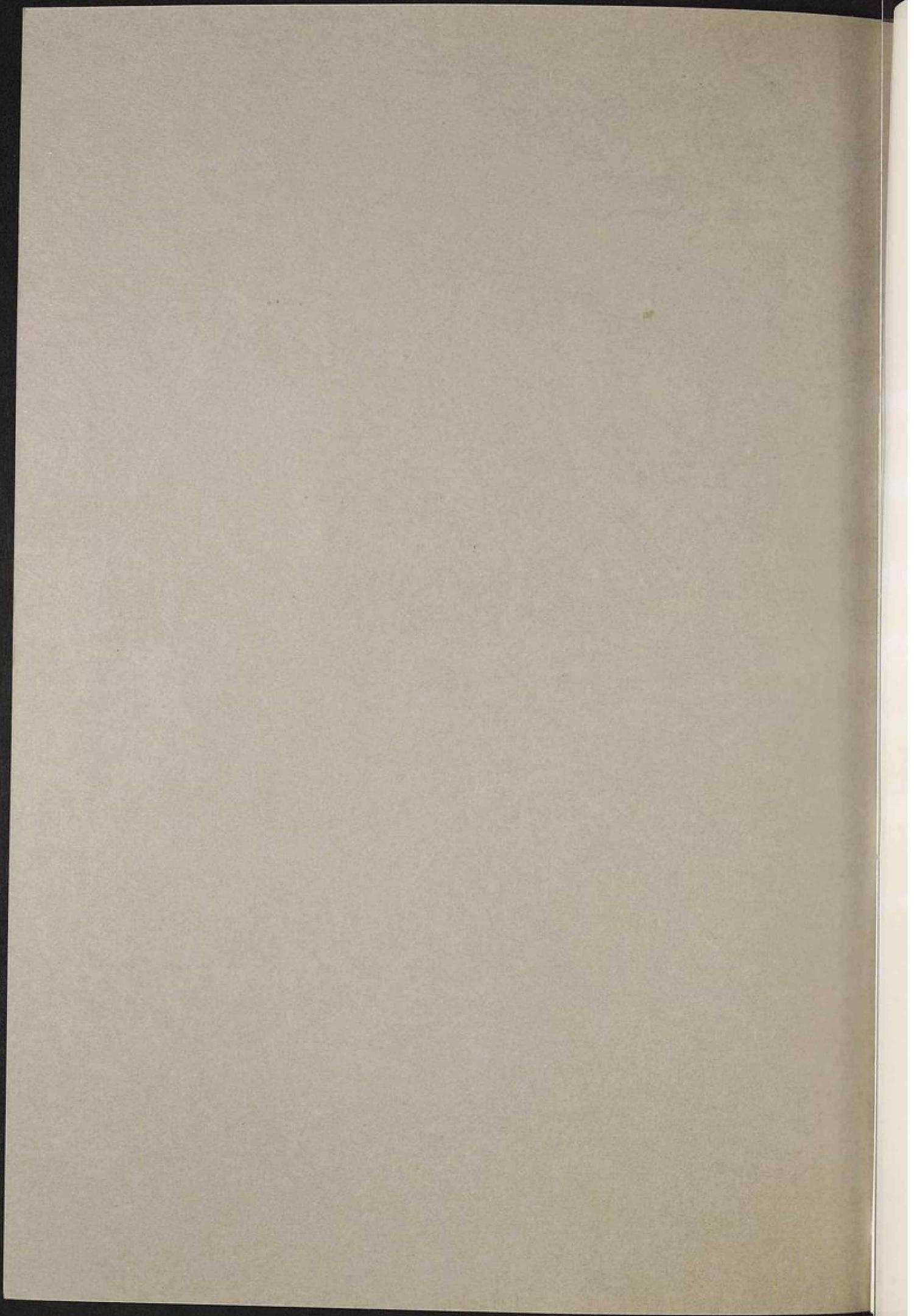


**BEITRÄGE ZU STAUDAMMBAU
UND BODENMECHANIK**

**Festschrift zum 70. Geburtstag
von o. Prof. em. Dr.-Ing. Herbert Breth**

**Zusammengestellt von
Ulvi Arslan
Heinz Schwab**

**DARMSTADT 1983
ERSCHIENEN IM EIGENVERLAG DER MITARBEITER**



STUDIES IN STALINISM
AND MODERNISM

Edited by
[Faint text]

[Faint text]

[Faint text]

[Faint text]

**BEITRÄGE ZU STAUDAMMBAU
UND BODENMECHANIK**

**Festschrift zum 70. Geburtstag
von o. Prof. em. Dr.-Ing. Herbert Breth**

**Zusammengestellt von
Ulvi Arslan
Heinz Schwab**

**DARMSTADT 1983
ERSCHIENEN IM EIGENVERLAG DER MITARBEITER**

BEITRÄGE ZU STAUBAUFBAU
UND BODENMECHANIK

Herausgegeben von H. J. Göttinger
und W. F. Meyer, im Auftrag der Deutschen
Baugewerkschaft

Verlagsgesellschaft
H. J. Göttinger
H. J. Göttinger

Verlagsgesellschaft
H. J. Göttinger

VORWORT

Nach 22 jähriger Tätigkeit als Hochschullehrer an der Technischen Hochschule Darmstadt wurde o. Prof. Dr.-Ing. H. Breth am 29.06.1980 emeritiert. Einige seiner ehemaligen Mitarbeiter nehmen den 70. Geburtstag von Professor Breth zum Anlaß, in einem Sammelband zu zeigen, wie sich sein Einfluß in ihrer Arbeit widerspiegelt, und wie die Arbeit an dem von ihm gegründeten Institut für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt weitergeht. Vierzehn der folgenden Beiträge stammen von Schülern von Herbert Breth und zwei Beiträge von seinen Nachfolgern im Lehramt. Wie sehr sich das schwerpunktmäßige Interesse des Meisters auf seine Schüler auswirkt, kann daran ersehen werden, daß acht der vierzehn Beiträge seiner Schüler sich mit dem Dammbau befassen, einem Arbeitsgebiet, auf dem Herbert Breth auch heute noch sehr aktiv ist.

Die Bedeutung des Ingenieurs Herbert Breth ist an seinem 65. Geburtstag von berufenem Munde gewürdigt worden (siehe die Festschrift "Beiträge zu Staudammbau und Bodenmechanik", Darmstadt 1978). An seinem 70. Geburtstag denken seine ehemaligen Mitarbeiter und Schüler daran, was Herbert Breth als Mensch für sie bedeutet hat und noch bedeutet. Deshalb soll diese Festschrift vor allem ihren Dank für viele Jahre gemeinsamen Weges zum Ausdruck bringen.

Für die Zukunft möchten die Herausgeber die Hoffnung äußern, daß der Professor emeritus seine weitere Zugehörigkeit zum Lehrkörper der Technischen Hochschule Darmstadt auch dazu nutzt, weiterhin am Leben des von ihm gegründeten Instituts teilzunehmen und noch vielen Studenten und neuen Mitarbeitern aus seinem Erfahrungsschatz auf den Gebieten des Staudammbau und der Bodenmechanik zu berichten.

Das Erscheinen dieser Festschrift wurde erst ermöglicht durch das Zusammenwirken vieler hilfreicher Hände, ihnen und vor allem Frau Welt, die alle Arbeiten koordinierte, sei herzlich gedankt.

Darmstadt, 1983

U. Arslan
H. Schwab

TABLE

The following table shows the results of the various experiments conducted during the course of the investigation. The first column gives the number of the experiment, the second column the date, the third column the number of trials, the fourth column the number of correct responses, and the fifth column the percentage of correct responses.

The results of the experiments show that the percentage of correct responses increases with the number of trials. This is to be expected, as the subject becomes more familiar with the task as the number of trials increases.

The results also show that the percentage of correct responses is higher when the subject is given a warning before the trial than when no warning is given. This is probably due to the fact that the subject is able to prepare himself for the trial when a warning is given.

The results of the experiments are summarized in the following table:

TABLE I
RESULTS OF THE VARIOUS EXPERIMENTS

I N H A L T

Seite

BEITRÄGE ZUM STAUDAMMBAU

ARSLAN, U.; KATZENBACH, R. Beanspruchung einer schlanken Kerndichtung in einem hohen Steinschüttdamm infolge Dammschüttung und erstem Einstau	1 - 14
BAUSERT, G. Der Einfluß von Haufwerks- und Materialeigenschaften auf die Setzung von Steinschüttungen	15 - 21
SCHADE, H. W. Der Einfluß von Wasser auf das Setzungsverhalten von Steinschüttungen	23 - 30
SCHMITT, G. P. Umströmung und Anströmung von Staudämmen im seitlichen Auflager	31 - 45
SCHWAB, H. H. Asphaltbeton für die Innendichtung von Staudämmen - Ein Beitrag zur Frage nach den zeitabhängigen Verformungen	47 - 55
SCHWINN, K. H. Erfahrungen bei der Planung und beim Bau von Staudämmen in Nigeria	57 - 75
STROBL, Th. Erosionssicherheit von Dichtungswänden	77 - 85
WEINHOLD, R. Verformungs- und Erddruckmessungen an der PRIMTALSPERRE NONNWEILER, einem 60 m hohen Damm mit Oberflächendichtung	87 - 98

BEITRÄGE ZUR BODENMECHANIK

BACK, K./SEYDEL, E.; CHAMBOSSE, G. Horizontale Belastungsversuche an Beton-Rüttelsäulen	99 - 104
CHAMBOSSE, G. Liquefaction Problems in the Fraser Delta and protection of a LNG Tank	105 - 112
LANGENEGGER, N. Porenwasserdruckmessungen "in situ" während der Schüttung eines Autobahndammes auf wenig tragfähigem Untergrund	113 - 126

PISE, P. J. Lateral Response of Piles in a Layered Soil System	127 - 137
THEODOSSIADIS, D. Unterfangung eines sechsstöckigen Apartmenthauses in Thessaloniki - Griechenland - Neigungs- und Setzungsberechnungen	139 - 150
WOLFF, R. Die Baugrube für den Neubau des Erweiterungsgebäudes Zahnärz- tehaus Münster	151 - 157
DIETRICH, Th. Kleinmaßstäbliche Versuche mit biegsamen Pfählen im Sand, be- ansprucht durch schwellende Neigung	159 - 173
FRANKE, E. Der Stellenwert von Theorie und Empirie im Grundbau	175 - 202
Veröffentlichungen im Zusammenhang mit dem am Institut für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt durchgeführten Untersuchungen	203 - 212
Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau, TH Darmstadt	213 - 214

BEANSPRUCHUNG EINER SCHLANKEN KERNDICHTUNG IN EINEM
HOHEN STEINSCHÜTTDAMM INFOLGE DAMMSCHÜTTUNG
UND ERSTEM EINSTAU

Dr.-Ing. Ulvi Arslan
Inst. für Bodenmechanik und Grundbau
TH DARMSTADT

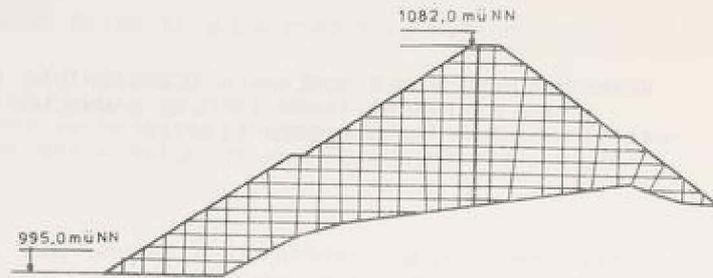
und

Dr.-Ing. Rolf Katzenbach
Ingenieurbüro Prof. Dr.-Ing. H. Breth und Dipl.-Ing. W. Romberg
Beratende Ingenieure - Darmstadt

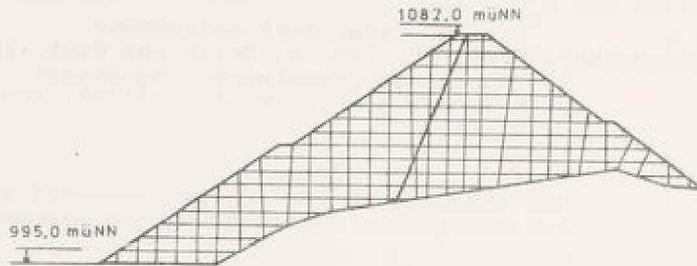
1. EINLEITUNG

Für den in BILD 1 dargestellten, 87,0 m hohen, auf festem Fels gegründeten Steinschüttdamm wird untersucht, welcher Beanspruchung die schlanke Kerndichtung beim Schütten des Dammes und beim anschließenden ersten Einstau ausgesetzt ist. Dies unter anderem im Hinblick auf die Frage, wie die Kerndichtung angeordnet werden sollte und insbesondere, ob sich für eine vertikale Kerndichtung und eine mit 1 : 0,4 zur Luftseite geneigten Kerndichtung unterschiedliche Beanspruchungen ergeben (BILD 1). Beide Varianten kamen bereits zur Ausführung: So wurde die Kerndichtung beispielsweise an den Staudämmen Kleine Kinzig, Dhünn, Bockhartsee und an der Wiehltalsperre zentral und vertikal angeordnet, am Staudamm Finstertal und an den Dämmen des High Island Water Scheme in Hongkong wurden zur Luftseite geneigte Kerndichtungen gebaut (vergl. z.B. SCHÖBER 1978, HERMANN/RIECHTER 1970, LEHNERT/GEISELER 1976, CZAPLA et al. 1979).

Der rechnerischen Untersuchung der hier vorgestellten Fragestellungen liegen triaxiale Druckversuche mit naturfeuchtem und wassergesättigtem Steinschüttmaterial zugrunde. Um die Wirkung des Einstaus auf die Kerndichtung und das Korngerüst des wasserseitigen Stützkörpers zutreffend nachahmen zu können, wurde ein spezieller Berechnungsalgorithmus entwickelt, mit dem insbesondere dem aus Laborversuchen und in-situ Messungen bekannten Effekt der Sättigungssetzungen Rechnung getragen wird. Die Untersuchungen dienen zur Abschätzung der makroskopischen Beanspruchung der Dichtung infolge der Spannungumlagerungen und Zwängungen im Damm. Sie liefern die Eingangsdaten zur labormäßigen Prüfung des Dichtungsmaterials bzw. einzelner Teilkomponenten der Kerndichtung, z.B. der Mastix eines Asphaltbetonkerns oder des Zementsteins in einer Betondichtung.



Fall 1: Vertikaler Kern



Fall 2: Geneigter Kern

BILD 1: Dammquerschnitt - Lage der Kerndichtung:
Fall 1 (vertikal) und Fall 2 (geneigt)

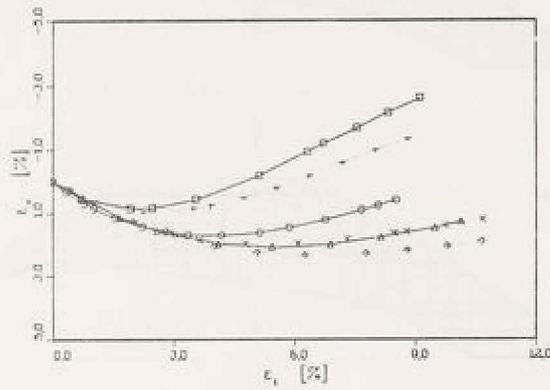
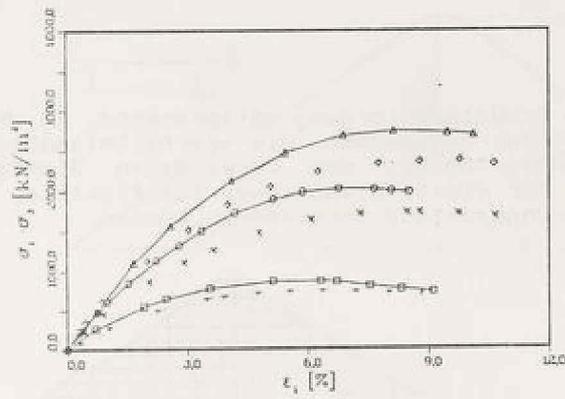
2. DAMMSCHÖTTMATERIAL

Die Kornverteilung des der Untersuchung zugrunde gelegten Gneismaterials und dessen Verformungsverhalten zeigt BILD 2. Im Gebrauchsspannungszustand liegt die Steifigkeit des bei konstanten Seitendrücken von $\sigma_3 = 0,1; 0,3$ und $0,5 \text{ MN/m}^2$ getesteten, naturfeuchten Gneis bei $E = 29$ bis 63 MN/m^2 . Der Reibungswinkel beträgt 47° . Die Verformbarkeit des wassergesättigten Materials ist im Laborversuch um rd. 26 % größer als die des naturfeuchten Steins; die Festigkeit nimmt auf $\varphi = 43^\circ$ ab.

Zur Berücksichtigung einer eventuellen Scherverschiebung der Schüttung auf der Felsaufstandsfläche wurden die Ergebnisse großmaßstäblicher Scherversuche mit gebrochenem Granodiorit mit 20 cm Größtkorn auf einer Felsoberfläche herangezogen (ROSTEK 1977).

3. BERECHNUNGSABLAUF

Die Berechnung der Dammschüttung und des Einstaus erfolgt nach der Methode der finiten Elemente. Einzelheiten zum verwendeten, für die hier vorgestellte Fragestellung weiterentwickelten Programmsystem finden sich bei CZAPLA et al. (1978).



Versuchsboden		GNEIS					
		$p = 100 (D/D_{max})^{1/2}$					
Kornverteilungskurve							
Versuchsnummer		400	401	403	404	405	406
Kurvensymbol	-	□-□	○-○	△-△	+--+	x-x	◇-◇
Seitendruck σ_3	kN/m^2	100	300	500	100	300	500
Wassergehalt w (Einbau)	-	0,00	0,00	0,00	0,15	0,15	0,15
Sättigungszahl S_r	-	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00
Probenhöhe h	cm	19,94	20,12	20,07	19,95	19,75	19,85
Probendurchmesser d	cm	10,10	10,10	10,10	10,10	10,10	10,10
Trockeneinzelgewicht γ_d	kN/m^3	19,69	19,52	19,57	19,68	19,88	19,78
Porosität n	-	0,30	0,31	0,30	0,30	0,29	0,30

BILD 2: Verformungsverhalten des Schüttmaterials

3.1 DAMMSCHÜTTUNG

Die Dammschüttung wird, dem Schüttungsvorgang entsprechend, in der Berechnung in einer Folge von 72 Lastschritten nachgeahmt. Die verhältnismäßig große Anzahl von Lastschritten ist notwendig, um bei dem verwendeten Stoffgesetz (ARSLAN, 1980) die ständige Änderung der elasto-plastischen Steifigkeiten des Schüttmaterials dem jeweiligen Spannungszustand anpassen zu können.

