aufbau und der Beschaffenheit des Bodens zwangsläufig in den Berechnungsergebnissen enthalten seien.

Die logische Weiterführung dieses Gedankens führt zu dem Ergebnis, daß an einen Dammentwurf entweder überhöhte Sicherheitsanforderungen gestellt werden müssen oder der Damm auf der Grundlage von Erfahrungswerten und plausibel erscheinenden Annahmen ohne Rücksicht auf mögliche Unsicherheiten entworfen werden muß. Die erste Vorgehensweise birgt die Gefahr äußerst unwirtschaftlicher Bauwerksabmessungen in sich, die

Beitrag für die Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Hochschule Aachen, 1970, Heft 51.

zweite, in der Bodenmechanik üblichere Vorgehensweise führt nicht selten zu Überraschungen und Schadensfällen, wenn sich die getroffenen Annahmen während des Baus als ungerechtfertigt erweisen und die bauausführenden Ingenieure sich plötzlich vor eine unerwartete Situation gestellt sehen.

Beim Entwurf von Dämmen auf schwierigem Untergrund empfiehlt sich deshalb eine Vorgehensweise, die von Peck[1] in der 9. Rankine Lecture als "observational method" und von Li[2] als "design as you build" bezeichnet worden ist. Die Vorgehensweise zielt darauf ab, die Vorteile der neuesten Berechnungsverfahren weitgehend auszunutzen und sich mit ihrer Hilfe stets ein möglichst wirklichkeitsgetreues und mechanisch deutbares Bild über das Verhalten des Staudammes zu verschaffen. Die Unsicherheiten in den Berechnungsannahmen, die der Anwendung der Verfahren entgegenzustehen scheinen, werden dabei zunächst bewußt in Kauf genommen und durch gezielte Messungen während des Baus schrittweise zu beseitigen versucht. Dabei kann es erforderlich werden, noch während des Baus mit korrigierten Berechnungsannahmen erneute Untersuchungen durchzuführen und -- entsprechend den dabei erzielten Ergebnissen -- den Dammentwurf den vorgefundenen Gegebenheiten durch zusätzliche konstruktive Sicherungsmaßnahmen anzupassen.

Im folgenden soll die geschilderte Vorgehensweise an zwei ausgeführten Beispielen gezeigt und über die hierbei gemachten Erfahrungen berichtet werden.

## ERDDAMM EBERLASTE IN TIROL

### Untergrund und Dammaufbau

Der Entwurf dieses Dammes brachte Probleme mit sich, deren Ursachen weniger in der Dammhöhe als vielmehr im Aufbau des Untergrundes an der Sperrenstelle zu suchen waren, Bild 1 und 2. Der nur 26 m hohe Damm mußte auf über 100 m mächtigen, durchlässigen Alluvionen gegründet werden, die zwischen steil einfallenden Felswänden eines für die Alpen typischen V-Tales

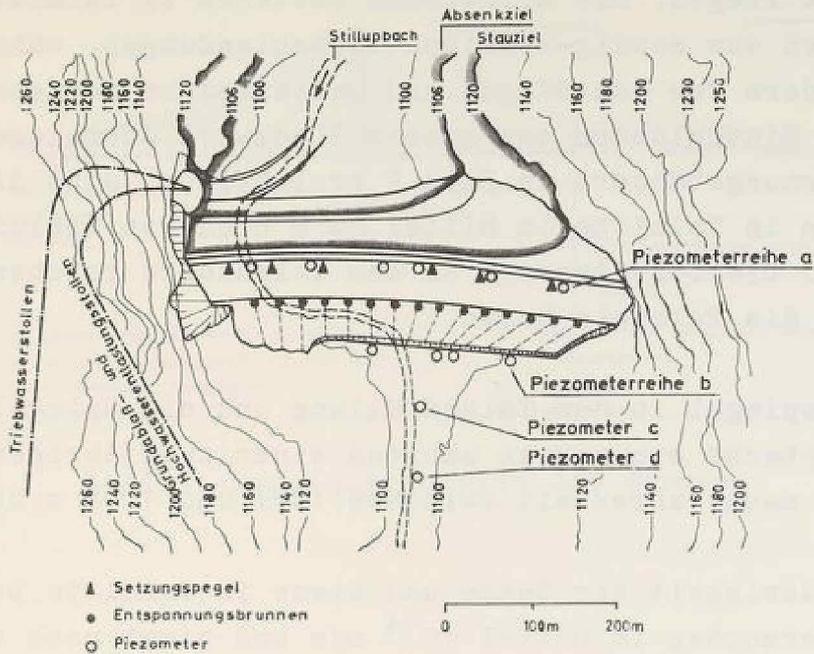


Bild 1: Erddamm Eberlaste, Lageplan

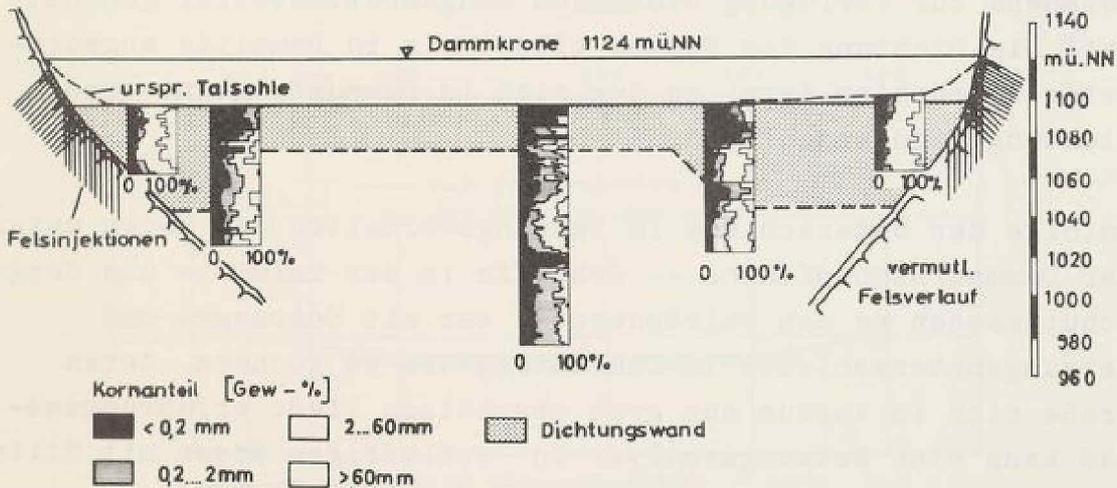


Bild 2: Talquerschnitt in der Dammachse und Körnungsbänder einiger Aufschlußbohrungen

eingebettet liegen. Die Alluvionen bestehen in Talmitte im wesentlichen aus sandig-kiesigen Bachanlandungen, während an den Talrändern von den Hängen und Seitentälern kommende Schuttmassen mit Einschlüssen aus grobem Blockwerk überwiegen. Wie aus den Körnungsbändern in Bild 2 ersichtlich, sind die Bachanlandungen in Talmitte im Mittel 20 m hoch von Schluffsand überlagert. Die Schuttmassen an den Talrändern reichen dagegen bis an die Talsohle heran.

Der Wasserspiegel in der Talauffüllung und die Spiegellinie des Stillupbachs schwankten während einer zweijährigen Meßperiode je nach Jahreszeit zwischen 1097 und 1098 m über NN.

Die Durchlässigkeit der Sande und Kiese in Talmitte beträgt nach Pumpversuchen im Mittel  $10^{-4}$  m/s und nimmt nach den Talrändern hin in den gröberen Schuttmassen auf etwa den fünffachen Betrag zu. Die Durchlässigkeit der Schluffsand liegt zwischen  $10^{-6}$  m/s und  $10^{-7}$  m/s.

Der Damm, dessen Regelquerschnitt in Bild 3 dargestellt ist, wurde unmittelbar auf der Talsohle gegründet und mit dem ausreichend zur Verfügung stehenden Hangschuttmaterial geschützt. Die Dichtung des Dammes bildet ein in Dammitte angeordneter lotrechter Kern, an den sich im Dammuntergrund eine Dichtungswand anschließt.