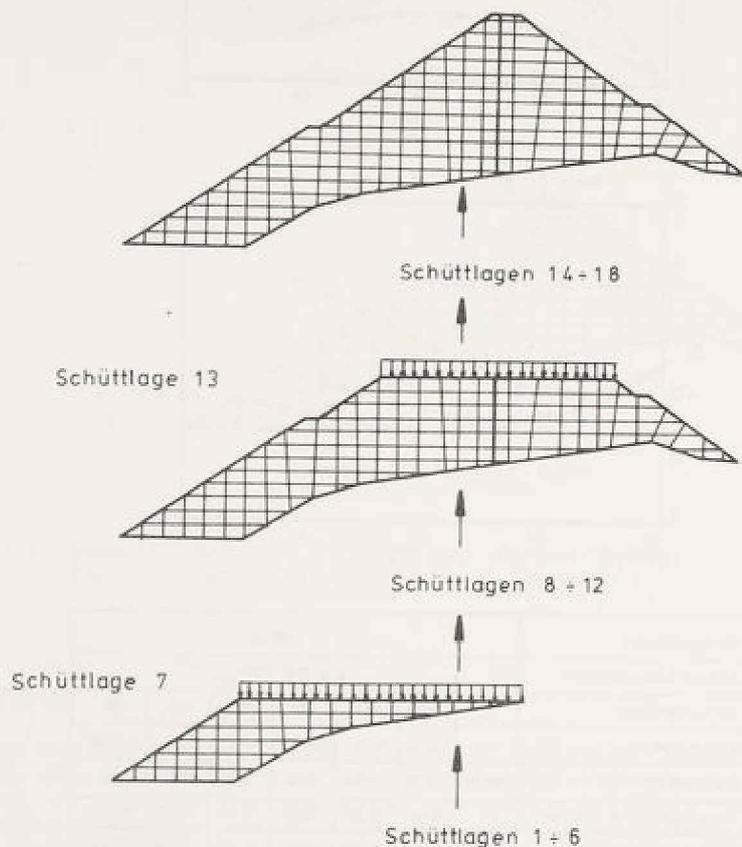


BILD 3: Simulation der Dammschüttung in Schüttilagen

Mit der untersten Elementreihe beginnend, wird die jeweilige Teilstruktur mit dem Schüttgewicht, das sich aus der Dicke der darüberliegenden Elementreihe ergibt, belastet und anschließend um diese Elementreihe erweitert. Der mit der Strukturänderung konform gehende, für jede Schüttilage neu ermittelte Lastzuwachs wird so lange auf die sich ändernde Dammstruktur aufgebracht, bis die Endhöhe des Damms erreicht ist (BILD 3). Es wird davon ausgegangen, daß der Damm auf Sollhöhe geschüttet wird; das bedeutet, daß nach Abschluß der Schüttung die maximale Dammsetzung etwa in halber Dammhöhe auftritt und an der Dammkrone zunächst kein Setzmaß ausgewiesen wird.

Die Wichte der Schüttung beträgt 24 kN/m^3 . Das Anfangsspannungsverhältnis kann für jede Schüttilage nach Messungen (STROBL/KATZENBACH 1983) infolge der lagenweisen Verdichtung beim Einbau zu $K_0 = 1$ angenommen werden.

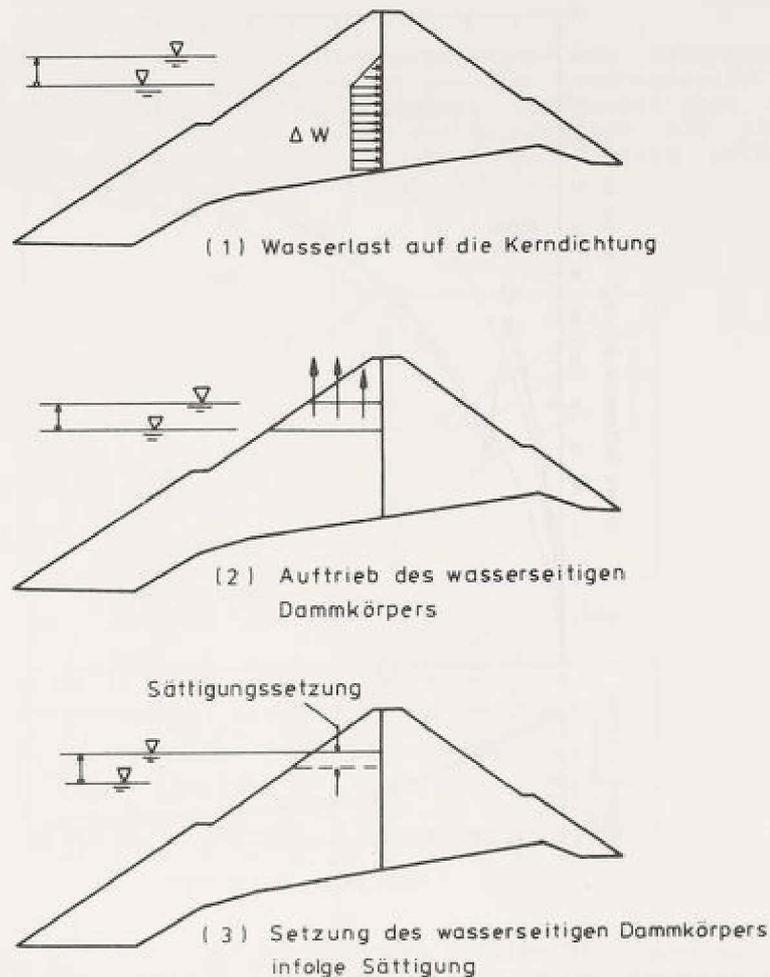


BILD 4: Simulation des Einstaus durch Berechnungsschritte

3.2 EINSTAU

Es wird angenommen, daß der Stauraum nach Abschluß der Dammschüttung gefüllt wird. Der sukzessiv von unten nach oben verlaufende erste Einstau des Dammes hat die folgenden Auswirkungen auf das Sperrenbauwerk, die in der Berechnung berücksichtigt werden müssen (BILD 4):

- Schrittweise Steigerung des Wasserdrucks auf den Kern und somit auf den luftseitigen Stützkörper
- Abnahme der wirksamen Spannungen im wasserseitigen Stützkörper als Folge des Auftriebs
- Die Setzung des wasserseitigen Stützkörpers infolge Wassersättigung

Diese Wirkungen treten mit jeder Änderung des Stauwasserspiegels in verschiedenen Dammmzonen auf und werden durch eine schrittweise Berechnung des Einstauvorganges erfaßt.

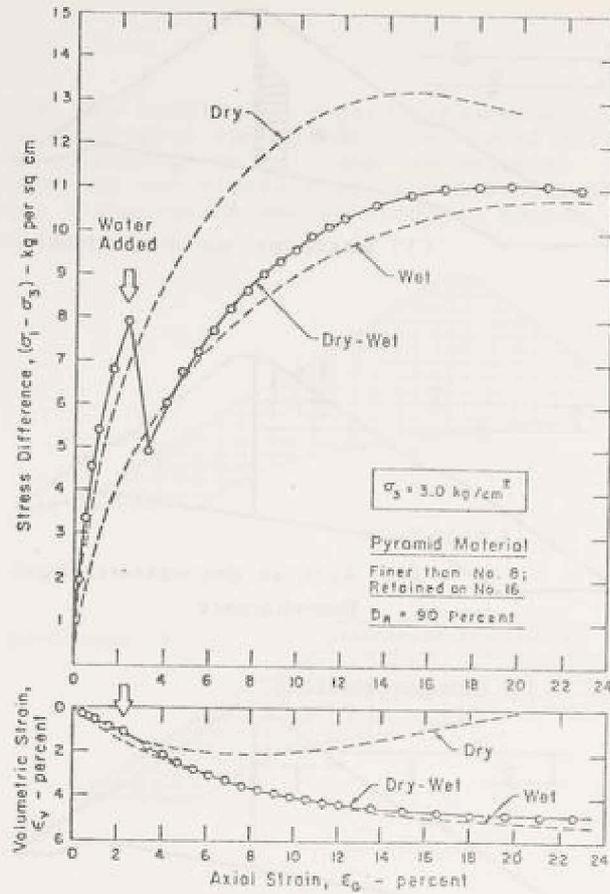


BILD 5: Vergleich der Ergebnisse der Triaxialen Kompressionsversuche an naturfeuchten, gesättigten und während des Versuchs gesättigten Proben (nach NOBARI und DUNCAN, 1972)

Der in jedem Stauschritt auf den Kern neu einwirkende Wasserdruck ist abhängig von der aktuellen Stauspiegeländerung und wird in der Berechnung als äußere Belastung auf die schlanke, undurchlässige Kerndichtung aufgebracht. Wegen der Gründung des Damms auf festem Fels wird davon ausgegangen, daß durch den Einstau keine Setzungen in der Dammaufstandsfläche auftreten.

Gleichzeitig mit dem Wasserdruck auf den Kern werden die aktuell wirksam werdenden Auftriebskräfte auf die Dammstruktur aufgebracht, die sich aus dem Volumen der jeweils neu eingestauten Damzone ergeben.

Die rechen-technische Berücksichtigung der Sättigungssetzung erfordert die nachfolgend erläuterten Vorüberlegungen:

Vergleichende Laborversuche mit naturfeuchten, während des Versuches gesättigten Proben bringen in etwa die gleiche Gesamtverformung wie Proben, die von Anfang an im wassergesättigten Zustand abgeschert werden (BILD 5). Das heißt, daß es möglich ist, in der Berechnung die Größe der Sättigungssetzung aus der Differenz

der in BILD 2 dargestellten Druck-Stauchungslinien von naturfeuchten und gesättigtem Material zu ermitteln. Außerdem zeigen die Laborversuche, daß bei Felsschüttungen die Volumendehnung von naturfeuchten und gesättigten Proben in etwa gleich groß ist, wobei je nach Materialeigenschaften ein zusätzlicher Verformungsanteil infolge Sättigung bei isotroper Konsolidierung berücksichtigt werden muß (NOBARI/DUNCAN, 1972; ADIKARI/PARKIN, 1982).

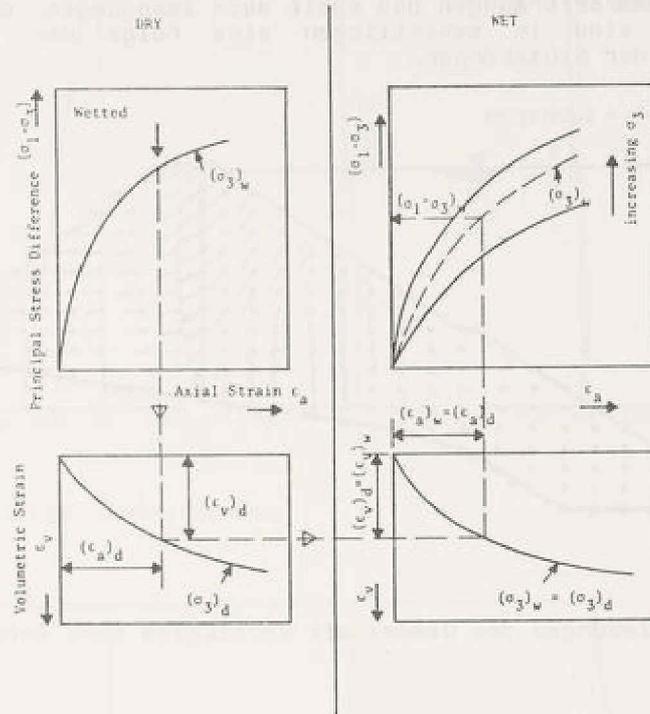


BILD 6: Bestimmung der Spannungsänderungen infolge Sättigung mit Hilfe der Deviatorspannung - Axialdehnung - Volumendehnung - Kurven (nach NOBARI und DUNCAN, 1972)

Ausgehend von diesen, aus Versuchen abgeleiteten Voraussetzungen ergibt sich für die Berechnung der Sättigungssetzung der in BILD 6 dargestellte Berechnungsablauf. Unbekannte in der Berechnung sind der Seitendruck im wassergesättigten Zustand δ_{3w} , der iterativ ermittelt werden muß und der dem Dehnungszustand zuzuordnende Spannungszustand $(\delta_1 - \delta_3)_w$.

Die infolge Sättigung auftretenden Differenzspannungen $(\Delta\delta_x, \Delta\delta_y, \Delta\tau_{xy})$ werden von den Spannungen abgezogen, die vor dem Einstau in der eingestauten Elementlage vorhanden waren. Nach dieser Subtraktion sind die Gleichgewichtsbedingungen nicht mehr erfüllt. Um das Gleichgewicht wiederherzustellen, werden an den Knoten der aktuell eingestauten Elemente die der Spannungsänderung äquivalenten Knotenkräfte angebracht, die sich mit den Bezeichnungen nach ZIENKIEWICZ (1977) wie folgt berechnen lassen:

$$[\Delta P] = \int_V [B]^T [\Delta \delta] dV$$

Bei der Berechnung des Einstaus wird jede Erhöhung des Stauspiegels mit fünf Lastschritten nachgeahmt, wobei wegen der sich fortwährend ändernden, nicht-linearen Steifigkeitseigenschaften des Schüttmaterials in jedem Lastschritt das Gleichungssystem neu aufgestellt und gelöst werden muß.

4. ERGEBNISSE

Wegen der in Vergleich zur Dammstruktur geringen Abmessungen der schlanken Kerndichtung sind die nachfolgend vorgestellten Berechnungsergebnisse im Hinblick auf das globale Verhalten des Dammes nahezu unabhängig vom Baustoff der Dichtung, gelten also in gleicher Weise für Dichtungen aus Asphaltbeton und aus Stahlbeton. Die Dammverformungen und somit auch Zwängungen, denen die Dichtung unterworfen wird, sind im wesentlichen eine Folge der Verformbarkeit der Schüttmaterialien der Stützkörper.

GESAMTVERSCHIEBUNG. $\rightarrow = 5.05152 \text{ CM}$

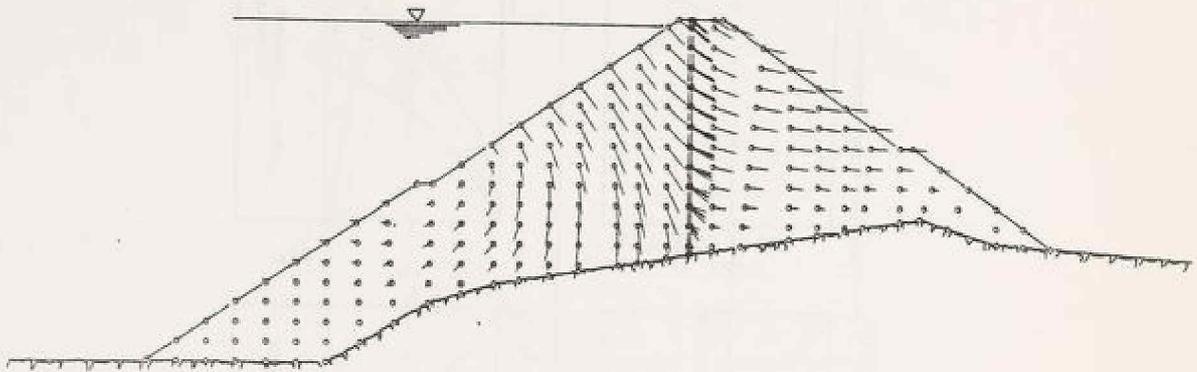


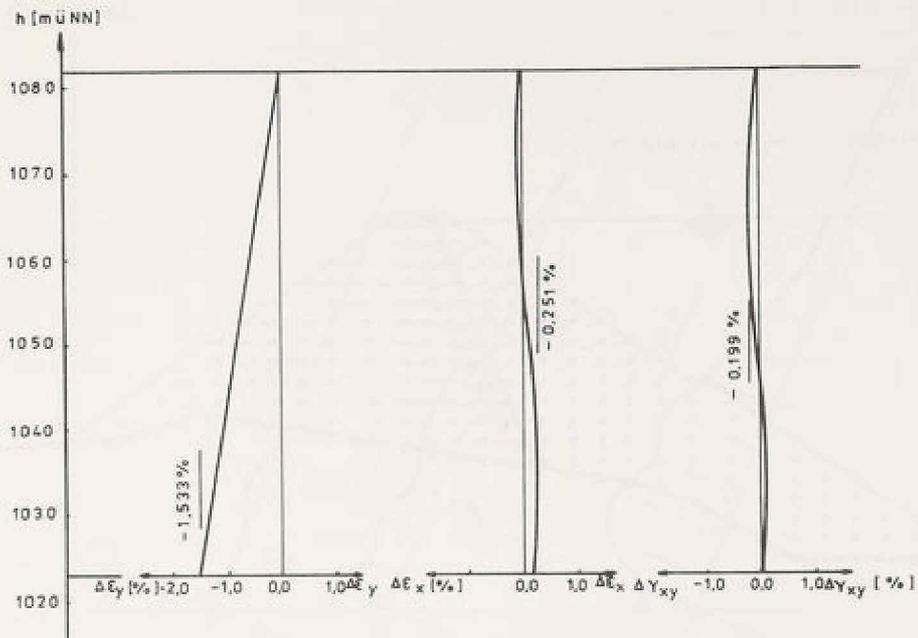
BILD 7: Verschiebungen des Dammes mit vertikalem Kern infolge Einstau

4.1 DAMM MIT VERTIKALEM KERN

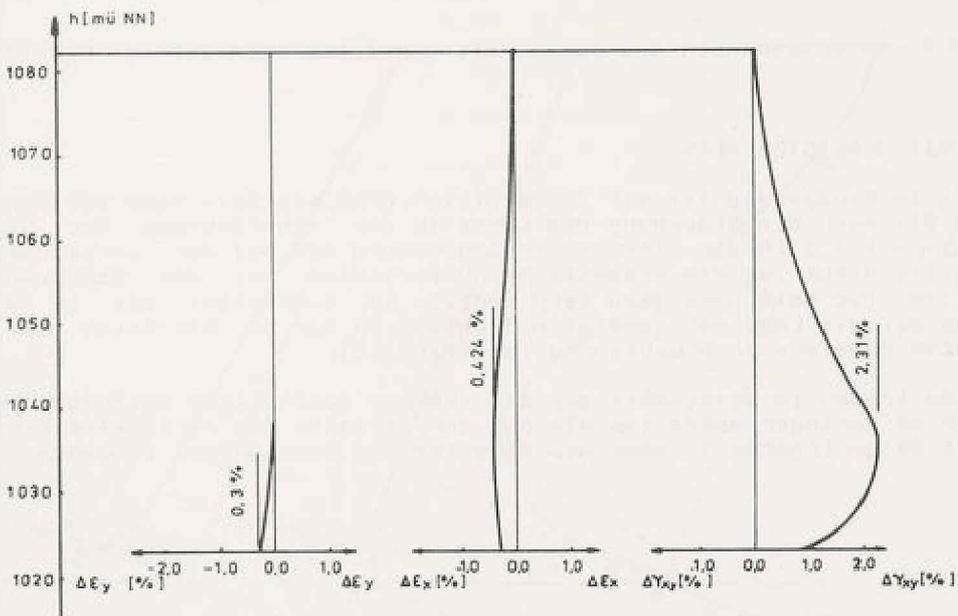
Die größte Setzung im Bauzustand tritt in der Mitte des Dammes etwa in halber Dammhöhe mit etwa 20 cm auf. Die Kerndichtung wird in der Aufstandsfläche um max. 1,5 % vertikal gestaucht und erfährt gleichzeitig eine horizontale Dehnung um 0,25 %. Die Schubverformung der Kerndichtung ist mit $\Delta\gamma_{xy} < 0,2 \%$ im Bauzustand gering.

Infolge Einstau erfährt der wasserseitige Stützkörper eine zusätzliche Setzung von 5 cm. Auch im luftseitigen Stützkörper werden geringe zusätzliche Setzungen berechnet (BILD 7), die in Übereinstimmung zu zahlreichen Meßergebnissen stehen (vergl. z.B. WILSON, 1972). Infolge des Wasserdruckes erfährt der Kern eine Durchbiegung in horizontaler Richtung von bis zu 4 cm (BILD 7, BILD 11).