Infolge der Unterschiede im Setzungsverhalten der Böden unter der Dammaufstandsfläche -- Schluffe in der Talmitte und Hangschuttmassen an den Talrändern -- war mit Setzungen und Setzungsunterschieden im Dammuntergrund zu rechnen, deren Größe sich im voraus nur grob abschätzen ließ: erfahrungsgemäß kann eine Setzungsanalyse in schluffigen Böden mit Hilfe ausschließlich im Labor ermittelter Kennwerte häufig zu einer Fehleinschätzung der Setzungen führen. Darüber hinaus bildeten die Hangschuttmassen einen beträchtlichen Unsicherheitsfaktor, weil aus diesen keine ungestörten Bodenproben entnommen werden konnten und somit nicht einmal Anhaltswerte für

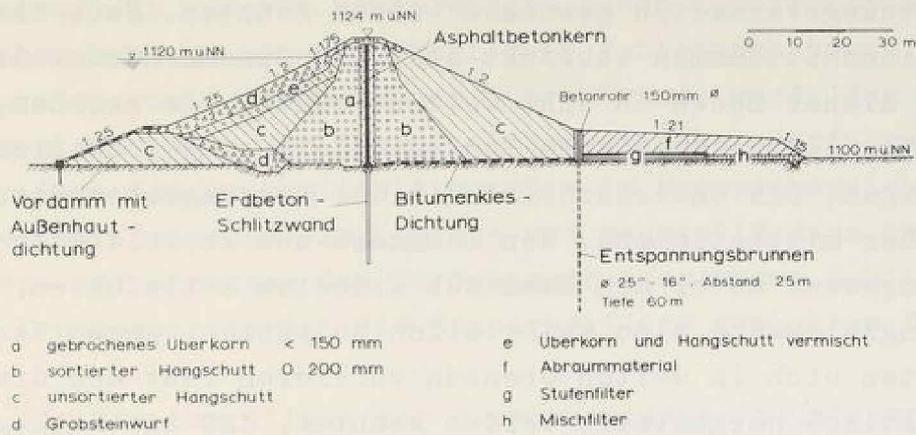


Bild 3: Regelquerschnitt des Dammes

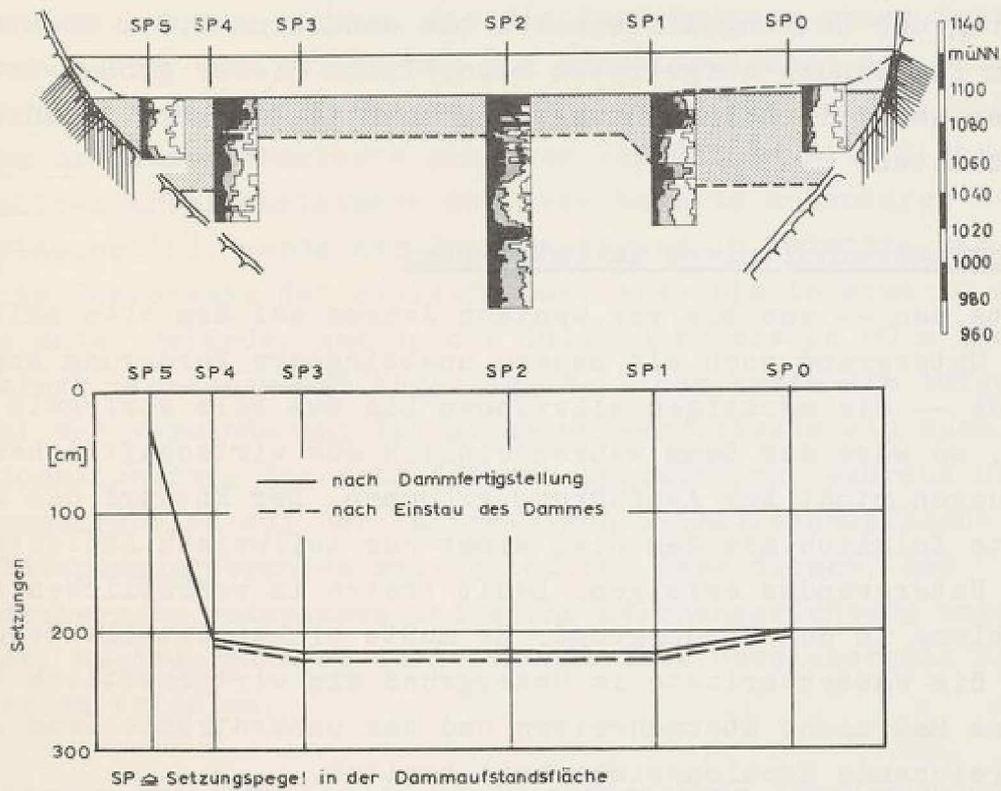


Bild 4: Setzungen in der Dammaufstandsfläche

ihr Setzungsverhalten gewonnen werden konnten. Nach Messungen an Steinschüttdämmen schwankt aber die Zusammendrückbarkeit gerade dieser Böden in sehr weiten Grenzen, je nachdem, ob in ihrem Kornaufbau Kies- und Sandanteile oder grobes Blockwerk überwiegen. Die Unsicherheiten in der Setzungsabschätzung waren daher mitbestimmend, den Dammkern aus Asphaltbeton und die Dichtungswand unter dem Damm aus Erdbeton auszuführen, für die Dichtungselemente also Materialien zu wählen, deren Verformungsverhalten sich in weiten Grenzen variieren läßt und die deshalb so plastisch hergestellt werden konnten, daß sie auch großen Setzungen des Untergrundes ohne zu reißen folgen konnten. Die in Bild 4 dargestellten Meßergebnisse rechtfertigen die getroffene Vorsichtsmaßnahme. Aus dem Bild ist zu erkennen, daß die mit Tiefenpegeln, Bild 1, gemessene Setzung der Dammaufstandsfläche bei der Fertigstellung des Dammes bis zu 2,2 m betrug und Setzungsdifferenzen bis annähernd 1,8 m über nur 35 m Entfernung aufgetreten sind. Trotz dieser großen Bewegungen waren weder in der Dichtungswand noch im Dammkern Schäden zu beobachten.

#### Strömungsverhältnisse im Untergrund

Hätte man -- was bis vor wenigen Jahren auf dem oben skizzierten Untergrund noch als nahezu unabdingbare Forderung angesehen wurde -- die mächtigen Alluvionen bis zum Fels abriegeln wollen, so wäre der Damm wahrscheinlich aus wirtschaftlichen Erwägungen nicht zur Ausführung gekommen. Der Entwurf des Dammes mußte folglich mit dem Ziel einer nur teilweisen Abdichtung des Untergrundes erfolgen. Damit traten im wesentlichen zwei Probleme in den Vordergrund. Es mußte sichergestellt werden, daß die Wasserverluste im Untergrund ein wirtschaftlich tragbares Maß nicht überschreiten und der unterströmte Damm eine ausreichende Erosionssicherheit besitzt.

Nachdem sich gezeigt hat[3], daß die Beurteilung der Erosionssicherheit eines unterströmten Dammes mit Hilfe der auf statistischer Grundlage beruhenden Verfahren von Lane[4]und

Tschugajew[5] zu äußerst unwirtschaftlichen Konstruktionen mitunter aber auch zu einer gefährlichen Fehleinschätzung der Erosionssicherheit eines Dammes führen kann, wurde der Erddamm Eberlaste nach dem potentialtheoretischen Verfahren bemessen. Nach diesem ermittelt man die im Sperrenbereich zu erwartenden Strömungsverhältnisse und beurteilt dann an Hand der Größe und Richtung des Strömungsdruckes unter Zuhilfenahme von Erosionskriterien die Sicherheit des geplanten Dammes.

Sowohl für die Ermittlung der Wasserverluste im Untergrund als auch für die Beurteilung der Erosionssicherheit des Dammes war somit die Kenntnis der Strömungsverhältnisse erforderlich. Ihre zutreffende Ermittlung bildete eine wesentliche Voraussetzung für die Bemessung des Dammes. Die Ermittlung der Strömungsverhältnisse unter einem Damm setzt sorgfältige Felduntersuchungen voraus, die die Ausarbeitung einer Arbeitshypothese über den Aufbau und die Durchlässigkeit des Untergrundes im Bereich der Sperrenstelle zum Ziele haben. Im Falle des Erddammes Eberlaste ging man von der in Bild 5 dargestellten Arbeitshypothese aus. Wie bereits an anderer Stelle erläutert[6], wurde der Dammuntergrund in Talmitte bis zur unteren Begrenzung der Schluffe, also bis in etwa 20 m Tiefe unter Gelände, und an den Talrändern bis in 60 m Tiefe mit einer Dichtungswand abgeriegelt. Diese hatte die Aufgabe, sowohl zur Verminderung der Sickerwasserverluste als auch zur Erosionssicherung der Schluffe beizutragen, während der Bitumenkiesbelag auf der luftseitigen Dammaufstandsfläche und die Entspannungsbrunnen ausschließlich dazu dienen, das Grundwasser zu entspannen und seine Strömungsrichtung umzulenken, um dadurch eine ausreichende Erosionssicherheit des Dammes zu erzielen.

Zur Lösung der anfallenden Strömungsprobleme stand ein vom rechts Unterzeichneten entwickeltes elektrisches Widerstandnetzwerk zur Verfügung, das ebene Strömungsprobleme bei beliebiger Schichtung des Untergrundes und beliebigen geometrischen Randbedingungen zu simulieren und mit großer Genauigkeit zu lösen gestattet. Für die in Bild 5 skizzierten Randbedin-

gungen ergaben die Untersuchungen für die Zeit vor dem Überlaufen der Entspannungsbrunnen die im Bild angegebenen piezometrischen Druckhöhen in den durchlässigen Kiessanden. Wie die Zahlenwerte verdeutlichen, wirkt sich eine Zunahme der Durchlässigkeit der Schluffssande von  $10^{-7}$  m/s auf  $10^{-6}$  m/s erst in größerer Entfernung von der Dammachse aus. Innerhalb der angegebenen Grenzen für die Durchlässigkeit der Schluffssande waren unter dem luftseitigen Stützkörper also piezometrische Druckhöhen in der Größe des halben Aufstaus über dem luftseitigen Grundwasserspiegel zu erwarten.

Nach den durchgeführten Berechnungen (vgl.[6]) war nach dem Überlaufen der Entspannungsbrunnen in den Piezometern hinter der Dichtungswand mit einem Rückgang der Druckhöhe auf etwa 40 % und hinter den Entspannungsbrunnen mit einem Rückgang auf unter 10 % des Aufstaus zu rechnen. Mit diesen Druckhöhen war eine ausreichende Erosionssicherheit des Dammes gewährleistet. Die Gesamtsickerwassermenge konnte nach den Versuchen und Berechnungen bei vorsichtiger Einschätzung der Durchlässigkeit der Schluffssande bis zu 350 l/s betragen und lag damit noch unter der wirtschaftlich tragbaren Grenze von etwa 400 l/s.

Den Voruntersuchungen nach war also damit zu rechnen, daß der Dammentwurf im Hinblick sowohl auf die Wasserverluste als auch auf seine Erosionssicherheit den gestellten Anforderungen genügte. Man war sich jedoch darüber im klaren, daß diese Feststellung nur in einem Umfang Gültigkeit besitzen konnte, in dem der den Strömungsuntersuchungen zugrunde gelegte Aufbau des Untergrundes den tatsächlich an der Sperrenstelle vorhandenen Untergrundverhältnissen tatsächlich entsprach. Unter Zuhilfenahme des elektrischen Widerstandsnetzwerks wurde deshalb der Einfluß von möglichen Fehlern in der Arbeitshypothese über den Untergrundaufbau auf die Wasserverluste und die Erosionssicherheit des Dammes geprüft. So wurden beispielsweise das Verhältnis der Durchlässigkeit der Schluffssande und des Kiessandhorizontes variiert und die Strömungsverhältnisse für den Fall untersucht, daß die Schluffssande im Bereich des

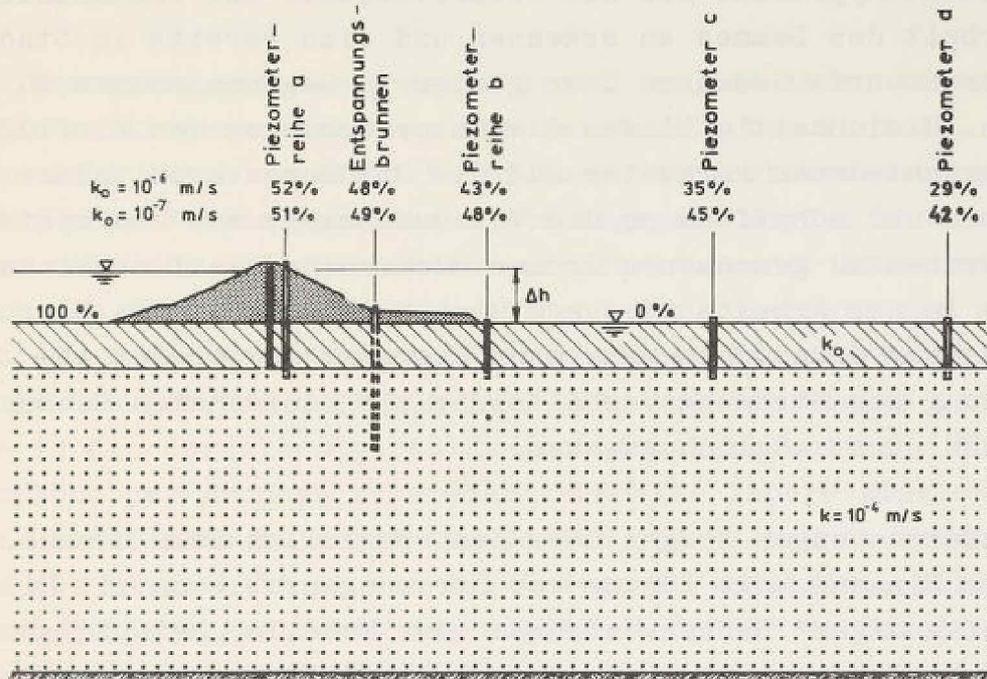


Bild 5: Arbeitshypothese über den Untergrund-  
aufbau und Druckhöhen im Grundwasser  
in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit  
der halbdurchlässigen Deckschicht

Stauraums über größere Bereiche mit durchlässigen Kieslinsen durchsetzt sind und deshalb nicht zum Druckabbau zwischen dem Ober- und Unterwasser beitragen. Mit diesen Untersuchungen war die Möglichkeit gegeben, die Auswirkungen von Fehlern in der Arbeitshypothese auf die Wasserverluste und die Erosionssicherheit des Dammes zu erkennen und sich bereits im Stadium des Vorentwurfs Gedanken über geeignete Gegenmaßnahmen zu machen. Gleichzeitig ließen die Untersuchungen den Einfluß der verschiedenen Parameter auf die Strömungsverhältnisse erkennen und schafften so die Voraussetzung, aus den später beim Probestau gemessenen Größen Rückschlüsse auf mögliche Fehler in der Arbeitshypothese ziehen zu können. Die Erarbeitung dieser Grundlagen wäre ohne Netzwerk und bloßer Abschätzung der Strömungsverhältnisse mit einfachsten Rechenansätzen nicht möglich gewesen.

Die Untersuchungen zeigen über den speziellen Fall hinaus, daß der Einwand, die Lösung von Strömungsproblemen mit Hilfe "aufwendiger" Rechenverfahren oder Modelle, beispielsweise mit Hilfe des hier verwendeten elektrischen Widerstandsnetzwerks, sei bereits im Hinblick auf mögliche Fehler bei der Ermittlung der Durchlässigkeitsbeiwerte für die Praxis nur von zweifelhaftem Nutzen, keinesfalls gerechtfertigt ist, sofern man sich darüber im klaren ist, daß die der Lösung zugrunde liegende Arbeitshypothese im allgemeinen nicht den tatsächlich vorhandenen Untergrundaufbau, sondern lediglich das wahrscheinlichste Bild über die Untergrundverhältnisse an der Sperrenstelle widerspiegelt. Im vorliegenden Fall wäre es sogar von Vorteil gewesen, ein noch "aufwendigeres" räumliches Widerstandsnetzwerk einzusetzen, um beispielsweise auch die V-förmige Felsrinne und das Fehlen der Schluffsanddecke an den Talrändern simulieren zu können.