Die Änderung der horizontalen und vertikalen Stauchung des Kerns beim Einstau ist mit $\Delta\epsilon_y = 0,3 \%$ (vertikal) und $\Delta\epsilon_x = 0,4 \%$ (horizontal) gering. Die Schubverformung erreicht Werte bis zu 2,3 % (BILD 8).



a) infolge Dammschüttung



b) infolge Einstau

BILD 8: Gesamtverformung des vertikalen Kerns

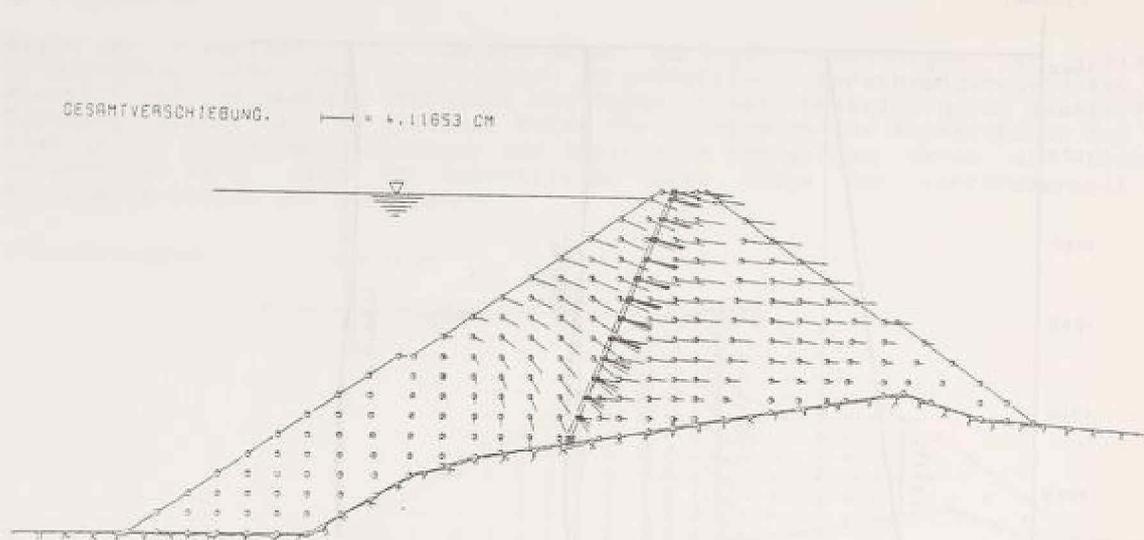
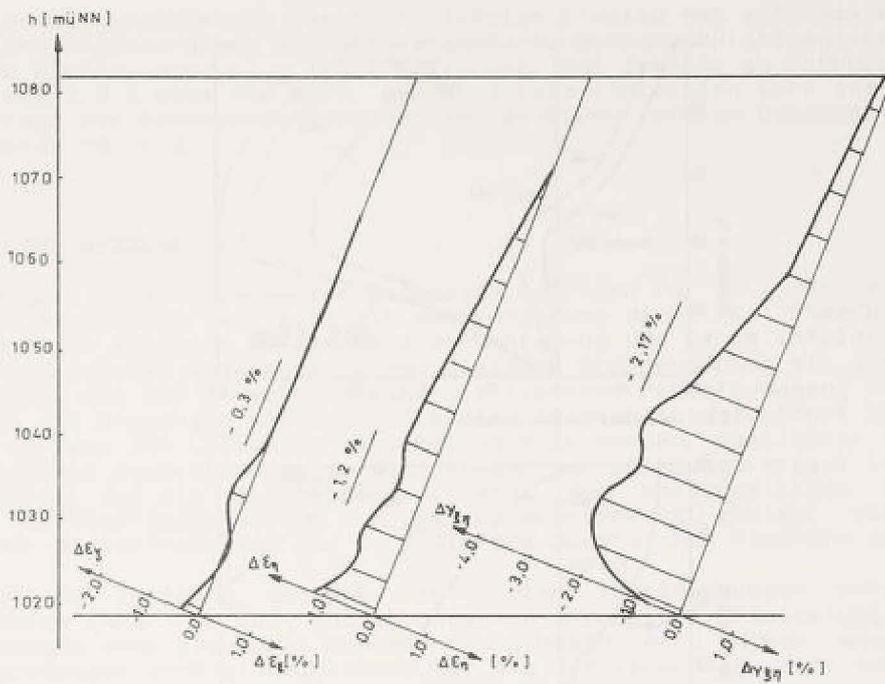


BILD 9: Verschiebungen des Damms mit geneigtem Kern infolge Einstau

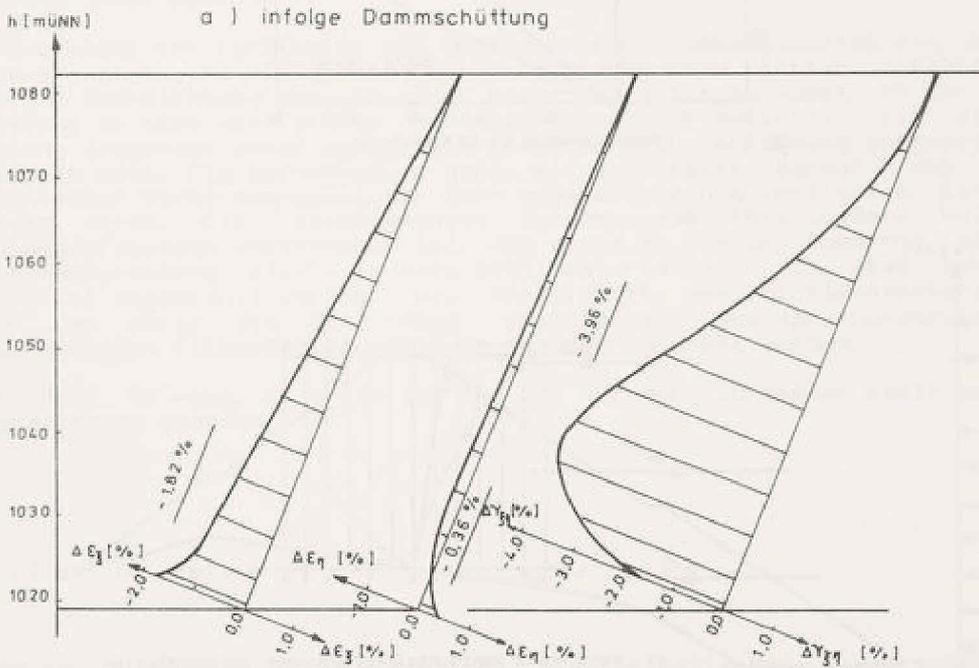
4.2 DAMM MIT GENEIGTEM KERN

Die Setzung im Bauzustand ist mit 20 cm gleich groß wie beim Damms mit vertikalem Kern (BILD 9). Auch die Stauchung des Kerns in der Achsrichtung der Dichtwand liegt mit $\Delta \epsilon_f = 1,8 \%$ in der gleichen Größenordnung wie bei der vorherbeschriebenen Variante. Allerdings ist ein wesentlicher Unterschied bei der Schubverformung festzustellen, die beim geneigten Kern bereits im Bauzustand bis zu 4% erreicht, was auf die Lage der geneigten Dichtung in der am stärksten auf Schub beanspruchten Dammszone zurückzuführen ist (BILD 10).

Beim Einstau treten im wasserseitigen Stützkörper zusätzliche Setzungen auf, die mit rd. 2,5 cm geringer ausfallen als bei der Variante mit vertikalem Kern. Die Ursache ist im geringeren Volumen des eingestauten Dammskörpers zu sehen.

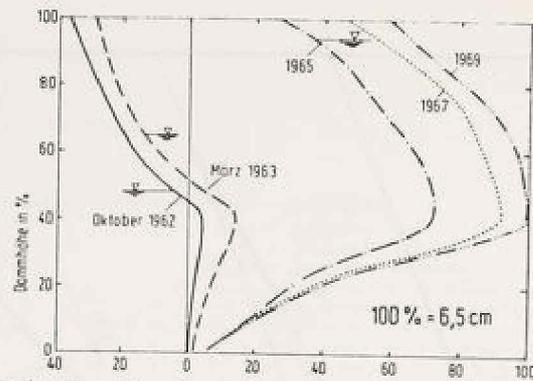


a) infolge Dammschüttung

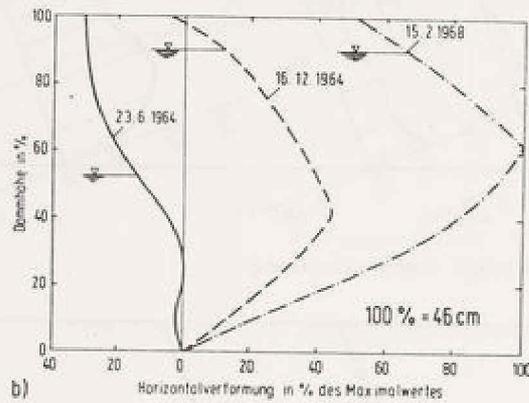


b) infolge Einstau

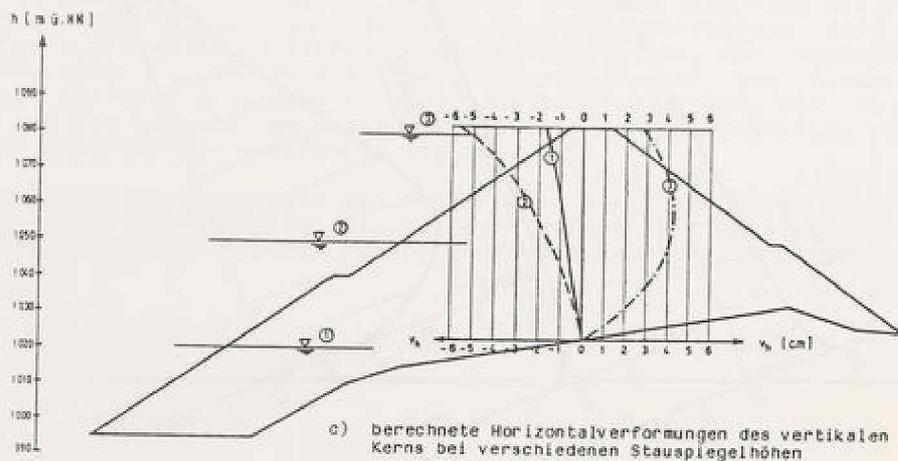
BILD 10: Gesamtverformung des geneigten Kerns



a) Wasserseite ← → Luftseite



b) Horizontalverformung in % des Maximalwertes



c) berechnete Horizontalverformungen des vertikalen Kerns bei verschiedenen Staupegelhöhen

BILD 11: Vergleich der berechneten Kernverschiebungen mit Messungen

Die Horizontalverschiebung des Kerns infolge Einstau hat mit maximal rd. 4 cm die gleiche Größenordnung wie bei Variante 1. Quer zur Dichtungsachse wird der Kern beim Einstau $\max \Delta \epsilon_{\eta} = 1,2 \%$ gestaucht. Der Zuwachs an Schubverformung entspricht mit 2,2 % etwa dem Wert, der auch beim vertikalen Kern auftritt. Insgesamt beträgt die Schubverformung der Kerndichtung infolge Dammschüttung und erstem Einstau rd. 6 %.

5. SCHLUSSBEMERKUNG

Die infolge Einstau berechneten Setzungen betragen rd. 25 % der maximalen Setzungen im Bauzustand, was sich mit der Erfahrung deckt (KATZENBACH/BRETH 1980). Die berechnete maximale horizontale Verschiebung des Kerns infolge Einstau liegt ähnlich wie bei den Messungen in der gleichen Größenordnung wie die zusätzliche Dammsetzung. Mit der Berechnung kann die typische Pendelbewegung des Kerns, der sich nach den Messungen während der ersten Stauschritte zunächst zur Wasserseite bewegt, um dann zur Luftseite zurückgebogen zu werden, qualitativ und quantitativ zutreffend nachvollzogen werden. Dieser Verschiebungsverlauf ist darauf zurückzuführen, daß mit zunehmendem Einstau der wasserseitigen Schüttung der Einfluß der Sättigungssetzung auf die Dammverformung abnimmt während gleichzeitig der Wasserdruck auf den Kern mit dem Quadrat der Stauhöhe zunimmt.

Angesichts der Tatsache, daß die berechneten Verschiebungen betragsmäßig und hinsichtlich ihrer vom Bau- und Stauzustand abhängigen Entwicklung im Vergleich mit Messungen eine plausible Größenordnung haben, wird davon ausgegangen, daß die Berechnungen auch einen Hinweis auf die Beanspruchung der schlanken Kerndichtung geben können.

Der Vergleich von vertikaler und geneigter Kerndichtung zeigt, daß beide Dichtungsvarianten etwa die gleiche Schubverformung beim Einstau erfahren. Da die geneigte Kerndichtung aber in einer Dammschicht zu liegen kommt, in der während der Schüttung in etwa die größte Schubbeanspruchung auftritt, ist die geneigte Dichtung insgesamt einer wesentlich größeren Schubverformung ausgesetzt als der vertikale Kern. Die Berechnungen geben keinen Hinweis darauf, daß aus bodenmechanischer Sicht ein geneigter Kern gegenüber einem vertikalen Kern Vorteile bringen würde. Die Untersuchungen zeigen, daß insbesondere bei schlanken Dichtungselementen anzustreben ist, daß diese in einer Dammschicht mit geringer Schubbeanspruchung, also - je nach Schüttmaterialien - in etwa zentrisch und ±vertikal angeordnet werden. Die Dichtigkeit des Dichtwandmaterials sollte unter den durch die Berechnung ermittelten Beanspruchungszuständen mit entsprechenden Sicherheitszuschlägen im Labor geprüft werden.

Herrn Prof. Dr.-Ing. H. Breth sei für die Anregung zu dieser Arbeit und die rege Unterstützung gedankt.

6. LITERATUR

ARSLAN, U. (1980): "Zur Frage des elastoplastischen Verformungsverhaltens von Sand". Mitt. der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 23.

ADIKARI, G.S.N.; PARKIN, A.K. (1982): "Deformation Behaviour of Talbingo Dam". Int. J. F. Num. and Anal. Methods in Geom., Vol. 6, 353-382

- CZAPLA, H.; KATZENBACH, R.; BRETH, H. (1979): "Anforderungen an den Asphaltbeton für die Innendichtung von Staudämmen". Wasserwirtschaft 69 (1969), H. 2, 44-49
- CZAPLA, H.; KATZENBACH, R., RÜCKEL, H.; WANNINGER, W. (1978): "Manual zum FE-Programmsystem STATAN-15 Version Bodenmechanik". Darmstadt 1978
- HERMANN, H.; RICHTER, H. (1970): "Wiehltalsperre - Steinschüttdamm mit bituminöser Kerndichtung". Wasserwirtschaft (1970), H. 6, 207-208
- KATZENBACH, R.; BRETH, H. (1980): "Das Setzungsverhalten von Steinschüttdämmen nach der Inbetriebnahme der Talsperre". Wasserwirtschaft 70 (1980), H. 5, 202-205
- LEHNERT, J.; GEISELER, W.-D. (1976): "High Island Water Scheme / Hongkong bituminöse Kerndichtung für zwei 100 m hohe Dämme". Wasserwirtschaft 66 (1976), H. 9, 240-246
- NOBARI, E.S.; DUNCAN, J.M. (1972): "Effect of reservoir filling on stresses and movements in earth and rockfill dams". Rep. TE 72-1, Berkeley
- ROSTEK, R. (1977): "Der Scherwiderstand von Lockergestein auf Felsuntergrund". Mitt. des Inst. für Bodenmechanik, Felsmechanik und Grundbau der Univ. Innsbruck, H. 1
- SCHOBER, W. (1973): "Considerations and investigations for the design of a rockfill dam with a 92 m high bituminous mix core". Trans. 11th ICOLD, Q. 42, R. 34, Madrid 1973
- STROBL, T.; KATZENBACH, R. (1983): "In-situ-tests, measurements and calculation for a high loaded single foundation near a slurry trench". Proc. Field Measurements in Geomechanics, Zürich 1983
- WILSON, S.D. (1972): "Deformation of earth and rockfill dams". Embankment dam engineering, Casagrande Vol. J. Wiley & Sons (1972), 366-417
- ZIENKIEWICZ, O.C. (1977): "The Finite Element Method", 3rd Edition, Mc Graw Hill, London

DER EINFLUSS VON HAUFWERKS- UND MATERIALEIGENSCHAFTEN AUF DIE
SETZUNG VON STEINSCHÜTTUNGEN

Dipl.-Ing. Gerd Bausert
Ingenieurbüro Dr. Albrecht und Dr.-Ing. Suckow
3300 Braunschweig

1. EINLEITUNG

Im Erdbau reicht in den meisten Fällen bei nicht bindigen Bodenarten die Angabe der auf die Proctordichte bezogenen Einbaudichte zur Abschätzung der Zusammendrückbarkeit der Schüttung aus. Zwischen der Einbaudichte und seiner Zusammendrückbarkeit besteht ein so enger Zusammenhang, daß die Verdichtung des Schüttmaterials indirekt durch den Plattenversuch überprüft wird (1).

Bedingt durch die Korngröße kann bei Steinschüttungen weder eine Vergleichsdichte noch ein Maß für die Zusammendrückbarkeit in einem Feldversuch ermittelt werden. Hier wird einzig die erzielte Einbaudichte des Schüttmaterials bestimmt. Das Verformungsverhalten der Schüttung kann erst durch Setzungsmessungen während des Schüttvorganges beurteilt werden.

Wie der folgende Vergleich der im Bauzustand gemessenen Setzungen der Stützkörper der Steinschüttdämme Gepatsch und Finstertal mit den Ergebnissen von Triaxialversuchen mit gebrochenen Gesteinsmaterialien zeigt, ist zumindest eine grobe Abschätzung des Verformungsverhaltens einer Steinschüttung möglich, wenn Haufwerks- und Materialeigenschaften mit berücksichtigt werden.

2. DIE STÜTZKÖRPERMATERIALIEN DER STAUDÄMME GEPATSCH UND FINSTERTAL UND IHR SETZUNGSVERHALTEN

Die Dämme Gepatsch und Finstertal wurden ausgewählt, da sie einige Ähnlichkeiten aufweisen:

- Geologisch gehören sowohl der eingebaute Augengneis des Gepatsch als auch der Granodiorit von Finstertal dem Ötztaler Kristallin an. Es kann von ähnlichen Gesteinsfestigkeiten ausgegangen werden.
- Beide Dämme sind etwa gleich hoch (Gepatsch 153 m, Finstertal 149 m Gesamthöhe).

Die Stützkörper unterscheiden sich jedoch im Einbauporenvolumen und in der Einbaukornverteilung:

- Die Schüttmaterialien wurden auf Porenvolumen von 28,8 % (Gepatsch) bzw. 24 % (Finstertal) verdichtet, die Differenz beträgt somit rd. 5 %.
- Das eingebaute Größtkorn des Gepatschdammes beträgt 150 m, das Größtkorn des Staudammes Finstertal wurde auf 70 cm beschränkt.
- Die beiden Kornverteilungen (Bild 1) sind nur im Feinkornbereich ähnlich. Ab 50 % Siebdurchgang bleibt das Finstertalmaterial weiter gut gekörnt, das Material des Gepatsch entfernt sich immer mehr von der idealen Körnung.