Zur Erzielung einer ausreichenden Erosionssicherheit hätte im vorliegenden Fall anstelle von Entspannungsbrunnen auch ein verlängertes Flächenfilter, kombiniert mit einer Druckbank, vorgesehen werden können. Nach den Untersuchungen hätte dieses

jedoch sehr lang ausgebildet werden müssen und zu einer sehr unwirtschaftlichen Konstruktion geführt, wenn sich während des Probestaus gezeigt hätte, daß die Schluffe im Speicher nicht wie erwartet am Druckabbau im Grundwasser beteiligt sind.

Die Entspannungsbrunnen boten trotz der mit ihnen verbundenen erhöhten Sickerwassermenge den beträchtlichen Vorteil, daß ihre Zahl durch zusätzliche Brunnen den Verhältnissen in der Natur ohne Schwierigkeiten hätte angepaßt werden können, wenn dies nach den Meßergebnissen zur Erhaltung der Erosionssicherheit des Dammes notwendig geworden wäre. Gleichzeitig bestand mit den Entspannungsbrunnen die Möglichkeit, das Druckgefälle im Grundwasser quer zum Tal, also von den Sanden und Kiesen in die durchlässigeren Hangschuttmassen, mit der Überlaufhöhe der Brunnen zu steuern. Um eine innere Erosion an der Grenzfläche zwischen den Sanden und Kiesen in Talmitte und dem Hangschutt an den Talrändern zu vermeiden, wurde ein Quergefälle angestrebt, das möglichst in der Größenordnung desjenigen lag, das vor Schüttung des Dammes im Taluntergrund gemessen worden ist.

Die vorangegangenen Überlegungen verdeutlichen die Notwendigkeit, bereits im Planungsstadium zu überprüfen, welche Auswirkungen Fehleinschätzungen über den Aufbau des Untergrundes nach sich ziehen können und wie diesen am wirkungsvollsten begegnet werden kann. Sie helfen mit, den Aufbau des Dammes und die konstruktiven Sicherungselemente festzulegen, wobei solche Sicherungselemente bevorzugt werden sollten, die ohne besonderen Aufwand erweitert und den Verhältnissen in der Natur angepaßt werden können.

Die Kontrolle der dem Entwurf zugrunde liegenden Strömungsverhältnisse erfolgte mit Hilfe von mehreren Piezometerreihen, deren Lage in Bild 1 angegeben ist. Ihr Ausbau ist in Bild 5 schematisch dargestellt. Die Entspannungsbrunnen dienten vor dem Überlaufen ebenfalls als Piezometer, nach dem Überlaufen des Wassers wurde die Wassermenge aus jedem Entspannungsbrunnen gemessen.

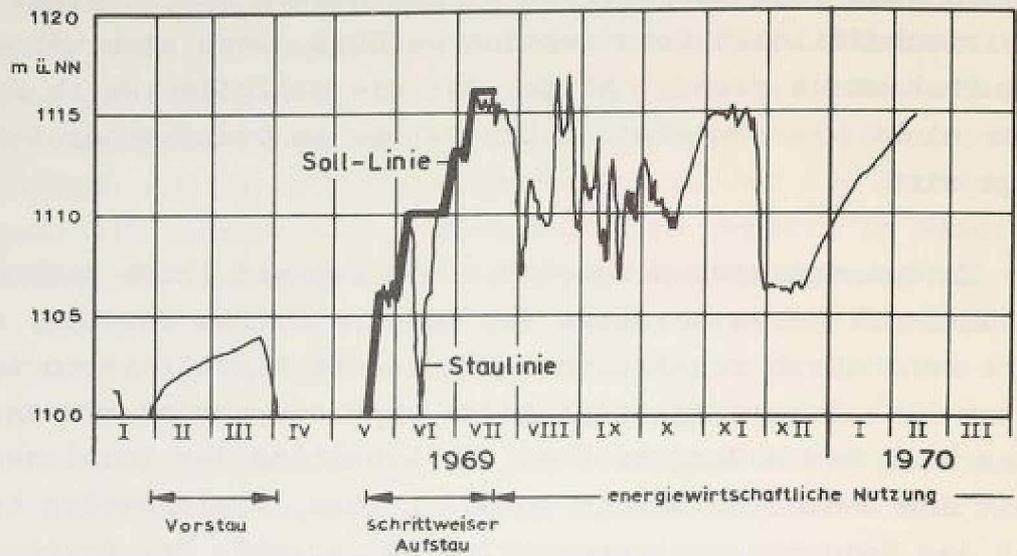


Bild 6: Staulinie und Stauprogramm

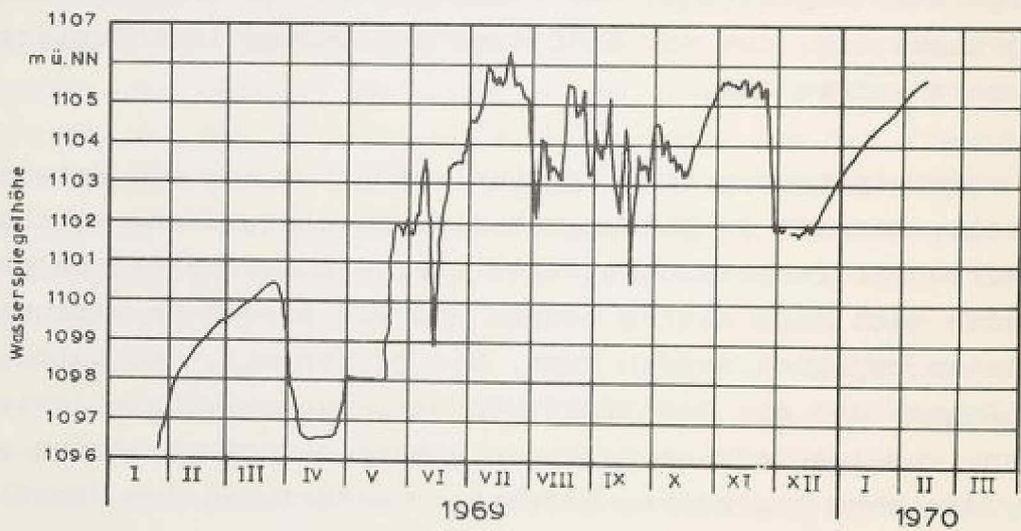


Bild 7: Druckhöhenverlauf in einem Piezometer der Reihe a

Der Aufstau erfolgte nach einem im voraus festgelegten Stauprogramm. Nach einem Vorstau bis zur Kote 1104 m über NN und einer anschließenden etwa 1 1/2-monatigen Staupause, während der der Speicher leer stand und die ersten Meßergebnisse ohne Zeitdruck ausgewertet werden konnten, begann der eigentliche Aufstau. Er erfolgte schrittweise nach dem in Bild 6 skizzierten Programm, wobei der Zeitraum, in dem der Wasserspiegel im Speicher jeweils konstant gehalten werden mußte, mindestens eine Woche betrug und auch hätte verlängert werden können, wenn dies die Auswertung der Meßergebnisse erfordert hätte. Die Staulinie in Bild 6 verdeutlicht, daß der schrittweise Aufstau programmgemäß verlief. Die kurzzeitige Entleerung des Speichers war für Ausbauarbeiten an der Entlastungseinrichtung notwendig.