Beträchtliche Unterschiede bestehen im Setzungsverhalten der beiden Dämme:

- Das Stützkörpermaterial des Staudammes Gepatsch stauchte sich im Mittel um das Vierfache gegenüber dem Material des Staudammes Finstertal.

H. SCHWAB [2] gibt Spannungs-Stauchungsbeziehungen für den Bauzustand der beiden Dämme an. Die Anfangstangentenmoduln (Verformungsmoduln bei niedrigster Vertikalspannung) betragen

$$\begin{array}{ll} \text{Gepatsch:} & E_A = 26,5 \text{ MN/m}^2 \\ \text{Finstertal:} & E_A = 135,0 \text{ MN/m}^2 \end{array}$$

Bei der Vertikalspannung von 2 MN/m^2 ermittelte er die entsprechenden Verformungsmoduln

$$\begin{array}{ll} \text{Gepatsch:} & E_2 = 64,0 \text{ MN/m}^2 \\ \text{Finstertal:} & E_2 = 192,0 \text{ MN/m}^2 \end{array}$$

Bezüglich weiterer Einzelheiten der Dämme wird auf [2], [3], [4] und [5] verwiesen.

3. ERGEBNISSE UND LABORVERSUCHE

Die am Institut für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt durchgeführten Laborversuche mit gebrochenen Gesteinsmaterialien weisen auf folgende Tendenzen hin:

- (1) Der Einfluß der Einbaudichte auf das Setzmaß ist vom Spannungsweg und von der Korngröße abhängig. Bei hydrostatischen Versuchen mit Einkornschüttungen der Körnung 12/18 mm bewirkt eine Vergrößerung des Porenvolumens um 5 % gegenüber einer Probe mit dichtem Einbau eine Setzungszunahme um 20 %. Mit wachsendem Deviator steigt dieser Zuwachs auf rd. 100 % bei reiner Schubbeanspruchung (Bilder 2-4).

Bei der feineren Körnung 8/12 mm wird der Einfluß der Einbaudichte auf das Setzmaß erst bei größeren Porenanteilen und höheren Spannungen erkennbar, das Setzmaß selbst beträgt jedoch nur die Hälfte der bei der größeren Körnung 12/18 mm gemessenen Setzung (Bilder 5+6).

- (2) Bei der Bestimmung der Ausbaukornverteilung zeigt sich, daß der Einfluß der Kornzertrümmerung beim dichten Einbau von hohlraumarmen, gut gekörnten Schüttungen (Fullerkurve) vernachlässigt werden kann, wenn das Gestein eine gute Kornbindung (Abriebfestigkeit) aufweist. Bei den untersuchten Einkornschüttungen macht sich der Einfluß der Kornzertrümmerung zwar nur bei einer extrem lockeren Lagerung und geringer Gesteinsfestigkeit bemerkbar,

das Setzmaß wird hierdurch jedoch verdoppelt.

- (3) Gut gekörnte, dichte Proben nach der Fullerkurve sind doppelt so steif wie entsprechende dichte Einkornschüttungen mit gleichem Größtkorn.

Bei gleichem Größtkorn ist jedoch der auf die Stauchung der dichten Probe bezogene Zuwachs unabhängig von der Einbau Kornverteilung, so lange der Kantenbruch noch keinen Einfluß auf das Setzmaß ausübt (Bilder 7+8).

- (4) Die Kornform der Körner in der Schüttung wirkt sich auf die erzielbare dichteste Lagerung aus. Der untersuchte Basalt weist einen erhöhten Anteil von schlechtgeformten Körnern in den kleineren Kornfraktionen auf (Bild 9, vgl. hierzu Bild 8).

4. BEURTEILUNG DES VERFORMUNGSVERHALTENS DER STÜTZKÖRPERMATERIALIEN NACH DEN ERGEBNISSEN DER LABORVERSUCHE

Werden die im Labor festgestellten Tendenzen auf die beiden Dammschüttungen übertragen, so lassen sich die ungleichen Setzungen auf folgende Ursachen zurückführen:

- Die erzielte Dichte des Stützkörpermaterials des Staudammes Finstertal ließ sich bei idealgekornten Laborproben nur mit einem Material erreichen bzw. unterschreiten, das einen geringen Anteil an schlecht geformten Körnern aufweist. Es kann somit für die weitere Betrachtung davon ausgegangen werden, daß dieses Stützkörpermaterial optimal verdichtet wurde, die gemessenen Verformungen stellen einen unteren Grenzwert dar.
- Ein um 5 % höheres Einbauporenvolumen der Schüttung des Gepatsch Damms kann nach den Laborversuchsergebnissen das Setzmaß allenfalls um 100 % erhöhen.
- Das Größtkorn (Gepatsch 150 cm gegenüber Finstertal 70 cm) und die damit verbundene beträchtliche Abweichung von der idealen Körnung im Größtkornbereich (bis 40 Gew.-%) kann wiederum eine Verdopplung des Setzmaßes bewirken.
- Der Kantenbruch der Größtkörner kann nicht mehr vernachlässigt werden. Durch den großen Anteil in der Schüttung trägt dieses "Überkorn" maßgeblich durch seine Kontakte untereinander zur Kraftübertragung bei. Der geringe Anfangstangentenmodul ist ein Hinweis dafür, daß der beim Größtkorn bereits bei geringen Spannungen aufgetretene Kantenbruch die Setzung zumindest verdoppeln kann.

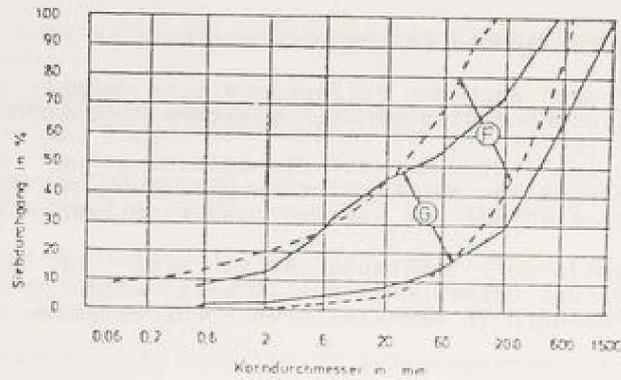


Bild 1:
Kornverteilungen der Steinbruchmaterialien der Staudämme
Gepatsch (G) und Finstertal (F).

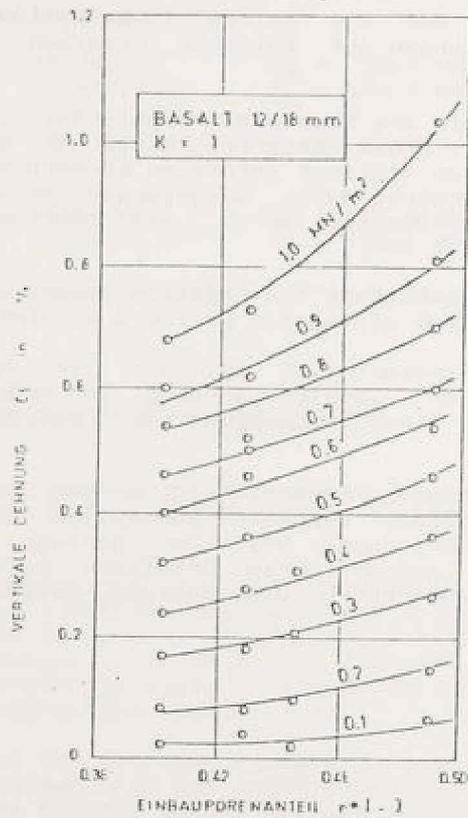


Bild 2: Verformungsverhalten
von Laborproben bei hydrost.
Belastung ($\sigma_1 = \sigma_3$)

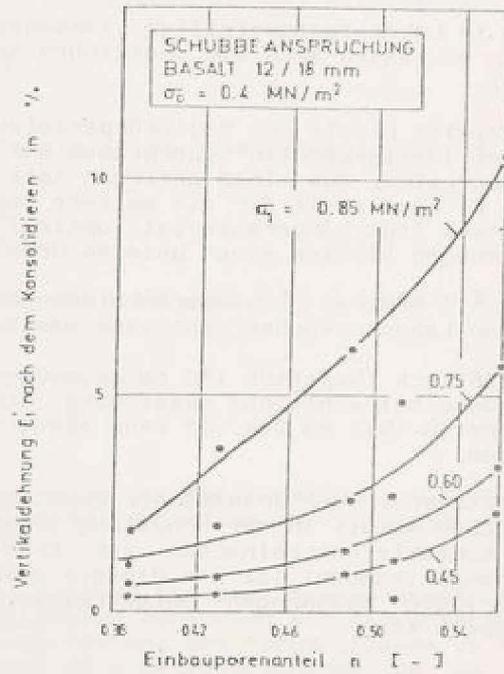


Bild 3 bis Bild 9:
Verformungsverhalten von Labor-
proben bei Schubbeanspruchung
($\sigma_0 = \sigma_1 + 2 \sigma_3 = \text{const.} = 0,4 \text{ MN/m}^2$)

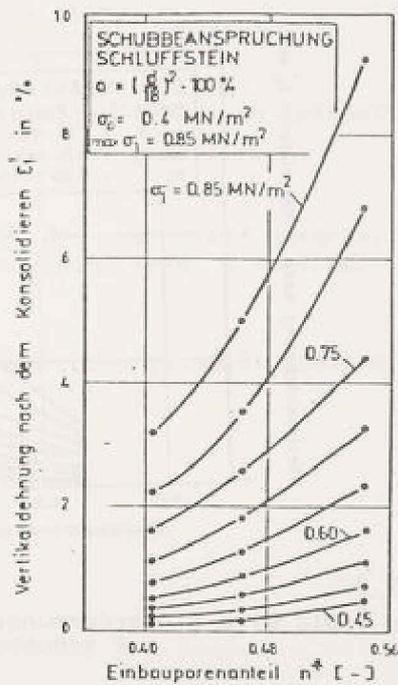
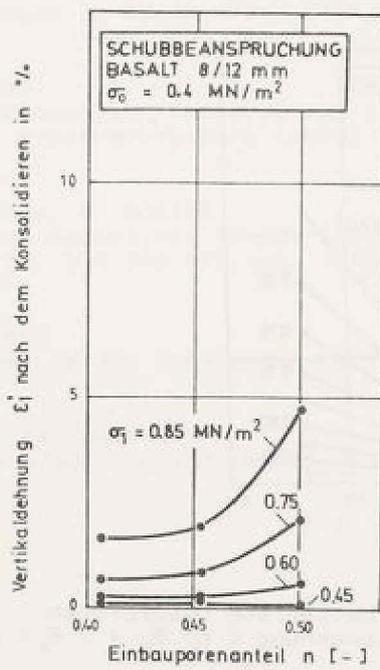
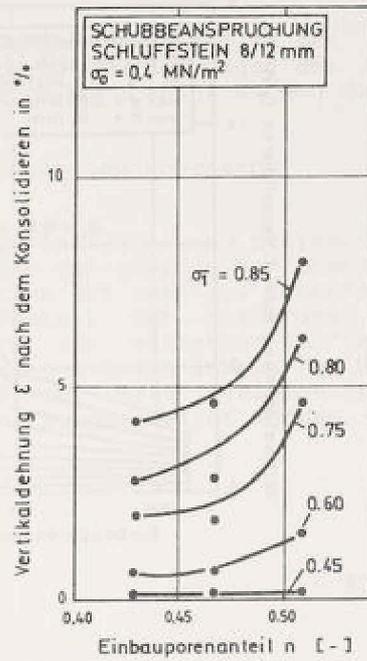
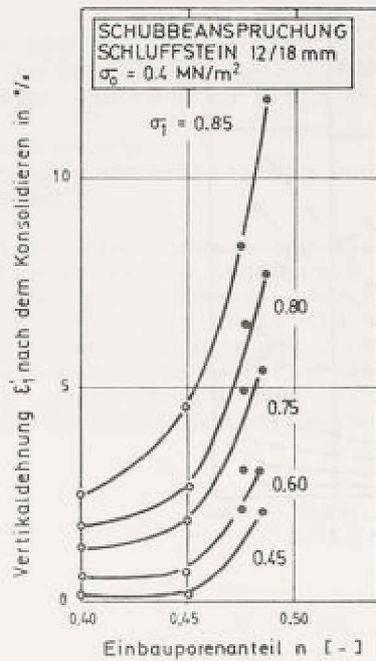


Bild 7

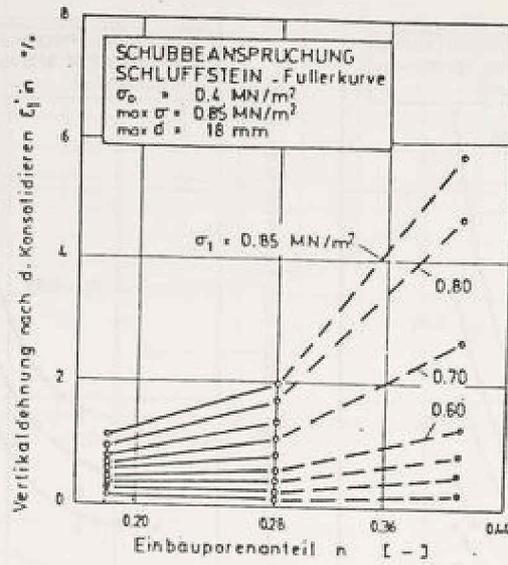


Bild 8

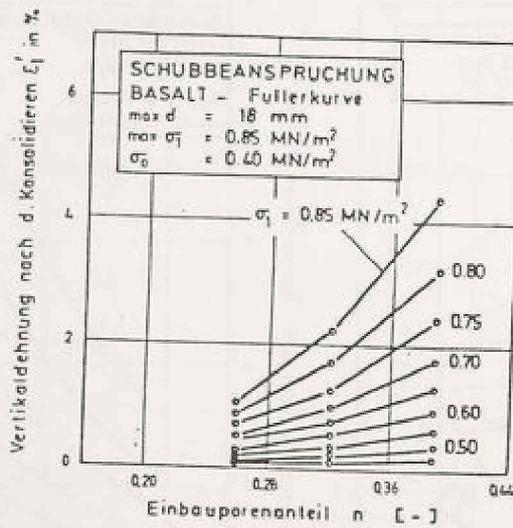


Bild 9

Bild 3 bis Bild 9: Verformungsverhalten von Laborproben bei Schubbeanspruchung ($\sigma_0 = \bar{\sigma}_1 + 2 \bar{\sigma}_3 = 0,4 \text{ MN/m}^2$)

5. SCHLUSSFOLGERUNG

Der Vergleich mit den Ergebnissen der Laborversuche läßt in der Tendenz erkennen, daß die im Bauzustand aufgetretenen größeren Setzungen des Staudammes Gepatsch in erster Näherung zu gleichen Teilen verursacht wurden durch

- geringere Dichte
- ungünstigere Kornverteilung und Größtkorndurchmesser
- Kantenbruch.

Hieraus folgt für die Auswahl und die Beurteilung von Steinschüttmaterialien, daß dichter Einbau allein noch keine Gewähr für geringe Verformungen im Bauzustand bietet. Durch die Auswahl des Gesteins ist zwar die Scherfestigkeit festgelegt, jedoch sollte zumindest die Möglichkeit der Steuerung der Haufwerkeigenschaften Kornverteilung und Größtkorn zur weiteren Beurteilung mit herangezogen werden. Bei abgestufter Körnung und Beschränkung des Größtkornes kann zusätzlich der setzungserhöhende Einfluß der Materialeigenschaften Gesteinsfestigkeit und Abriebfestigkeit weitgehend ausgeschaltet werden.

LITERATUR

- (1) R. FLOSS
Kommentar zu den Zusätzlichen Technischen Vorschriften und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau, ZTVE-StB 76 (1979)
- (2) H. SCHWAB
Staudamm Gepatsch, Analyse zum langjährigen Verhalten (1962-1978),
Österr. Wasserwirtschaft (1979)
- (3) W. SCHOBER, R. ROSTEK
The Shear Resistance in the Interface of the Fill Material or the Rock Overburden and the Bedrock, ICOLD New Delhi 1979, Q.48 R.22.
- (4) W. SCHOBER
Behaviour of the Gepatsch Rockfill Dam ICOLD Istanbul 1967, Q.34 R.39.
- (5) HOCHTIEF-NACHRICHTEN
Ausgabe 5/82, Der Staudamm Finstertal

Section 1

The first part of the document discusses the general principles of the system and the objectives of the study. It outlines the scope of the work and the methods used to collect and analyze the data.

The second part of the document provides a detailed description of the system and its components. It includes a list of the equipment used and a description of the experimental setup. The results of the study are presented in this section, along with a discussion of the findings and their implications.

Section 2

The second part of the document discusses the specific details of the system and the results of the study. It includes a list of the equipment used and a description of the experimental setup.

The third part of the document provides a detailed description of the system and its components. It includes a list of the equipment used and a description of the experimental setup. The results of the study are presented in this section, along with a discussion of the findings and their implications.

Section 3

The third part of the document discusses the specific details of the system and the results of the study. It includes a list of the equipment used and a description of the experimental setup.

The fourth part of the document provides a detailed description of the system and its components. It includes a list of the equipment used and a description of the experimental setup. The results of the study are presented in this section, along with a discussion of the findings and their implications.

DER EINFLUSS VON WASSER AUF DAS SETZUNGSVERHALTEN VON STEINSCHÜTTUNGEN

Dipl.- Ing. Hans-Werner Schade
Institut für Materialprüfung
Dr.- Ing. Schellenberg GmbH, Leipheim

1. Einleitung

Beim Einstau von Steinschüttungen treten mit der Wassersättigung auf der Wasserseite und den eingestauten Talhängen Setzungen, die sogenannten Sättigungssetzungen, auf.

Messungen an den Staudämmen [1,2] zeigten, daß diese Setzungen sich in der Größenordnung von wenigen Zentimetern (Finstertal) bis zu mehreren Metern (Gepatsch) bewegen. Systematische Untersuchungen über die Ursache der Sättigungssetzung und deren wichtigsten Einflüsse liegen bisher noch nicht vor. Der Verfasser hat daher die Sättigungssetzung in Triaxialversuchen an verschiedenen Schüttmaterialien überprüft.

Gewählt wurde ein Tiefengestein (Granit), ein Ergußgestein (Basalt), ein metamorphes Gestein (Granodioritgneis) und zwei Sedimentgesteine (Tonschiefer, Marmor). Anhand dieser Versuche konnten die wesentlichen Faktoren, die die Sättigungssetzung beeinflussen, ermittelt werden.