Wie zu erwarten war, zeigten sämtliche in den Piezometern gemessenen Druckhöhen eine deutliche Abhängigkeit von der Stauhöhe. Ein Vergleich der Bilder 6 und 7 läßt dies deutlich erkennen. Trägt man von je einem etwa in Talmitte liegenden Piezometer einer jeden Piezometerreihe die gemessene Druckhöhe über die Stauhöhe auf, so ergibt sich das in Bild 8 dargestellte Diagramm. Analog hierzu erhält man für einen Entspannungsbrunnen Bild 9. Die Bilder lassen erkennen, daß während des Vorstaus bis zur Kote 1104 m über NN das Wasser in den Piezometern mit dem Aufstau im Speicher sehr schnell anstieg. Die Meßwerte geben im Bereich der Piezometerreihe a, also unmittelbar hinter der Dichtungswand, eine Druckhöhe von etwa 90 % und in der Entspannungsbrunnenreihe eine Druckhöhe von etwa 84 % des Aufstaus an. Die Druckhöhe im Grundwasser nahm damit zwar mit zunehmender Entfernung von der Dammachse ab, lag aber selbst am luftseitigen Fuß der Druckbank (Piezometerreihe b) mit 70 % noch weit über den nach Bild 5 zu erwartenden Werten.

Die Meßwerte warfen die Frage auf, worin die Ursache für den überraschend großen Druckanstieg im Grundwasser zu suchen sei und ob infolge einer fehlerhaften Arbeitshypothese über den

Untergrundaufbau die Entwurfsgrundlagen für den Damm einer Korrektur bedürfen.

Die während der Staupause durchgeführten Untersuchungen ließen erkennen, daß kein Anlaß zu Befürchtungen gegeben war. Während des Vorstaus hatte der Grundwasserspiegel luftseits der Dammachse die im Mittel 1100 m über NN liegende Geländeoberfläche noch nicht bzw. nur an einzelnen Stellen erreicht. Aus dem Flächenfilter und den Entspannungsbrunnen trat noch kein Wasser aus. Das den Damm unterströmende Sickerwasser konnte also auf der Luftseite des Dammes noch im Grundwasserträger abgeführt werden. Der in den Piezometern gemessene große Druckanstieg war auf die Auffüllung des über dem ursprünglichen Ruhewasserspiegel gelegenen Untergrundes zurückzuführen. Bei völlig horizontalem Gelände und ruhendem Grundwasser in der Talauffüllung hätte in allen Piezometern nach der Darstellung in Bild 8 ein Druckanstieg in der vollen Höhe des Aufstaus beobachtet werden müssen. Die gemessenen Werte blieben darunter, weil sich während des Aufstaus in Tallängsrichtung ein Gefälle im Grundwasser ausbilden konnte. Erst nach der Beendigung des Auffüllvorganges, d.h. nachdem die Sickerwassermenge im Untergrund allein nicht mehr abgeführt werden konnte und der Grundwasserspiegel die luftseitige Geländeoberfläche erreicht hatte, war mit einem kleineren Druckanstieg in den Piezometern zu rechnen; dies auch, wenn keine Entspannungsbrunnen vorhanden wären.

Nach diesen Überlegungen täuschten die während des Vorstaus erhaltenen Meßergebnisse, übertragen auf den weiteren Aufstau, einen zu hohen Druckanstieg im Grundwasser vor. Die Richtigkeit dieser Annahme wurde durch die Messungen während des nachfolgenden Probestaus bestätigt. Wie aus Bild 8 ersichtlich ist, weisen die Verbindungslinien der Meßpunkte (Piezometer der Reihen a und b) bei der Stauhöhe einen ausgeprägten Knick auf, bei der das Grundwasser auch im Bereich des luftseitigen Druckbankfußes bis in Geländehöhe angestiegen war. Gleichzeitig begannen die Entspannungsbrunnen überzulaufen, deren Überlaufschwelle in Geländehöhe lag (vgl. Bild 9). Die

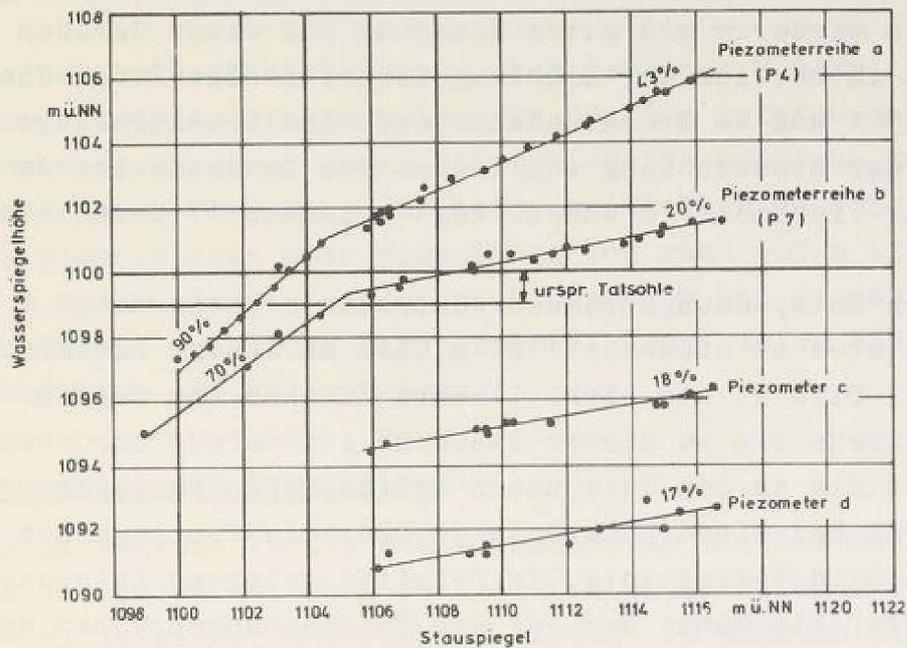


Bild 8: Zunahme des Wasserdrucks in den Kiessanden mit dem Aufstau

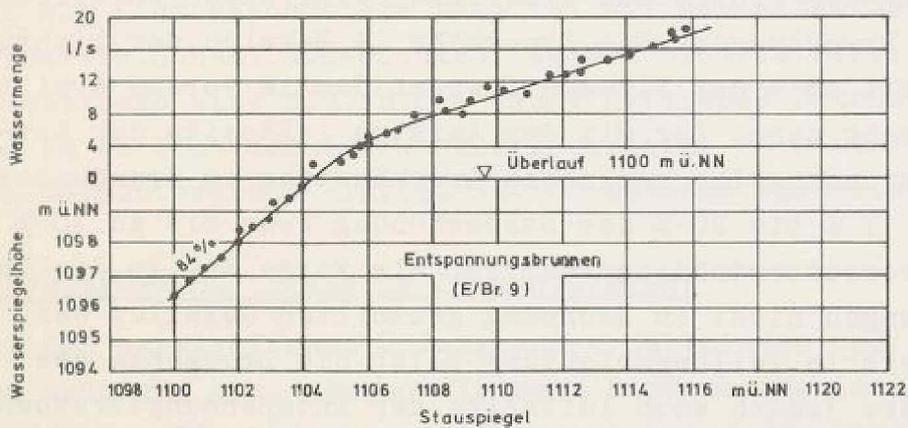


Bild 9: Zunahme des Wasserdrucks und der Überlaufwassermenge aus einem Entspannungsbrunnen in Abhängigkeit vom Aufstau

Wasserstände in den Piezometern liegen von der genannten Staukote an wiederum mit guter Näherung auf einer Geraden und lassen im Bereich der Dichtungswand auf eine Druckhöhe von etwa 43 % und am Druckbankende auf eine Druckhöhe von rund 20 % der Stauerhöhung schließen. Der Druckanstieg im Bereich der Piezometer d und c liegt zwischen 17 % und 18 %.

Die aus den Entspannungsbrunnen austretende Wassermenge nimmt erst etwa ab Stauhöhe 1106 m über NN linear mit dem Aufstau zu, Bild 9. Die nicht lineare Zunahme vom Beginn des Überlaufens bis zu dieser Stauhöhe ist darauf zurückzuführen, daß die an den Talrändern befindlichen Entspannungsbrunnen erst bei einem höheren Stau überzulaufen begannen als der im Bild betrachtete, in Talmitte gelegene Entspannungsbrunnen. Die Summe der aus den Entspannungsbrunnen austretenden Wassermenge liegt bei der bisher erreichten Stauhöhe von 1116 m über NN bei etwa 120 l/s und wird beim Erreichen des Höchststaus von 1120 m über NN um weitere 40 l/s auf rund 160 l/s ansteigen. Die Wasserverluste im Taluntergrund werden, nach dem in Tallängsrichtung gemessenen Spiegelgefälle zu urteilen, bei Vollstau etwa 10 l/s betragen.