2. Versuchsbeschreibung und Versuchsergebnisse

Untersucht wurde der Einfluß des Einbauwassergehaltes, der Kornverteilung, der Einbaulagerungsdichte, der Kornform, der Korngröße, der Mineralzusammensetzung und des Spannungszustandes auf die Sättigungssetzung. BILD 1 zeigt die Kornverteilungskurven der untersuchten Steinschüttungen. Die Proben wurden nach folgenden Gleichungen zusammengesetzt:

I	$12 < D < 18 \text{ mm}$	} $D_{\text{max}} = 18 \text{ mm}$ $D = \text{Korngröße}$
II	$p = 100 (D/D_{\text{max}})^{1,5}$	
III	$p = 100 (D/D_{\text{max}})^{0,5}$	
IV	$p = 100 (D/D_{\text{max}})^{0,5}$	

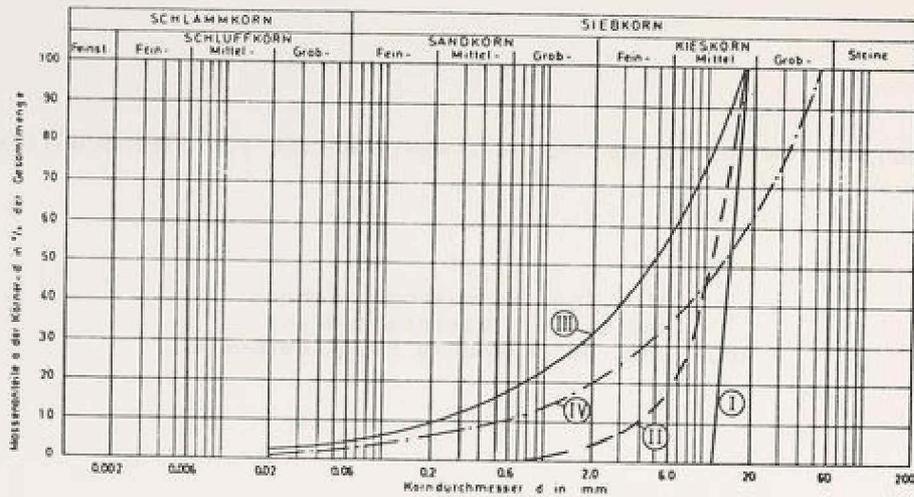


BILD 1 : Kornverteilungskurven der untersuchten Steinschüttungen

In den Triaxialversuchen wurden jeweils trockene und gesättigte Proben getestet. Weiterhin hat der Verfasser trockene Proben bei verschiedenen Spannungszuständen gesättigt und nach der Sättigung weiterbelastet.

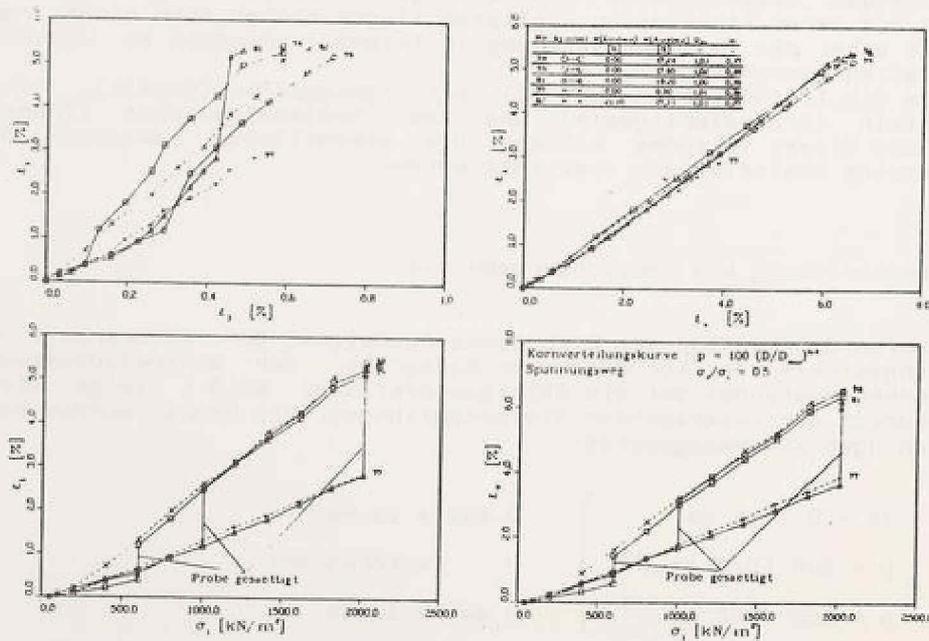


BILD 2 : Dreiaxialversuche mit Tonschiefer

BILD 2 zeigt Versuche mit dem Tonschiefer II bei einem konstanten Hauptspannungsverhältnis $\sigma_3 / \sigma_1 = 0,5$. Diese Versuche zeigen, daß das Materialverhalten durch zwei charakteristische Kurven beschrieben werden kann. Im trockenen Zustand belastete Proben setzen sich durch die Wassersättigung im gleichen Maß wie die ursprünglich gesättigten Proben. Dieses Verhalten hat der Verfasser bei mehreren konstanten Hauptspannungsverhältnissen festgestellt. Abweichungen wur-

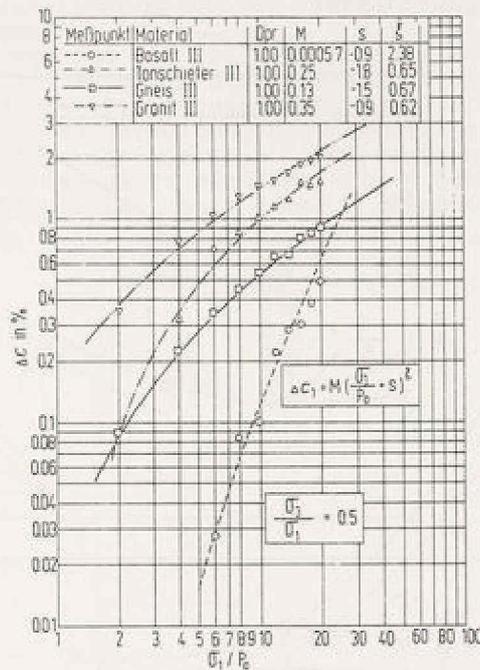


BILD 3 : Sättigungssetzung von verschiedenen Dammbaumaterialien

den lediglich bei hydrostatischen Belastungszuständen gemessen. Da diese Spannungszustände in einer Steinschüttung nur sehr selten auftreten, ist es gerechtfertigt, die Größe der Sättigungssetzung durch zwei Triaxialversuche mit einer trockenen und einer gesättigten Probe zu bestimmen. Die Sättigungssetzung ist stark spannungsabhängig und kann durch Gleichung (1) für ein konstantes Hauptspannungsverhältnis berechnet werden.

$$\Delta \epsilon_1 = M \left(\frac{\sigma_1}{P_0} + S \right)^\xi \quad (1)$$

$\Delta \epsilon_1$ = Sättigungssetzung

$\frac{\sigma_1}{P_0}$ = größte Hauptspannung bezogen auf den atmosphärischen Druck

M, ξ = Konstanten

RZADKOWSKI und ZUREK [3] berechneten die Sättigungssetzung mit einer vergleichbaren Formel, die sie aufgrund von Oedometerversuchen ermittelt hatten.

$$e = \alpha_a \sigma^{-k} \quad (2)$$

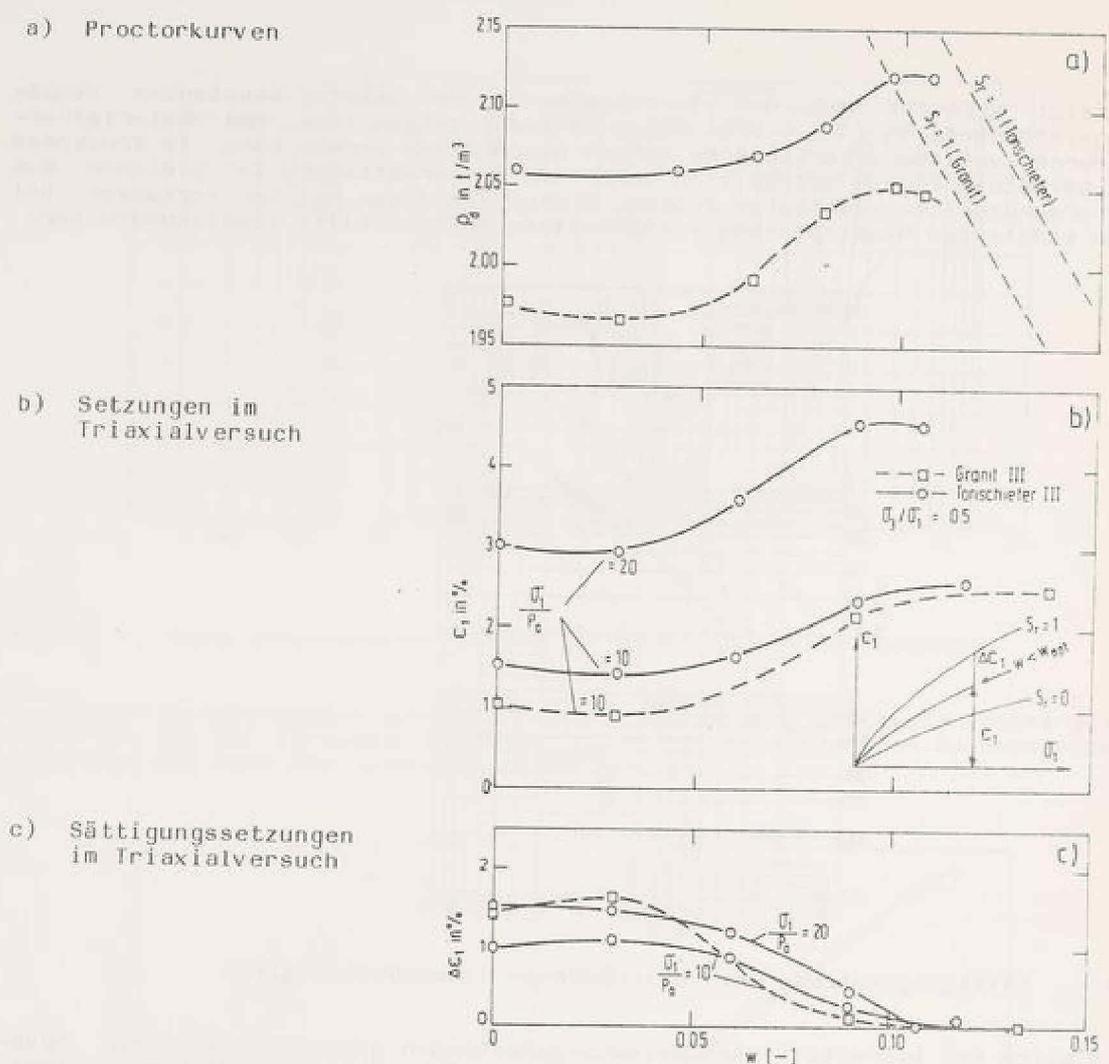


BILD 4 : Einfluß des Wassergehaltes auf das Verdichtungs- und Setzungsverhalten von Steinschüttungen

Die Berechnung der Sättigungssetzung nach Gleichung (2) erfaßt bei kleinen Spannungen die Verhältnisse nicht exakt. Weiterhin gibt die Gleichung (2) mit dem Faktor α einen Sättigungsgrad an. Die lineare Abhängigkeit der Sättigungssetzung vom Einbauwassergehalt konnte in den Versuchen nicht bestätigt werden. Bei kleinen Wassergehalten verhielten sich ungleichförmig gekörnte Proben steifer als trockene Proben. Im Fall einer Sättigung werden die zurückgehaltenen Setzungen ausgelöst, so daß die größten Sättigungssetzungen bei Proben mit kleinen Einbauwassergehalten entstehen. In Analogie zum Proctor- und Rüttelversuch tritt bei Triaxialversuchen mit ungleichförmig gekörnten Steinschüttungen ein maximales Porenvolumen bei einem Einbauwassergehalt von 2 - 4 % auf. BILD 4a zeigt Proctorversuche vom Tonschiefer und Granit mit der Einbaukörnungskurve III. Die minimale Trockendichte entstand bei einem Wassergehalt von 3 %. Im BILD 4b sind die im Triaxialversuch ermittelten Setzungen bei einer vertikalen Belastung von 10 und 20 bar aufgetragen. Eingebaut wurden die Proben mit der einfachen Proctordichte, die sich bei einem Wassergehalt von 0 % ein-

stellt. Obwohl das Porenvolumen bei allen Versuchen gleich war, verdichteten sich die Proben mit einem Wassergehalt von 3 % am geringsten. Durch die Wassersättigung entstanden bei diesen Proben die größten Sättigungssetzungen (BILD 4c). Eine mögliche Ursache für dieses Verhalten ist die scheinbare Kohäsion.

Mit Hilfe des Einbauwassergehaltes kann somit die Sättigungssetzung gesteuert werden. Zur Verhinderung von Sättigungssetzungen empfiehlt sich ein Bewässern der wasserseitigen Schüttung. Nach der Verdichtung sollte der Sättigungsgrad ca. 70 - 90 % betragen.

Unter Berücksichtigung, daß ein Teil des Wassers entweicht, wird dieser Sättigungsgrad erreicht, in dem man pro m³ Steinschüttung ca. 0,5 m³ Wasser verwendet. Maßgeblich wird die Sättigungssetzung durch die Wahl der Lagerungsdichte und der Kornverteilung der Schüttung beeinflusst. Am besten lassen sich Steinschüttungen mit einer langgestreckten Kornverteilungskurve verdichten.

Die Sättigungssetzung reduziert sich bei diesen Böden auf ein Minimum. Sehr große Sättigungssetzungen treten bei locker gelagerten, gleichförmig gekörnten Steinschüttungen auf.

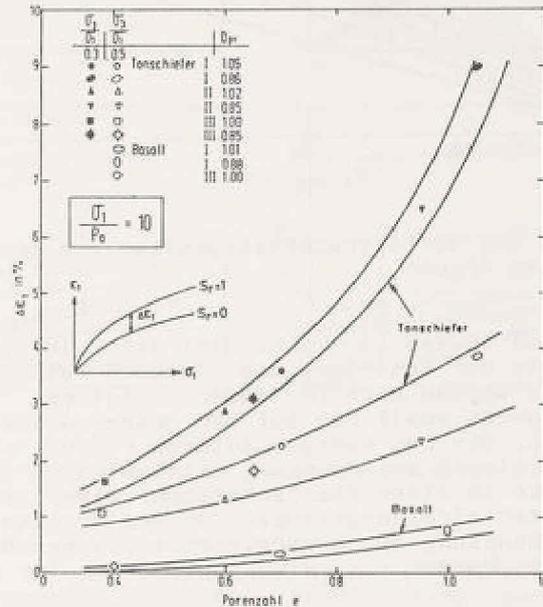


BILD 5 : Einfluß der Verdichtung auf die Sättigungssetzung

Verursacht wird die Sättigungssetzung durch den Kornbruch. Infolge Wassersättigung reduziert sich die Gesteinsfestigkeit und die Kornzertrümmerung vergrößert sich. Mit großen Festigkeitsverlusten muß bei porösen und verwitterten Gesteinsarten gerechnet werden. Der Verfasser hat die Festigkeitsverluste durch einen Vergleich der einaxialen Druckfestigkeit von ofentrockenen und gesättigten Würfeln mit einer Kantenlänge von 5 cm ermittelt. Diese Versuche zeigten, daß der Druckfestigkeitsverlust infolge Wassersättigung von der Wasseraufnahme und der Porosität der Gesteine maßgeblich beeinflusst wird. Große Druckfestigkeitsverluste treten bei Gesteinsarten mit einer hohen Wasseraufnahme und einer großen Porosität auf.

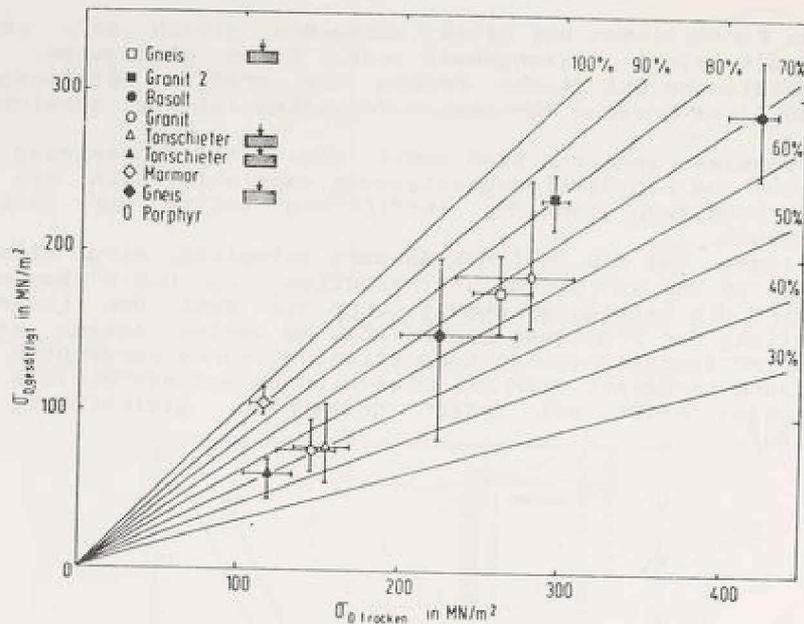


BILD 6 : Vergleich der Würfeldruckfestigkeiten von trockenen gesättigten Proben

Nach Erkenntnissen von OROWAN [4] vermindert sich infolge adsorbiertem Wasser die Oberflächenenergie der Gesteine und dadurch sinkt die Festigkeit. Vergleichbare Ergebnisse wurden auch von anderen Autoren [5 - 8] veröffentlicht. Die Sättigungssetzung ist somit nur auf den größeren Kornbruch der gesättigten Proben zurückzuführen. Die von einigen Autoren [9, 10] vorgetragene Auffassung, daß durch das Wasser eine Schmierwirkung entsteht, ist nicht richtig. Infolge der hohen Kantendrücke in einer Steinschüttung wird der Adsorptionsfilm zerstört, so daß der Materialreibungswinkel für den trockenen Zustand gültig ist. Belegt wird diese Behauptung durch vergleichbare Versuche mit einem gebrochenen und einem abgerundeten Marmor.

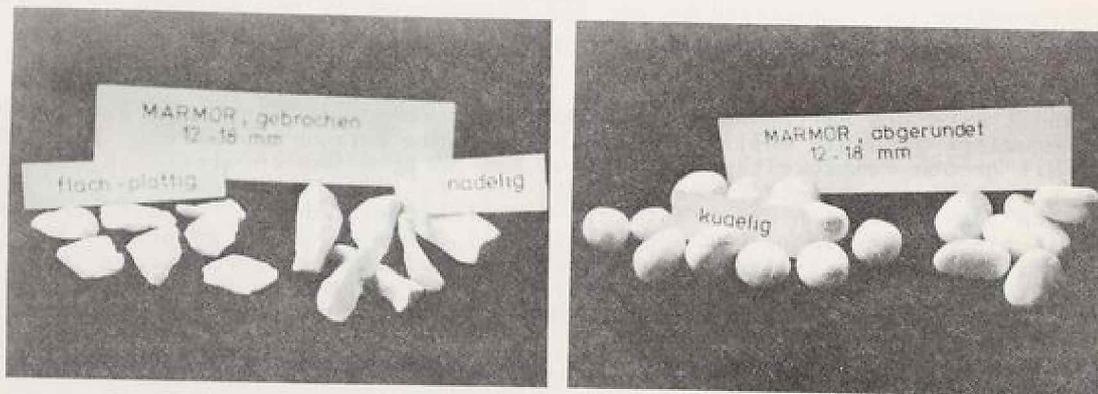


BILD 7 : Kornform vom gebrochenen und abgerundeten Marmor

Beide Steinschüttungen hatten das gleiche Ausgangsmaterial. Der Rundungsgrad wurde mit Hilfe einer Betonmischmaschine erreicht, in der gebrochenes Material mit Wasser und Quarzsand künstlich rundgeschliffen wurde. Zur Verfügung stand somit ein vergleichbares Material, jedoch mit vollkommen unterschiedlicher Kornform. BILD 8 zeigt Triaxialversuche mit hydrostatischer Belastung. Verglichen wurde jeweils eine trockene, eine gesättigte und eine während des Versuchs gesättigte Probe.