Die während des Probestaus erhaltenen Ergebnisse entsprechen somit den Erwartungen. Die Druckhöhe im Bereich der Dichtungswand kam mit 43 % der Niveaudifferenz dem im voraus ermittelten Wert sehr nahe. Der mit dem Aufstau luftseits der Entspannungsbrunnenreihe gemessene Druckanstieg im Grundwasser liegt mit 17 % bis 20 % der Stauerhöhung zwar bis zu 10 % über den vorausberechneten Werten, als Folge des in den Voruntersuchungen nicht in Rechnung gestellten Gefälles des Grundwassers in Tallängsrichtung blieb die Druckhöhe des Grundwassers jedoch auch luftseits der Entspannungsbrunnen unter den vorausberechneten Werten. Die Sickerwasserverluste bei Vollstau liegen mit etwa 170 l/s weit unter der vom Bauherrn genannten Grenze.

Den Meßergebnissen zufolge bestand somit kein Anlaß, zusätzliche Sicherungsmaßnahmen zu treffen. Der Speicher konnte nach dem schrittweisen Einstau für die energiewirtschaftliche Nutzung freigegeben werden.

## ERDDAMM FEISTRITZ IN KÄRNTEN

Wie aus Bild 10 ersichtlich, hat der etwa 2,5 km lange Erddamm Feistritz die Aufgabe, den für den Aufstau der Drau vorgesehenen Stauraum gegen die besiedelte südliche Talflanke abzugrenzen. Der Damm schließt unmittelbar an eine Wehranlage an, sichert dann über eine Länge von rund 600 m eine etwa 20 m unter Stauziel gelegene Niederflur und verläuft anschließend auf einer Flußterrasse, wobei seine Höhe von 15 m allmählich auf Null abnimmt.

### Untergrund und Dammaufbau

Der Untergrund in der Hauptdammsstrecke besteht aus Flußkiesen, die in Tiefen zwischen 15 und 42 m unter Gelände von Fein- bis Mittelsanden unterlagert werden. Im Bereich der Terrassenstrecke besteht der Untergrund aus Schwemmkegelmateriale mit ausgeprägter horizontaler Schichtung und einer mittleren horizontalen Durchlässigkeit von  $3 \cdot 10^{-3}$  m/s. Das Schwemmkegelmateriale wird über große Flächen von einem halbdurchlässigen Schluffhorizont überlagert.

Den Querschnitt des homogen aufgebauten Dammes zeigt Bild 11. Der aus Kies geschüttete Damm ist auf der Wasserseite mit einer Asphaltbetonhaut abgedichtet, an die sich im Bereich der Hauptdammsstrecke eine bis in die Sande reichende Betonschlitzwand und im Bereich der Terrassenstrecke eine 10 m bis 5 m tief in den Dammuntergrund einbindende Schmalwand anschließt.

### Strömungsverhältnisse im Dammuntergrund

Bei den angetroffenen Untergrundverhältnissen und der gewählten Gründung kam, ebenso wie beim Erddamm Eberlaste, der zutreffenden Einschätzung der Unterströmung des Dammes eine besondere Bedeutung zu. Hierbei waren insbesondere auch die Wasserverluste unter dem Damm von Interesse.

Vor Beginn des Aufstaus bildete die Drau den natürlichen Vorfluter für den von den Talflanken anfallenden Grundwasserstrom.

Mit dem Aufstau des Flusses ging diese Vorflut verloren. Das von der südlichen Talflanke strömende Grundwasser wurde in die Längsrichtung des Tales umgelenkt und floß nun parallel zum Damm, seinem neuen Vorfluter, dem Unterwasser des Wehres zu. Dieser neu entstandene Grundwasserstrom wurde zusätzlich mit dem unter dem Damm hindurchsickernden und mit dem oberhalb des Dammes aus der Drau in den Grundwasserleiter eintretenden Wasser angereichert. Da sich hier -- im Gegensatz zum Erddamm Eberlaste -- die Sickerwassermenge im luftseits des Dammes gelegenen Grundwasserträger über die gesamte Dammlänge aufsummierte, mußten große Wasserverluste zu einem starken Grundwasseranstieg im besiedelten Talgrund führen. Ein starker Grundwasseranstieg konnte aber in Bereichen mit geringem Tal-längsgefälle, besonders im Bereich der Terrassenstrecke, eine Überflutung der Felder und Keller verursachen.

Die mathematische oder versuchstechnische Vorgehensweise konnte im vorliegenden Fall zu keiner eindeutigen Lösung des äußerst komplexen Strömungsproblems führen, da die Rechenannahmen hier mit besonders großen Unsicherheiten verbunden waren. So war beispielsweise der Grundwasserzustrom von der südlichen Talflanke weitgehend unbekannt und nach den gemessenen Wasserspiegelbewegungen örtlich und jahreszeitlich sehr verschieden. Unter ungünstigen Annahmen war eine Vernässung des luftseitigen Talgrundes jedoch nicht auszuschließen. Man entschloß sich deshalb, in einem sorgfältig ausgearbeiteten Meßprogramm die Änderungen des Grundwasserspiegels im luftseitigen Taluntergrund während eines Probestaus zu untersuchen. Hierzu wurden annähernd 50 Piezometer installiert und mehrere Meßstellen zur ständigen Kontrolle der in den Bachläufen und im Entwässerungsgraben am luftseitigen Dammfuß anfallenden Wassermengen eingerichtet. Gleichzeitig wurde überprüft, mit welchen Sicherungsmaßnahmen der Gefahr einer Vernässung begegnet werden konnte. Hierzu schienen drei Maßnahmen geeignet zu sein.

Von anderen Stauhaltungen der Drau war bekannt, daß mit dem Aufstau des Drauwassers eine rasche Schwebstoffablagerung im Stauraum einsetzt. In vergleichbaren Stauräumen betrug diese