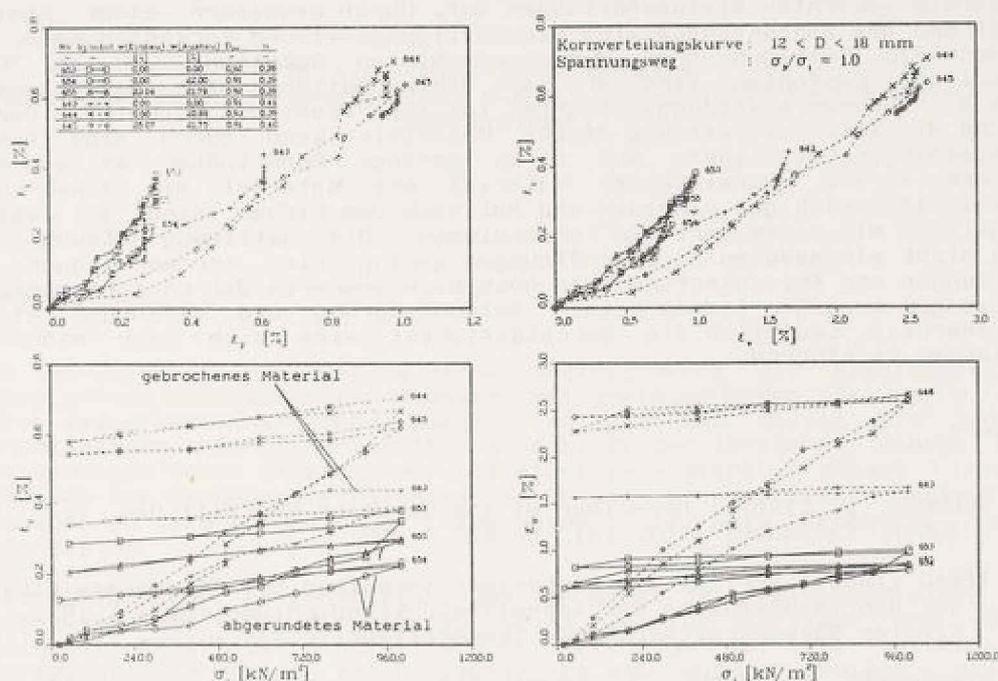


BILD 8 : Einfluß der Kornform auf das Setzungsverhalten von Steinschüttungen bei hydrostatischer Belastung

Der Einfluß der Kornform auf das Setzungsverhalten ist deutlich erkennbar. Eine Steinschüttung mit abgerundeten Körnern verhält sich bei diesen Spannungsbereichen wesentlich steifer und setzt sich weniger als vergleichbare Steinschüttungen mit gebrochenen Körnern. Durch die Sättigung entstand bei den Proben mit abgerundeten Körnern keine zusätzliche Setzung. Anhand von Siebanalysen nach Versuchsende wurde bei diesen Proben kein Kornbruch festgestellt. Die Verformungen der Proben wurden demnach nur durch Verschiebungen und Verdrehungen der Körner hervorgerufen.

Da sich die trockenen und gesättigten Proben im selben Maß verformten, kann die Wassersättigung den Materialreibungswinkel nicht verändert haben. Anders verhielt sich das gebrochene Material. Bedingt durch die scharfen Kanten und die kleinen Krümmungsradien der Körner ist die Materialzugfestigkeit selbst bei geringen Belastungen frühzeitig erschöpft und führt zum Bruch der Körner. Durch die Wassersättigung vergrößert sich der Kornbruch, da die Gesteinsfestigkeit im gesättigten Zustand geringer ist. Diese Versuche haben bewiesen, daß die Sättigungssetzung nur eine Folge des höheren Kornbruches der gesättigten Schüttung ist. Der Reibungswinkel vom gebrochenen Material ist ca. 5 % größer als der vergleichbare Reibungswinkel des abgerundeten Materials. Zur Weckung des maximalen Reibungswinkels sind jedoch sehr große Verformungen (ca. 15 %) notwendig. Bei kleinen Spannungszuständen verhält sich abgerundetes Material wesentlich steifer als gebrochenes Material.

3. Zusammenfassung

Die Sättigungssetzung von Steinschüttungen wird durch einen höheren Kornbruch der gesättigten Steine hervorgerufen. Sie ist spannungsabhängig und kann durch Triaxialversuche mit trockenen und gesättigten Proben abgeschätzt werden. Zur Verringerung der Sättigungssetzung ist es erforderlich, das Material dicht einzubauen. Die dichtesten Lagerungen und die kleinsten Setzungen treten bei ungleichförmig gekörnten Steinschüttungen auf. Durch Bewässern einer Steinschüttung während des Bauzustandes wird die Sättigungssetzung vorweggenommen. Hierzu ist jedoch ein Sättigungsgrad der verdichteten Schüttung von ca. 70 - 90 % erforderlich. Empfohlen wird pro m^3 Steinschüttung eine Wasserzugabe von ca. 0,5 m^3 . Besonders setzungsgefährdet ist scharfkantiges Material. Der Kornbruch und die Sättigungssetzung dieses Materials kann durch eine hohe Verdichtungsenergie beim Einbau und durch geringe Schütthöhen weitgehend vorweggenommen werden. Verwittertes Material und Material mit einer geringen Festigkeit läßt sich gut einbauen und hat nach dem Einbau eine gut abgestufte Körnungslinie mit einem geringen Porenvolumen. Die Sättigungssetzung ist bei solchen dicht eingebauten Steinschüttungen gering. Hier werden jedoch größere Nachsetzungen und Kriechverformungen noch nach mehreren Jahren auftreten. Diese Nachsetzungen erzeugen jedoch keinen Setzungssprung und gefährden nicht die Standsicherheit. Lediglich die Durchlässigkeit wird sich nach mehreren Betriebsjahren verringern.

Literatur:

- [1] SCHOBER, W. (1967): Behaviour of the Gepatsch Rockfill Dam, Proc. 9. ICOLD, Istanbul 1967, Vol. 6, 677 - 699
- [2] TIWAG (1982): Bericht zum bisherigen Verhalten des Staudammes Finstertal und insbesondere der Asphaltbetonkerndichtung vom 4.1.1982, Tiroler Wasserkraftwerke AG, (unveröffentlicht)
- [3] RZADKOWSKY, B., ZUREK, J. (1970): Influence de l'eau sur la déformabilité des roches broyées et sur le tassement des barrages en enrochement, Proc. 10. ICOLD, Montreal 1970, Vol. 1, 857 - 867
- [4] OROWAN, E. (1949): Fracture and Strength of Solids, Reports on Progress in Physics, Vol XII, 1949, 185 - 232
- [5] SCHOENERT, K., UMHAUER, H., KLEMM, W. (1969): The Influence of Temperature and Environment on the Slow Crack Propagation in Glass, Proc. 2. Int. Conf. on Fracture, Brighton 1969, Paper 41, 474-482
- [6] HAMMOND M. L., RAVITZ S. F. (1963): Influence of Environment on Brittle Fracture of Silica, Journ. Am. Cer. Soc., 46
- [7] WEYL, W.A. (1949): Surface Structure and Surface Properties of Crystals and Glasses, Journ. Am. Cer. Soc., No. 32, 1949
- [8] KROKOSKY, E.M., HUSAK, A. (1968): Strength Characteristics of Basalt Rock in Ultra - High Vacuum, Journ. of Geophysical Research, Vol. 73 No. 6, März 1968, 2237 - 2247
- [9] ZELLER, J., WULLIMANN, R. (1957): The Shear Strength of the Shell Materials for the Göschenenalp Dam, Switzerland, Proc. 4. ICSMFE, London 1957, 399 - 404
- [10] BERTACCHI, P., BELLOTTI, R. (1970): Experimental Research on Materials for Rockfill Dams, Proc. 10. ICOLD, Montreal 1970, 511 - 529

UMSTRÖMUNG UND ANSTRÖMUNG VON STAUDÄMMEN
IM SEITLICHEN AUFLAGER

Dr.-Ing. Gert-Peter Schmitt
Beratende Ingenieurgesellschaft m.b.H., Dr.-Ing. Gerhard Björnsen
5400 Koblenz

0 ZUSAMMENFASSUNG

Staudämme zur Hochwasserrückhaltung werden bedingt durch die Siedlungsstruktur überwiegend an den Oberläufen der Gewässer mit geringen Höhen bis ca. 20 m gebaut. Ihrer wasserwirtschaftlichen Aufgabe entsprechend müssen sie auch bei stark durchlässigem Untergrund angelegt werden. In den letzten 10 Jahren wurden einige Stauanlagen unter Verzicht auf vollständige Abdichtung gebaut. Über die Besonderheiten der Strömungsverhältnisse im Bereich des seitlichen Dammauflagers dreier Talsperren wird aufgrund der Erfahrungen, die beim Probestau genommen wurden, berichtet.

Je nach Wirksamkeit der Beckendichtung und der Größe des Gebietsabflusses seitlich des Beckens, der durch den Einstau seine Vorflut verliert und je nach Durchlässigkeitsverhältnissen seitlich der Stauanlage ist die Aufhöhung des Hangwasserspiegels im Bereich des Dammauflagers sehr unterschiedlich. Dies hat zur Folge, daß es sowohl zu einer Anströmung des luftseitigen Damnteils aus dem klüftigen Fels kommen kann als auch zu einer Durchströmung des wasserseitigen Dammes vom Becken zum seitlichen Felsauflager hin. Der richtigen Lage von Dichtung und Filter zwischen Damm und Schulter und deren erosionsfester Ausbildung kommen für die Standsicherheit eine große Bedeutung zu.

Die Möglichkeiten der theoretischen Vorhersage solcher Strömungsverhältnisse werden zur Zeit noch selten genutzt. Es ist wichtig die Grundwasserstandshöhen, Strömungsrichtungen und Durchlässigkeiten seitlich sowohl des Dammes, des Beckens als auch luftseits des Dammes schon in der Entwurfsphase zu kennen. Bei prinzipiell problemgerechter Gestaltung des Dammauflagers am Hang können Baumaßnahmen aufgrund der Erkenntnisse aus dem Probestau ergänzend angeordnet werden ohne Risiko für die Standsicherheit.

1 PROBLEMSTELLUNG BEI BEKANNTEN SITUATIONEN

1.1 Dichter Untergrund

Bei dichtem Untergrund im Tal und an den Hängen ist die Beherrschung des Zuflusses vom Hang her kein erhebliches Problem. Je nach Größe des Einzugsgebietes kann ein erheblicher Oberflächenabfluß im unmittelbaren Staudambereich auftreten. Starke Regenwasserabflüsse werden im allgemeinen durch Entwässerungsmulden im Verschnitt des Staudammes mit dem Hang abgeführt. Die große Zahl der relativ schwachen Regenereignisse führt jedoch auch bei stark geneigtem Gelände nicht zu

einem Oberflächenabfluß sondern zu einem Einsickern des Niederschlages in den Hangschutt und den Staudamm. Zur Vermeidung von Vernässungen und Festigkeitsverlusten des Dammschüttmaterials wird daher ein Drän in dem Verschnitt des Tales mit dem Hang in der luftseitigen Dammaufstandsfläche verlegt. Weitere Maßnahmen sind bei dichtem Untergrund nicht erforderlich.

1.2 Ebener Fall in Talmitte

In den letzten 10 Jahren sind jedoch einige Talsperren auf sehr durchlässigem Untergrund gebaut worden. Es handelt sich um Erddämme in der Höhe bis 20 m, die mit einem relativ geringen Dauerstau im wesentlichen dem Hochwasserschutz dienen. Aufgrund der außerordentlich hohen Durchlässigkeit des Untergrundes z.B. im Buntsandstein oder im Kalk war eine Abdichtung des Untergrundes mit vertretbarem wirtschaftlichen Aufwand nicht möglich. Dabei wird der Maßstab des Vertretbaren durch die relativ geringen Mittel, die für Hochwasserrückhaltebecken zur Verfügung stehen, bestimmt. Gleichzeitig bedingt jedoch die Aufgabe der Hochwasserrückhaltung, daß der Standort der Stauanlage kaum nach hydrogeologischen Gesichtspunkten gewählt werden kann und daher bei den im folgenden besprochenen Beispielen und bei vielen noch in der Planung befindlichen außerordentlich ungünstig ist im Hinblick auf die Wasserwegsamkeit.

Die Probleme derartiger Stauanlagen bestehen weniger darin, daß der Stau gehalten werden muß, da der Dauerstau niedrig ist und die Wasserverluste bei Vollstau in Anbetracht der großen Regelabflüsse von Hochwasserrückhaltebecken belanglos sind. Vielmehr muß sichergestellt sein, daß auf dem Fließweg des Wassers von dem Staubecken unter dem Staudamm bis zur Luftseite ein ausreichender Potentialabbau gegeben ist.

Desweiteren muß sichergestellt sein, daß der Potentialabbau so gleichmäßig erfolgt, daß die hydraulischen Gradienten nicht suffosions- oder erosionsauslösend sind. Dabei sind der Dammuntergrund, die Durch- und Unterströmung einer Dichtung, der Dammaufstandsflächenfilter, der Filter unter einer luftseitigen Druckbank und die Entspannungsbrunnen im Zusammenhang zu betrachten.

Ein Beispiel für eine stark unter- und durchströmte Stauanlage ist die Twistetalsperre des Wasserverbandes Diemel über die BJÖRNSEN (1) auf der Basis des Probestauberichtes (7) vorgetragen hat. Die Talsperre (BILD 1) steht über klüftigem Schluffstein und Sandstein. Durch flache Böschungen, Bermen und luftseitige Druckbank, d.h. durch lange Fließwege trägt sie dem nur mäßigen Druckabbau im Untergrund Rechnung. Die durch

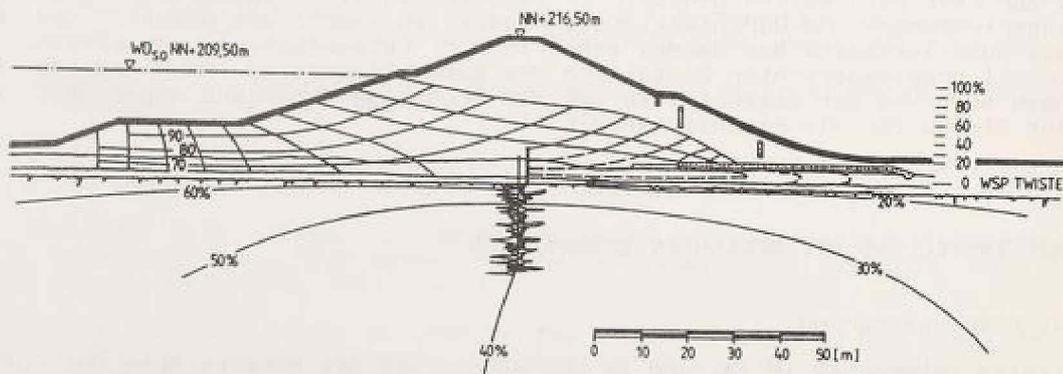


BILD 1: Gemessene Durchströmung von Staudamm und Untergrund bei Sommerdauerstau von NN +209,50 m

ein umfangreiches Meßprogramm erkundeten Standrohrspiegelhöhen zeigen, daß ein wesentlicher Potentialabbau bei dieser Talsperre durch die Auelehmdecke und Verwitterungszone des Buntsandsteins im Beckenbereich erzielt wird. Desweiteren stellt sich der Untergrund als besonders anisotrop dar. Die durch Verpressung des klüftigen Gesteins unter der Talsperre geschaffene Zone trägt nur zu einem Potentialabbau von 20 bis 40 % bei. Dies ergibt sich aus der theoretisch zu erwartenden Umströmung und Unterströmung der Dichtungszone aber auch daraus, daß die Verpresszone des Buntsandsteins nicht wasserdicht ist.

Entsprechend dem nur relativ geringen Druckabbau bei der Unterströmung der Talsperre wurde der Staudamm nicht mit einer ausgeprägten Dichtungszone gebaut, sondern es wurde Buntsandsteintrümmerschutt beim Gewinnen und Einbauen so aufgearbeitet, daß er ausreichend homogen und undurchlässig wurde, um einen stetigen Wasserdruckabbau bei der Durchströmung des Staudammes zu gewährleisten. Entsprechend der Einbautechnik ist die Dammschüttung hinsichtlich der Durchlässigkeit stark anisotrop, was sich in der Lage der Wasserspiegellinie im Damm ausdrückt. Während die freie Oberfläche der Durchströmung des Dammes durch den Dammaufstandsflächenfilter hinreichend tief im Damm gehalten werden kann, mußte zur Beherrschung der Wasserdrücke aus der großräumigen Unterströmung der Talsperre luftseits des Dammes eine Druckbank mit Entspannungsrigolen gebaut werden. Insgesamt zeigt das Bild der Dammdurchströmung und Unterströmung, daß die Druckabbauraten gleichmäßig verteilt sind von der Wasserseite bis zur Luftseite, so daß an keiner Stelle hinsichtlich der hydraulischen Gradienten eine Überbeanspruchung des Buntsandsteinfelses, der Verpresszone oder des Buntsandsteintrümmerschutt der Dammschüttung gegeben ist und so daß in der Dammaufstandsfläche keine größeren Potentialunterschiede beherrscht werden müssen.

Der Bau derartig stark durchströmter Stauanlagen setzt die anwendungsorientierte Beherrschung der Potentialtheorie für anisotrope und inhomogene Medien voraus. Professor Breth hat dies in Forschung und Lehre stets gefördert. Der Bau eines elektrischen Analogons in geeigneter Größe zur Untersuchung von Talsperren und ihres Untergrundes durch GÜNTHER (2) war der Beginn der anwendungsorientierten Forschung am Institut für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt auf diesem Gebiet. Mit der Einführung der Großrechenautomaten folgte die Entwicklung eines Finite-Element-Programmes für die Berechnung von Grundwasserströmungen im Vertikalschnitt auch im instationären Fall durch KLÜBER (3). Auch an anderen Instituten wurden derartige Entwicklungen betrieben, so daß heute für den ebenen Fall einer durchströmten und unterströmten Talsperre das theoretische Rüstzeug vollständig vorhanden ist. Durch die Veröffentlichung von Ergebnissen aus Parameterrechnungen an potentialtheoretischen Modellen, z.B. durch KRIZEK (4), läßt sich heute schon im Entwurfsfall das Ausmaß der Unterströmung und der Wirksamkeit einer Teiluntergrunddichtung sowie der Länge der Dammaufstandsfläche entsprechend BILD 2 aus (1) abschätzen.