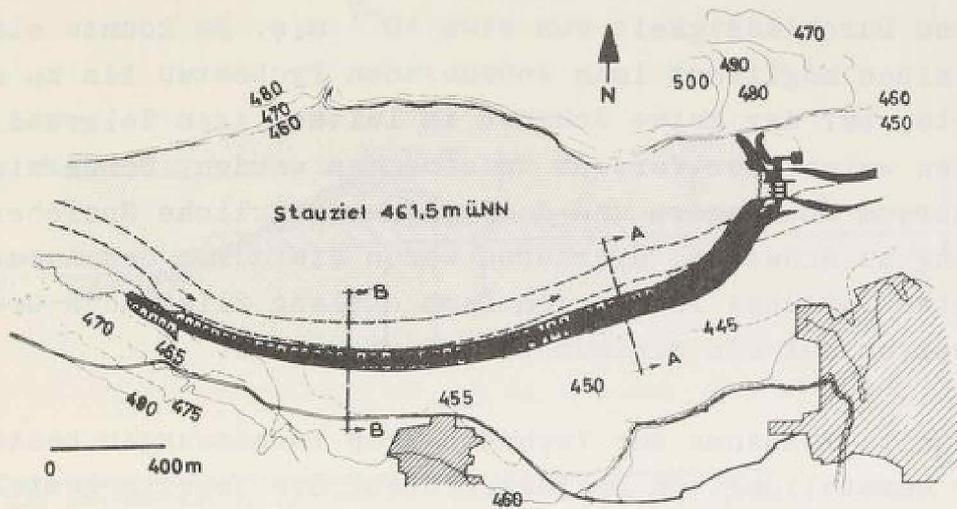


Bild 10: Erddamm Feistritz, Lageplan

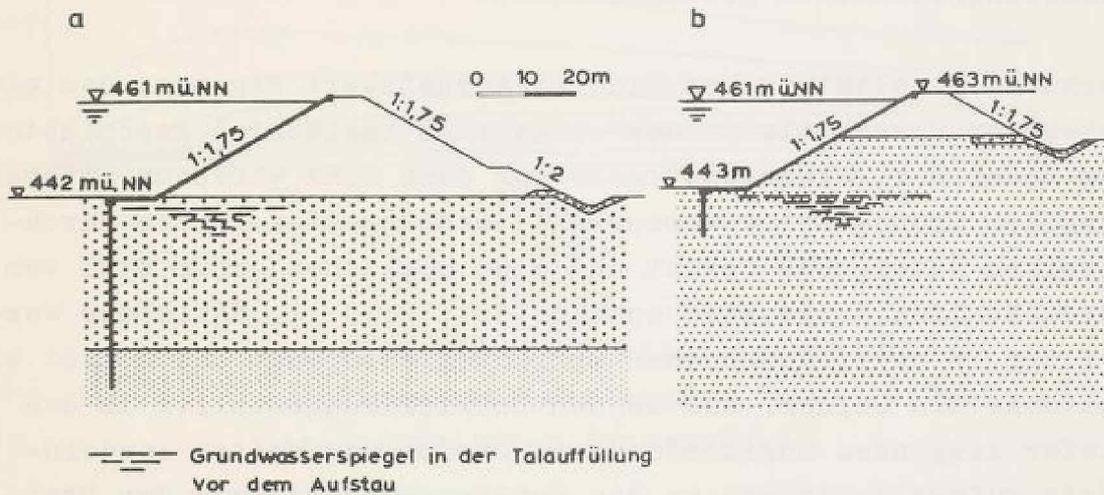


Bild 11: Regelquerschnitt des Dammes

- a) in der Hauptdammsstrecke (Schnitt A-A)
- b) in der Terrassenstrecke (Schnitt B-B)

bis zu 1 m im ersten Betriebsjahr. Die Schwebstoffablagerung hat eine Durchlässigkeit von etwa  $10^{-7}$  m/s. Es konnte also durch einen möglichst lang andauernden Probestau bis zu einer Staukote, bei der keine Schäden im luftseitigen Talgrund zu erwarten waren, der Versuch unternommen werden, Schwebstoffe im Stauraum abzulagern und damit eine natürliche Speicherdichtung zu schaffen. Hierdurch wären die durch den Aufstau bedingten Zuflüsse in den dem Damm entlang fließenden Grundwasserstrom auf ein Minimum reduziert worden.

Eine zweite Maßnahme zur Verhütung von Vernässungen bestand in der Herstellung von Drainagegräben, die jeweils gezielt in den Bereichen hätten angelegt werden müssen, in denen ein gefährlicher Grundwasseranstieg zu beobachten war.

Die technisch wirkungsvollste, wirtschaftlich jedoch aufwendigste Maßnahme konnte in der Schaffung eines dem luftseitigen Dammfuß entlang verlaufenden Vorfluters in Form eines Entwässerungsschlitzes gesehen werden.

Versuche am elektrischen Widerstandsnetzwerk ergaben, daß ein Entwässerungsschlitz in dem ausgeprägt horizontal geschichteten Boden der Terrassenstrecke nur dann eine wirksame Entspannung des Grundwassers verspricht, wenn er tief in den durchlässigen Untergrund reicht und eine möglichst große Zahl von durchlässigen Horizonten anschneidet, Bild 12. Falls das Wasser nur in oberflächennahen Schichten entspannt und gefaßt wird, bestünde die Gefahr, daß es den Entwässerungsschlitz in den tiefer liegenden Horizonten unterströmt und weiter landeinwärts zutage tritt und so die Entwässerungswirkung der Drainage nur gering sein würde.

Infolge der erforderlichen großen Einbindetiefe der Drainage kam anstelle des in seiner Herstellung äußerst aufwendigen Entwässerungsschlitzes nur eine Reihe großkalibriger Brunnen am luftseitigen Dammfuß in Betracht, wobei für diese eine geeignete Vorflut hätte geschaffen werden müssen. Während der gegenseitige Abstand der Brunnen und das Maß der Absenkung

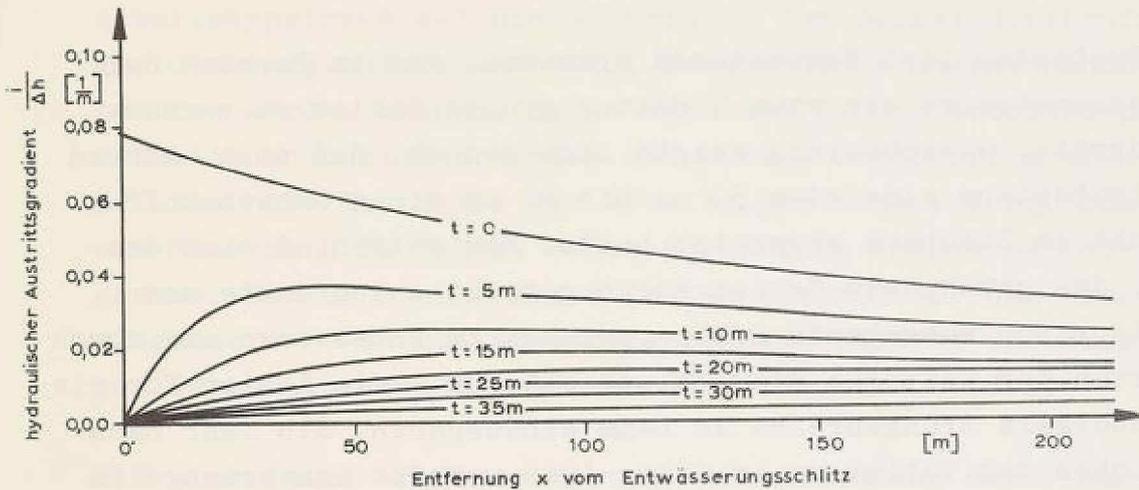
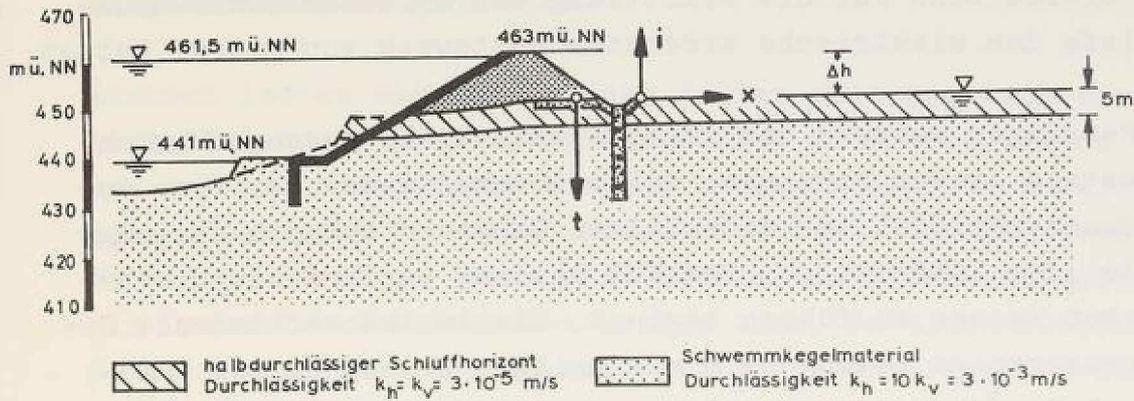


Bild 12: Einfluß der Tiefe eines Entwässerungsschlitzes auf die Austrittsgradienten im luftseitigen Dammvorfeld

des Brunnenwasserspiegels unter die Geländeoberfläche anhand von Probebrunnen, die später in die Gesamtanlage hätten einbezogen werden können, in der Natur hätte ermittelt werden müssen, erwies sich für die Ermittlung der erforderlichen Brunnentiefe das elektrische Widerstandsnetzwerk von großem Nutzen.