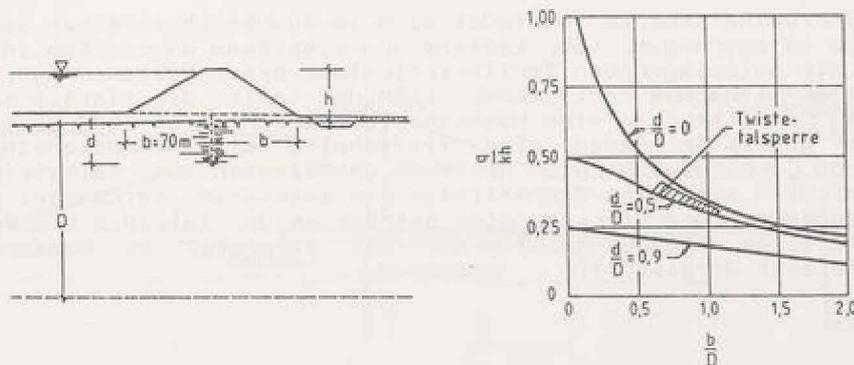


BILD 2: Unterströmung eines undurchlässigen Dammes im homogenen und isotropen Medium nach der Potentialtheorie

Die für die Nutzung der theoretischen Kenntnisse und mathematischen Modelle erforderliche Einschätzung der Durchlässigkeit des Beckenbodens, der Übergangsschicht vom Talschotter auf den verwitterten Felsgrund, der Durchlässigkeit der tiefreichenden Felsschichten, insbesondere ihrer Anisotropie, d.h. das Verhältnis der horizontalen zur vertikalen Durchlässigkeit der Felsschichten mit ihren vielfältigen Trennflächen und damit der ausreichenden hydraulischen Leistungsfähigkeit von Flächenfilter und Entspannungsbrunnen ist schwierig. Für die räumliche Anströmung der Dammaufstandsfläche aus dem Hang stellt sich die Situation noch erheblich komplexer und schwer erfassbarer dar. Zu den Einflüssen aus der geologischen Schichtung kommt eine stark anisotrope Durchlässigkeit hinzu. Nicht nur in horizontaler und vertikaler Richtung ist die Durchlässigkeit so unterschiedlich sondern auch in Tallängsrichtung und in Talquerrichtung sind manchmal durch die Hangauflockerung sehr unterschiedliche Durchlässigkeiten gegeben. Eine Vereinfachung der Verhältnisse ist im Hang oft gegenüber dem Tal dadurch möglich, daß der Hangschutt abgeräumt werden kann, da er im allgemeinen für den Dammbau wirtschaftlich wiederverwendbar ist, während im Talbereich die Zwänge, den Auelehm und Talkies zu belassen, zahlreich sind. Während im Talabschnitt die zu beherrschende Wasserdruckhöhe entsprechend der Stauhöhe eindeutig bekannt ist, ist an den Hängen nicht von vorneherein bekannt, in welchem Ausmaße sich der Wasserspiegel seitlich des Stausees und des Dammes infolge Wasserverluste durch die Uferdichtung erhöht und in welchem Umfange der Gebietsabfluß seitlich der Talsperre zu einem Aufstau des Grundwassers seitlich des Dammes führt.

Während man sich im Tal zur Erfassung der hydraulischen Verhältnisse nur ein Modell bilden muß, an dem die Einflüsse der unsicheren Einschätzungen getestet werden können, muß man für die Hänge im allgemeinen 2 Modelle betrachten, da bedingt durch geologische Störungen die Verhältnisse rechts und links eines Staues sehr unterschiedlich sein können.

Im folgenden wird anhand von 3 Stauanlagen, deren Probetaus der Verfasser unter anderem nach Ausscheiden aus dem Institut für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt durchgeführt hat, gezeigt, wie vielfältig die Verhältnisse sein können.

2 BEISPIELE DER UMSTRÖMUNG UND ANSTRÖMUNG

2.1 HRB - Westhofen

Das Hochwasserrückhaltebecken befindet sich im Südrhein Hessischen Senkungsgebiet mit mächtigen Ablagerungen. Löß, Lößlehm und Klebsande überdecken in wechselnder Mächtigkeit die unterlagernden Tertiärschichten. Diese bestehen aus Miozän. Eine in Richtung des Altbaches verlaufende Störung teilt die Tertiärschichten in 2 tektonische Einheiten; an eine Hochscholle mit Cerithien- und Corbiculaschichten im Norden grenzt im Süden eine Tiefscholle mit Hydrobienschichten. Die Hydrobien- und Corbiculaschichten bestehen überwiegend aus Kalksteinlagen. Die Cerithienschichten sind eine Wechselfolge von Kalkstein, Kalkmergel und Tonmergel. Die Mächtigkeit der Deckschichten beträgt in der Talsohle bis zu 10 m und nimmt am nördlichen Hang auf ca. 1 m ab. Das Talprofil in Dammachse ist in BILD 3 vereinfacht dargestellt.

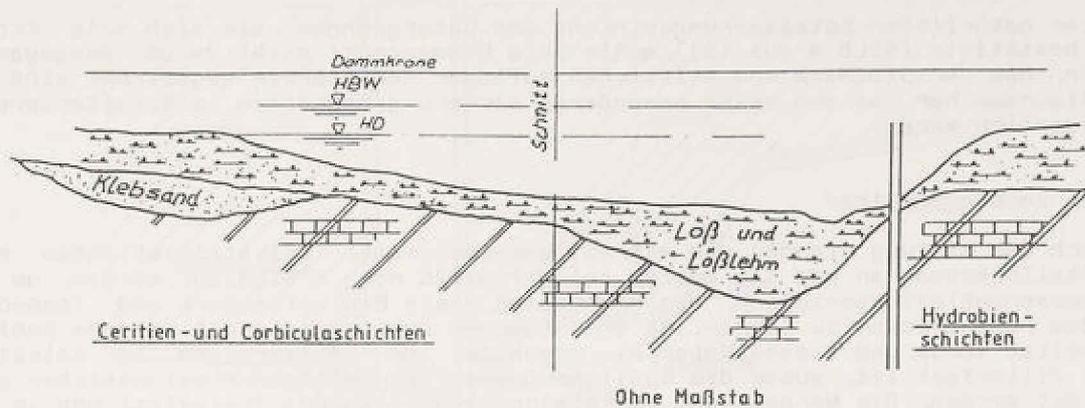


BILD 3: Untergrund des Seebachdammes

2.1.1 Linke Schulter

Vor Einstau lag der Grundwasserspiegel unter der linken Dammschulter ca. 5 m tief unter der Dammaufstandsfläche. Ein Grundwassergefälle in Talquerrichtung wurde nicht beobachtet, was auf möglicherweise große Wasserwegsamkeit des Untergrundes hinweist. Der Entwurf mußte wegen der großräumig hohen Durchlässigkeit des tiefen Untergrundes ($K_D = 5 \cdot 10^{-4}$ m/s) davon ausgehen, daß der gesamte Wasserdruck durch die Deckschicht aus Lößlehm gehalten werden muß. Aufgrund der Durchlässigkeit der Löss konnte die Dauerstauhöhe anfangs nicht gehalten werden und sämtlicher Zufluß versickerte im Untergrund. Durch Nachverdichtung der Beckensohle und Kolmation ist inzwischen eine ausreichende Dichtigkeit erreicht worden. Für die Sicherheit der Anlage ist entscheidend, daß die Wasserwegsamkeit der Cerithien und Corbiculaschichten ausreichend groß ist, um das durch die Beckendichtung sickernde Wasser so abzuführen, daß am luftseitigen Dammfuß kein Auftrieb zu erwarten ist, d.h. die Dichtungsflächen von 8,7 ha bei Dauerstau und 34,6 ha bei Hochwasser mit Stauhöhe von 5,5 m bis 8,8 m sind in Relation zur Transmissivität unter der Sperre zu sehen. Die vorsorglich gebauten Entspannungsbrunnen sind bisher noch nicht in Funktion getreten. Entsprechend dieser

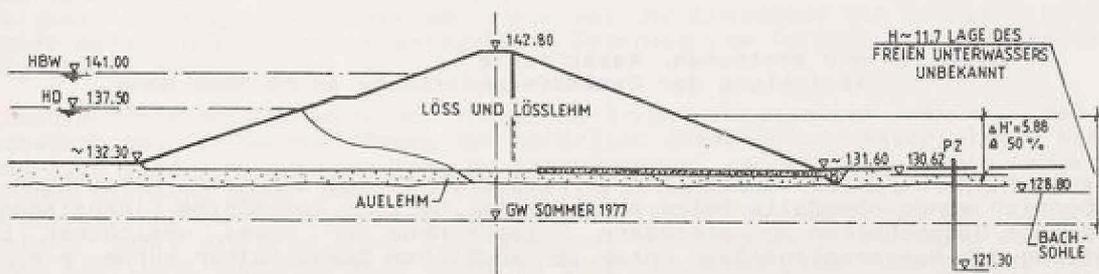


BILD 4: HRB Westhofen
Unterströmung des Staudammes am linken Hang

starken natürlichen Entwässerungswirkung des Untergrundes, die sich beim Probe-
stau bestätigte (BILD 4 aus (5)), mußte beim Dammentwurf nicht davon ausgegangen
werden, daß der Staudamm vom seitlichen Auflager her stärker angeströmt wird als
vom Stauration her, so daß keine besonderen Sicherungsmaßnahmen im Schulterbereich
erforderlich waren.

2.1.2 Rechte Schulter

Südlich der Störung standen die extrem wasserwegsam Kalksteinschichten nahe
der Steilböschung an und sie mußten entwurfsgemäß noch freigelegt werden, um den
Hochwasserentlastungsstollen, den Grundablaß sowie Einlaufbauwerk und Tosbecken
auf dem Fels gründen zu können. Da der Staudamm aus gering durchlässigem Schluff
geschüttet wurde und dieses Material gegenüber den Wasserwegen im Kalkstein
nicht filterfest ist, mußte die südliche Dammaufstandsfläche erosionssicher aus-
gebildet werden. Die Mergel- und Kalksteinschichten wurden freigelegt und in den
Steilbereichen mit Spritzbeton sowie in den flachen Bereichen normalem Beton
BN 150 versiegelt (BILD 5).

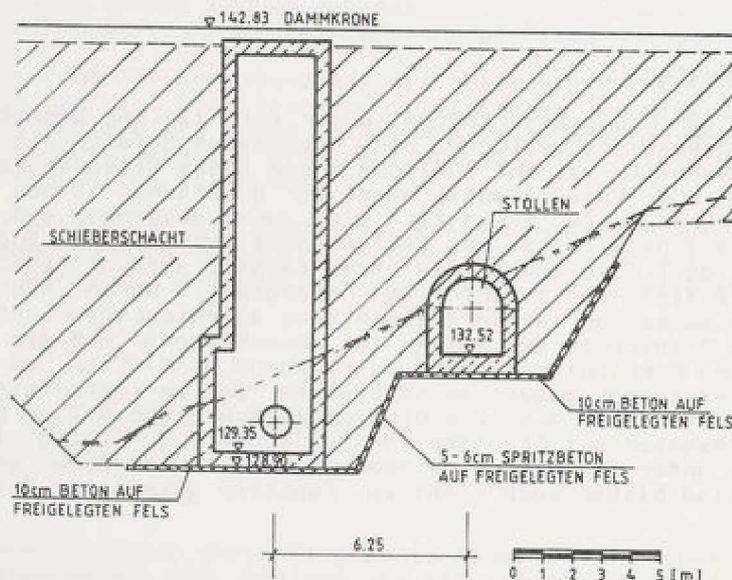


BILD 5: HRB Westhofen, Wasserseite
Abdichtung der Dammaufstandsfläche am rechten Hang

Im Bereich des Einlaufbauwerkes und der talaufwärts angrenzenden Böschungen im
Staubereich wurde ebenfalls Beton aufgebracht, um eine übermäßige Einspeisung in
die rechte Dammschulter zu verhindern. Entsprechend der etwas unsicheren Ein-
schätzung der Wasserspiegellage unter der südlichen Dammschulter wurde sie von
Dammitte bis zum luftseitigen Dammfuß durch einen Flächenfilter gegen Wasser-
zutritte aus dem Fels gesichert, denn es mußte davon ausgegangen werden, daß bei
konzentrierter Anströmung des Schluffdammes aus einer Kalksteinkluft der Damm
erodiert (BILD 6).

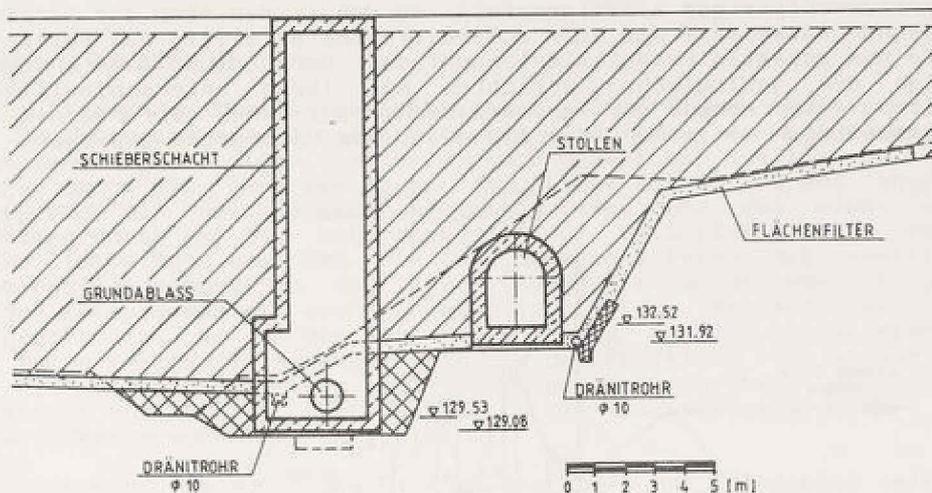


BILD 6: HRB Westhofen, Luftseite
Flächenfilter im Dammlager am rechten Hang

Beim Probestau, zu dessen besserer Beurteilung noch ergänzende Peilbrunnen niedergebracht wurden, konnte festgestellt werden, daß die hohe Wasserwegsamkeit des rechten Dammauflagers zusammen mit der hinreichenden Abdichtung des rechten Beckenrandes bewirkte, daß schon am wasserseitigen Dammfuß die Standrohrspiegelhöhe im Kalkstein unter der Dammaufstandsfläche liegt, so daß nur eine Durchsickerung vom Becken durch den Damm zum Kalkstein hin auftritt.

2.2 Antrifftalsperre

2.2.1 Rechte Schulter

Die rechte Schulter der Antrifftalsperre besteht aus schluffigen Sanden des Tertiär, die eine geringe Wasserdurchlässigkeit haben. Das Tertiär grenzt in einer steil stehenden Verwerfungszone an den klüftigen Fels des Buntsandsteines an. Entsprechend der geringen Durchlässigkeit des Tertiärs und der hohen Durchlässigkeit des Buntsandsteines war schon bei der Erkundung ein starker unterirdischer Abfall des Hangwasserspiegels am Übergang vom Tertiär zum Buntsandstein festgestellt worden (BILD 7).

Es konnte daher beim Entwurf der Talsperre davon ausgegangen werden, daß der Druckabbau bei der Durchströmung der natürlich anstehenden Materialien ausreichend sein wird, um den Staudamm vor Anströmungen zu schützen. Die senkrecht stehende Dichtung mußte daher in den tertiären Sand nur soweit einbinden, daß ein ausreichend langer Sickerweg bei der vertikalen und horizontalen Umströmung entsteht, damit die Gradienten beim Übergang der Grundwasserströmung vom Tertiär in den klüftigen Buntsandstein nicht zu groß sind. Die Umströmung der rechten Dammschulter ist in einem Rundschnitt (BILD 7 aus (6)), dessen Lage sich aus BILD 8 ergibt, dargestellt. Es wird festgestellt, daß die Uferzone ganz erheblich zum Potentialabbau beiträgt. Relativ gering ist der Druckabbau bei der Umströmung der Talsperre im Tertiärsand. Die entscheidende Absenkung des Hangwasserspiegels erfolgt durch den Übergang vom geringdurchlässigen Schluffsand

auf den hochdurchlässigen klüftigen Fels, so daß in der Nähe der Verwerfung ein unterirdischer Wasserfall von 10 m Höhendifferenz auftritt; das entspricht etwa der Hälfte des gesamten Potentialunterschiedes. Durch diese außerordentlich günstige Folge der geologischen Schichten mit ihren unterschiedlichen Durchlässigkeiten, entsprechend der grundwasserhydraulischen Erfordernis, ist das rechte Dammauflager vor einer Anströmung aus dem Untergrund gesichert.

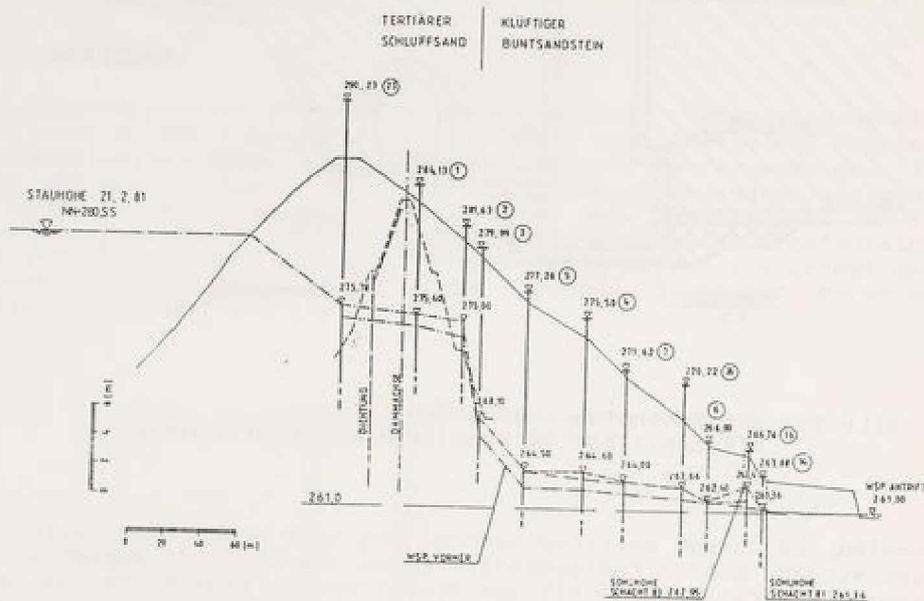


BILD 7 : Antrifttalsperre
Umströmung der rechten Schulter

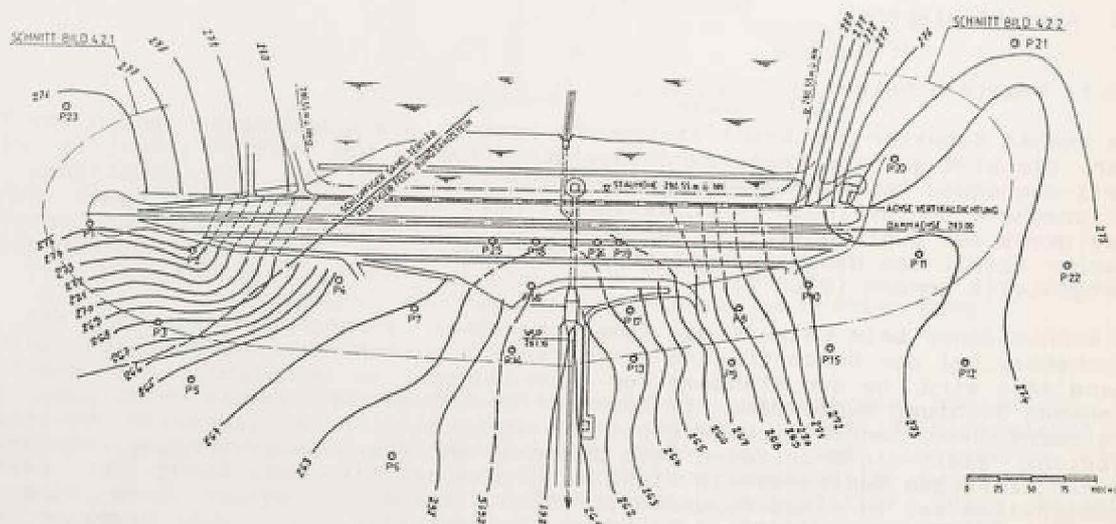


BILD 8: Antrifttalsperre - Grundwassergleichen
bei der Umströmung der Talsperre

2.2.2 Linke Schulter

Das linke Auflager des Staudammes besteht aus schluffigem, bankigem Sandstein mit hoher Wasserwegsamkeit. Die Asphaltbetoninnendichtung des Staudammes wurde in den Sandsteinuntergrund mittels einer verformungsweichen Schlitzwand verlängert, die wiederum durch eine Verpressung an den tieferen Untergrund angeschlossen wurde. Aufgrund der beschränkten Verpresserfolge und des nicht erreichten dichten Untergrundes ist die Untergrunddichtung unterläufig und insbesondere wird sie am linken Hang umströmt. Die Abdichtung des Felses muß soweit in die linke Dammschulter eingreifen, daß in Verbindung mit der Beckendichtung und der luftseitigen Entspannung ein ausreichender Abfall des Wasserdruckes im Dammauflager gegeben ist, so daß der schluffig, sandig, kiesige Stützkörper des Dammes nicht durch konzentrierte Anströmung aus dem klüftigen Fels angegriffen werden kann. Die Untergrunddichtung soll jedoch aus Kostengründen möglichst knapp gehalten werden und sie soll nicht soweit in die Schulter eingreifen, daß eine unnötige Grundwasseraufhöhung dort eintritt.