Die Messungen während des im letzten Baujahr durchgeführten Probestaus ließen erkennen, daß mit dem Aufstau der Drau der Grundwasserspiegel im luftseitigen Talgrund schnell ansteigt und der dem luftseitigen Dammfuß entlang verlaufende Drainagegraben Wasser zu führen beginnt. Die in ihm abfließende Gesamtwassermenge betrug beim erstmaligen Erreichen des Stauziels  $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$  und lag damit unter dem errechneten Grenzwert.

Der Probestau ließ desweiteren erkennen, daß im Bereich der Terrassenstrecke ein etwa 7 Hektar großes Gebiet zu vernässen drohte. Gleichzeitig zeigte sich jedoch, daß sich während des Probestaus eine etwa 50 cm bis 60 cm dicke Schwebstoffschicht im Stauraum abgesetzt hatte. Man entschloß sich deshalb, das gefährdete Gebiet durch gezielt angeordnete und provisorisch ausgebaute Drainagegräben zu entwässern und durch Abwarten der weiteren Entwicklung eventuell die Kosten für die aufwendigere Brunnenreihe am Damm einzusparen. Ein Jahr nach Erreichen des Vollstaus im Jahre 1968 war die Wassermenge im Drainagegraben - wiederum bei Vollstau gemessen - bereits auf  $1,8 \text{ m}^3/\text{s}$  zurückgegangen. Die seither vorliegenden Meßergebnisse lassen auf einen weiteren Rückgang der Wasserverluste und auf ein allmähliches Absinken des Wasserspiegels im luftseitigen Taluntergrund schließen und deuten darauf hin, daß durch die fortschreitende Selbstdichtung des Stauraumes weitere Sicherungsmaßnahmen nicht erforderlich sein werden.

#### SCHLUSSFOLGERUNG UND ZUSAMMENFASSUNG

Die beiden Beispiele sollten veranschaulichen, daß die Planung von Erdstaudämmen mitunter Probleme aufwerfen kann, die einerseits die Sicherheit und Wirtschaftlichkeit der Konstruktion

entscheidend beeinflussen, andererseits aber einer sicheren mathematischen oder versuchstechnischen Vorausberechnung nicht zugänglich sind, weil hierzu die Unsicherheiten in den Berechnungsannahmen zu groß sind.

Dennoch ist es auch in solchen Fällen möglich, nach sorgfältiger Erkundung des Untergrundes eine Arbeitshypothese über den Aufbau und die Beschaffenheit des Untergrundes aufzustellen und auf der Grundlage dieser Hypothese die anstehenden Probleme soweit zu lösen, daß mit den erhaltenen Ergebnissen ein Dammentwurf erarbeitet werden kann. In einem zweiten Schritt wird dann der Dammentwurf insofern wieder in Frage gestellt, als die Auswirkung von möglichen Fehlern in der Arbeitshypothese auf die Sicherheit des Dammes überprüft und gleichzeitig untersucht wird, welche Sicherungsmaßnahmen getroffen werden können, falls sich die in der Arbeitshypothese enthaltenen Annahmen später als korrekturbedürftig erweisen sollten. Die Kontrolle der Arbeitshypothese erfolgt anhand von Messungen im Rahmen eines sorgfältig ausgearbeiteten Programms. Dieses stellt einen festen Bestandteil des Baugeschehens dar. Es muß im voraus geplant und vor der endgültigen Inbetriebnahme des Dammes abgeschlossen werden.

Die einleitend erwähnte Kritik, die Anwendung neuer und weiterentwickelter Berechnungsverfahren sei für die angewandte Bodenmechanik nur von zweifelhaftem Nutzen, da der mit diesen Verfahren erzielbaren höheren Genauigkeit immer beträchtliche Fehler infolge der Unsicherheiten in den Berechnungsannahmen entgegenstünden, hat sich bei Anwendung der "observational method" als nicht gerechtfertigt erwiesen. Nach den gewonnenen Erfahrungen bietet gerade die "observational method" die Möglichkeit, spezielle und hochentwickelte Berechnungsverfahren trotz der nicht auszuschließenden Unsicherheiten in den Berechnungsannahmen wirkungsvoll einzusetzen und sich dadurch einen besseren Einblick in spezielle Probleme zu verschaffen.

Die Anwendung der "observational method" bedingt, in gewissem Umfang von dem bisher im Bauwesen üblichen Grundsatz abzugehen, nach dem mit den Bauarbeiten erst dann begonnen werden sollte,

wenn bis ins Detail ausgefeilte Ausführungspläne vorliegen. Wie die geschilderten Beispiele beweisen, muß das Abgehen von diesem Grundsatz nicht zwangsläufig zu Verzögerungen im Bauablauf und zusätzlichen Kosten führen. Unter Umständen kann dies der einzig mögliche Weg sein, um auch bei schwierigen und unüberschaubaren Untergrundverhältnissen zu einem Dammentwurf zu gelangen, der sowohl sicher als auch wirtschaftlich ist. Voraussetzung für diese Projektbearbeitung ist allerdings, daß der Entwurf ergänzungsfähig ist und den Gegebenheiten zu jeder Zeit angepaßt werden kann. Dem Meßprogramm kommt hierbei eine maßgebliche Bedeutung zu; seine Aufgabe ist es, den Untergrund und den Entwurf zu testen, die Arbeitshypothese zu überprüfen und Hinweise für etwaig notwendige konstruktive Korrekturen und Ergänzungen zu liefern. Mit dem Probestau bildet es einen wesentlichen Teil der Projektbearbeitung. Es sollte daher wohl durchdacht und auf die jeweiligen Verhältnisse gut abgestimmt sein und mit allen Beteiligten rechtzeitig festgelegt werden.

Literatur:

- 1 PECK, R.B.: Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. Géotechnique 19, 1969, S. 171/187
- 2 LI, C.Y.: A voice of dissent: Earth dams - design as you build. Civil Engineering - ASCE 37, 1967, S. 70/71
- 3 GÜNTHER, K.: Zur Frage der Erosionssicherheit unterströmter Erdstaudämme. Mitt. der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau, T.H. Darmstadt, 1970, H. 5
- 4 LANE, E.W.: Security from under-seepage masonry dams on earth foundations. Proc. ASCE. Transactions Nr. 100, 1935, S. 1235/1272
- 5 TSCHUGAJEW, R.R.: Über die Berechnung der Filtrationsfestigkeit des Baugrundes unter Dämmen (in russ. Sprache). Hidrotechniceskoe stroitel'stvo 35, 1965, H. 2, S. 34/37
- 6 BRETH, H. und GÜNTHER, K.: Die Anwendung von Entspannungsbrunnen zur Verhütung von Erosionsschäden beim Erddamm Eberlaste. Der Bauingenieur 42, 1967, S. 273/278

*[The page contains extremely faint, illegible text, likely bleed-through from the reverse side of the document. The text is too light to transcribe accurately.]*

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau  
der Technischen Hochschule Darmstadt

Herausgegeben von o. Prof. Dr.-Ing. H. Breth

- Nr. 1 Beitrag zur Berechnung von Gründungsbalken und einseitig ausgesteiften  
Gründungsplatten unter Einbeziehung der Steifigkeit von rahmenartigen  
Hochbauten  
Dr.-Ing. H. Sommer, Februar 1965
- Nr. 2 Aktuelle Probleme im Staudambau  
Veröffentlichungen in den Jahren 1966 und 1967
- Nr. 3 Über den Einfluß eines dünnwandigen, im Boden verlegten Rohres auf  
das Tragverhalten des Bodens  
Dr.-Ing. K. H. Schwinn, Januar 1968
- Nr. 4 Das Tragverhalten des Frankfurter Tons bei im Tiefbau auftretenden Be-  
anspruchungen  
Prof. Dr.-Ing. H. Breth, Dipl.-Ing. E. Schultz, Dipl.-Ing. D. Stroh, April 1970
- Nr. 5 Zur Frage der Erosionssicherheit unterströmter Erdstaudämme  
Dr.-Ing. K. Günther, Juni 1970
- Nr. 6 Ermittlung der rheologischen Zustandsgleichung eines Lehmes mit Hilfe  
einer neuentwickelten Versuchsapparatur  
Dr.-Ing. D. Fedder, Dezember 1970
- Nr. 7 Beiträge in den Jahren 1968 - 1970

44131