Es war zu bedenken, daß durch den Einstau des Tales das Felsgebiet seitlich des Tales seine Vorflut verliert. Selbst bei vollkommener Beckendichtung tritt seitlich der Talsperre wegen der veränderten Vorflutverhältnisse eine erhebliche Aufhöhung des Grundwassers ein, die so groß wird, daß der Gebietsabfluß seitlich der Talsperre, mit dem sich durch die Grundwasseraufhöhung einstellenden Gefälle eine ausreichende Vorflut findet. Dieser Grundwasserstrom muß, angereichert mit dem Wasser, das durch die Beckendichtung zuströmt, um die Dammschulter herumgeführt werden. Die Grundwassergleichen in BILD 8 zeigen den Potentialabbau bei der Umströmung der Dammschulter. Zur Verdeutlichung ist die Situation in BILD 9 in einem Rundschnitt um die Schulter dargestellt. Der Rundschnitt zeigt, daß der Beckendichtung eine sehr große Bedeutung zukommt; sie bewirkt ca. 30 % des Potentialabbaues. Bei der Umströmung des Staudammes wird fast kein Druck abgebaut,

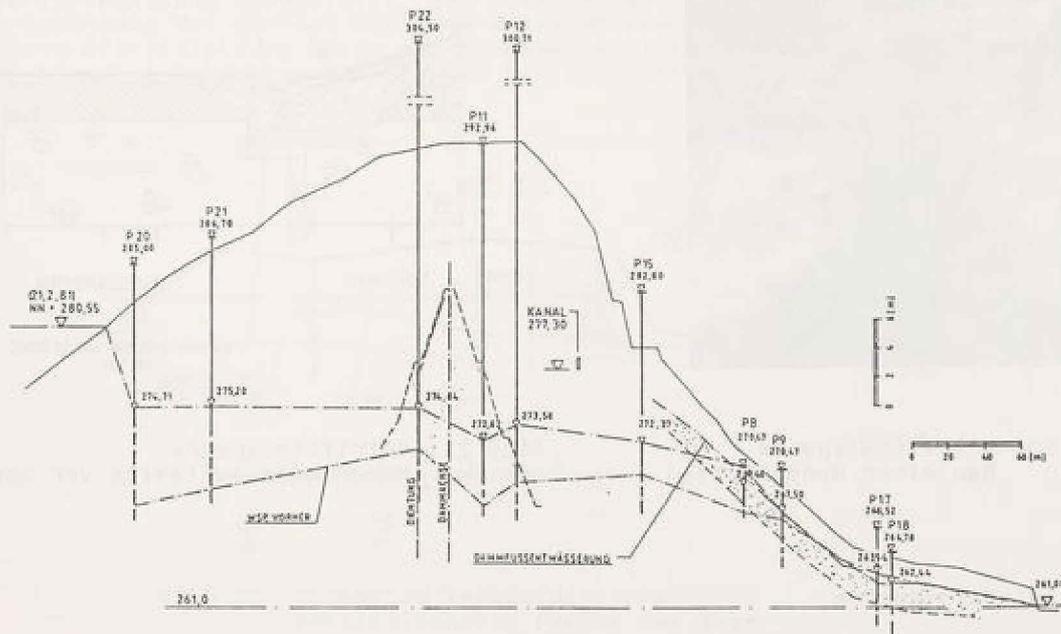


BILD 9: Antrifftalsperre - Umströmung der linken Dammschulter im Buntsandstein

auch die Dichtung bewirkt nur einen sehr geringen Druckabbau. Dies entspricht der für den ebenen Fall in BILD 2 dargestellten Aussage, daß eine nur geringfügig in einen wasserwegsamem Halbraum eingreifende Dichtzone ohne große druckabbauende Wirkung ist.

Der größte Teil des Potentialabbaues erfolgt dann durch die Dränwirkung der oberflächennahen, besonders wasserwegsamem Buntsandsteinschichten und durch die Großrigole, die in Erwartung der ungünstigen Verhältnisse am luftseitigen Dammlager auf der Schulter (BILD 10 und 11) gebaut wurde. Diese Entwässerungsrigole für den Hangfels liegt luftseits der Sperre. Der Damm selbst wurde in gedanklicher Anlehnung an das Druckbankkonzept abdichtend gegen den Fels gesetzt. Das Entwässerungssystem des Dammes soll lediglich eine Durchsickerung des Dammes bei defekter Innendichtung bzw. bei Durchsickerung der über der Innendichtung liegenden Lehmdichtung im Hochwasserfall beherrschen und ist daher gegen den Untergrund abgedichtet. Da die Abschätzung der Wirkung von Beckendichtung und luftseitiger Rigole in Verbindung mit dem nicht genau bekannten Grundwasserstrom seitlich der Talsperre in der Entwurfsphase nicht hinreichend möglich war, waren im Bauvertrag Großbrunnen vorgesehen, um die Entspannungswirkung verbessern zu können. Aufgrund der Probetauergebnisse konnte darauf verzichtet werden.

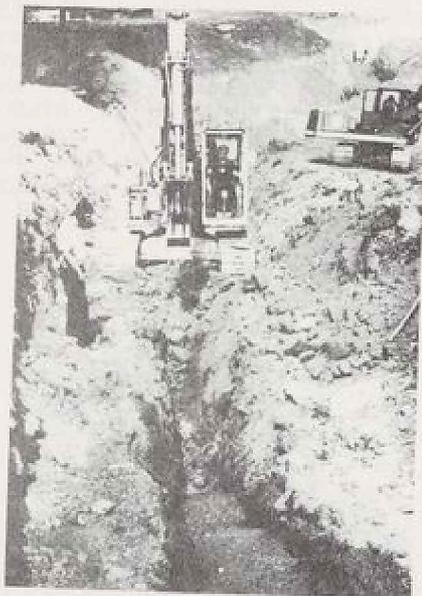


BILD 10: Antrifftalsperre
Bau einer Hangrigole

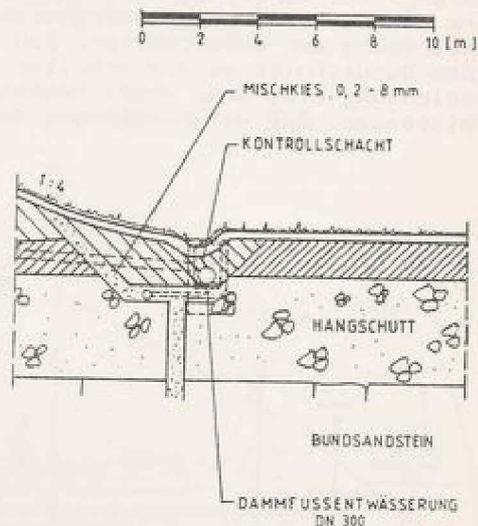


BILD 11: Antrifftalsperre
Hangrigole luftseits der Sperre

2.3 Twistetalsperre

2.3.1 Rechte Seite

Die Hänge rechts der Twistetalsperre bestehen aus klüftigem, sandsteinigem Fels. Der Grundwasserspiegel vor Einstau lag 10 bis 15 m unter dem angestrebten Som-

merdauerstauniveau. Um den Stau halten zu können, sind die natürlich vorhandenen und künstlich aufgebracht Hangschuttschichten bzw. Vorschüttungen wesentliches Element des Entwurfes. Durch diese Uferabdichtung stellen sich die Grundwasserstände bei Dauerstau entsprechend BILD 12 dar.

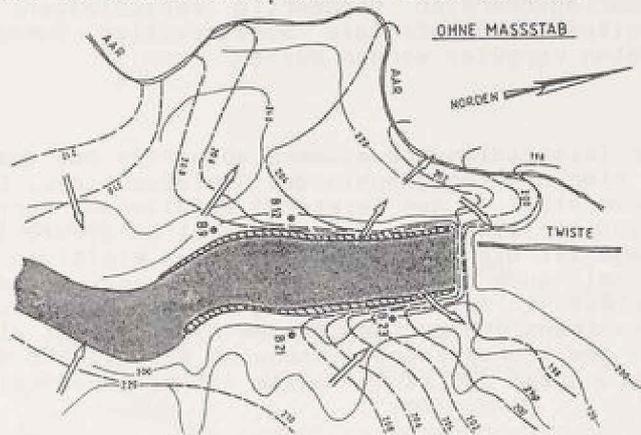


BILD 12: Twistetalsperre - Grundwassergleichen bei Sommerdauerstau von NN +209,50 m

Man erkennt, daß sich im oberen Teil des Stausees der seitliche Grundwasserstand auf den Beckenwasserspiegel eingestellt hat. Während zum Staudamm hin die Uferdichtung dafür sorgt, daß im See der Sollwasserspiegel gehalten wird, strömt das Grundwasser seitlich der Talsperre in Tallängsrichtung, wobei es stetig an Höhe verliert. Die Verhältnisse sind in BILD 13 (aus (7)) als Längsschnitt landseits der Uferanschüttung dargestellt. Man erkennt, daß im staudammnahen Bereich die Uferanschüttung den größten Teil des Wasserdruckunterschiedes beherrschen muß. Ohne diese Uferabdichtung würde der Stausee seitlich in das Gebirge auslaufen und der Staudamm würde von den Flanken her angegriffen.

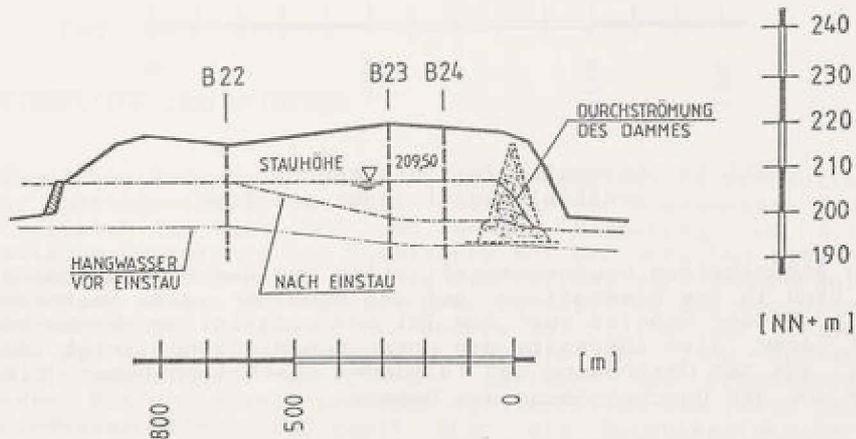


BILD 13: Probestau Twistetalsperre Vertikalschnitt rechts des Sees

Da der Staudamm als homogener, anisotroper, durchströmter Damm gebaut wurde, liegt der Wasserspiegel im Damm deutlich höher als seitlich im Gebirge unter dem Dammauflager im Hang. Es findet also auch eine Strömung vom Stausee durch den

Staudamm in die rechte Schulter statt. Entsprechend wurde bei der Herrichtung der Dammaufstandsfläche am Hang auf die Filterfestigkeit des Überganges vom schluffig, sandig, kiesigen Schüttmaterial auf den Untergrund geachtet. Günstig wirkte sich dabei aus, daß durch die den Hang hochlaufende Untergrundverpressung die Klüfte im Hangauflagerbereich hochwertig verschlossen waren. Andernfalls hätte wie in dem Beispiel Westhofen die wasserseitige Dammaufstandsfläche auf der Schulter mit Beton vergütet werden müssen.

2.3.2 Linke Seite

Die Hänge links der Twistetalsperre stammen ebenfalls aus dem Buntsandstein. Als Besonderheit kommt hier die Topographie des Gebietes hinzu. Die linke Dammschulter besteht aus einer steil in das Twistetal abfallenden Bergnase. Wenige 100 m seitlich der Dammschulter liegt das dem Twistetal parallele Tal der Aar. Durch diese exponierte Lage ist die Hangauflockerung des klüftigen Buntsandsteins besonders stark und damit auch die Wasserwegsamkeit entsprechend groß. Aufgrund der hohen Durchlässigkeit in Tallängsrichtung ist der Druckabbau bei der Grundwasserströmung in Tallängsrichtung bei weitem nicht so gut wie auf der rechten Seite. Dies ist aus dem Grundwassergleichenplan BILD 12 und aus dem Längsschnitt hinter der Uferdichtung auf der linken Seite des Stausees (BILD 14) zu ersehen.

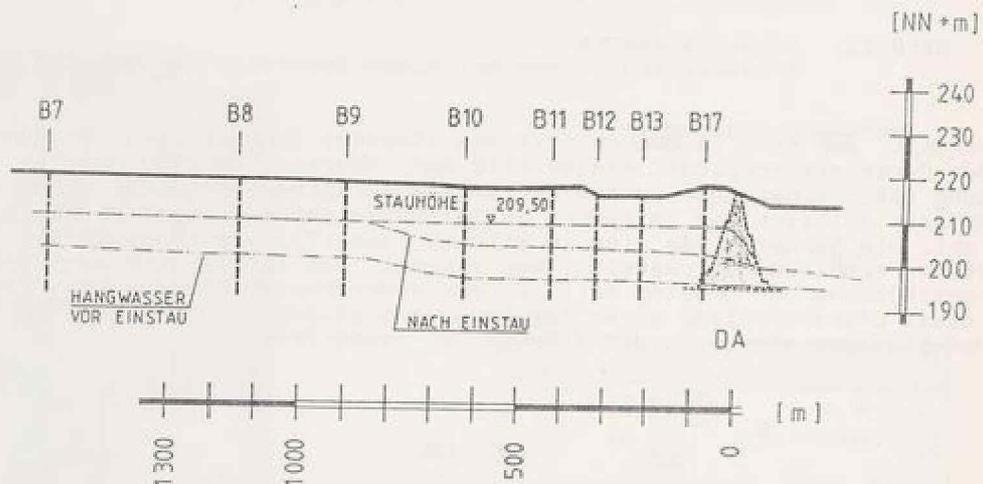


BILD 14: Probestau Twistetalsperre
Vertikalschnitt links des Sees

Aufgrund der großräumigen Grundwassersituation und der Durchströmung des Dammes ergibt sich dann in dem Dammauflager auf der Schulter die Anströmungssituation gemäß BILD 15. Dieser Schnitt quer zum Tal und parallel zur Dammachse unter der luftseitigen Berme, also luftseits der Untergrunddichtung, zeigt, daß der Hangwasserspiegel aus der Umströmung der Talsperre wesentlich höher liegt als die Spiegellinie aus der Durchströmung des Dammes.

Um den Damm vor der Anströmung zu schützen, wurde schon beim Bau ein Flächenfilter mit Dränrohr im Dammauflager gebaut, das wie die Beobachtungen beim Probestau zeigen, stark angeströmt wird und den Hangwasserspiegel auf das Niveau des Wasserspiegels im Damm herunterzieht. Da der Wasserdruck im Fels höher ist als der im Stützkörper des Dammes, erfolgt auch eine Anströmung des Filters in der ebenen Dammaufstandsfläche vom Untergrund her. Um eine konzentrierte Anströmung des Aufstandsflächenfilters in der Hangaufschulter und die Quellenbildung im luftseitigen Verschnitt von Dammböschung und Talhang zu verhindern,

wurden entlang des Felshanges luftseits der Sperre Rigolen in den Hang gebaut und ergänzend im Übergang vom Tal zum Hang Entspannungsbrunnen gebohrt. Diese Ergänzungen erfolgten aufgrund der während des Probetaus gewonnenen Erkenntnisse.

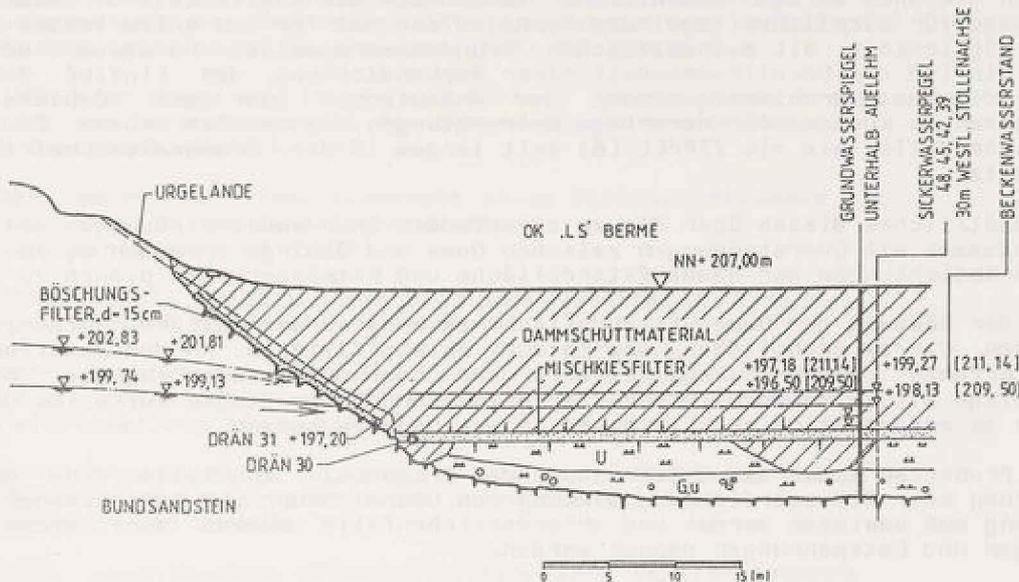


Bild 15: Twistetal Sperre - Anströmung der linken Dammschulter luftseits der Dammachse

3 ALLGEMEINGÖLTIGE ERKENNTNISSE

Für den Entwurf von Talsperren in stark wasserwegsamem Felsformationen ist die Kenntnis der Durchlässigkeit der Felsformation, der Homogenität und Isotropie in den Hängen seitlich der Talsperre von großer Bedeutung, um die prinzipiell richtige bauliche Gestaltung des Dammlagers auf der Schulter entwerfen zu können. Um ausreichende Unterlagen für die Beurteilung der geohydraulischen Situation zu gewinnen, müssen Erkundungsbohrungen seitlich des Staudammes, des Seeufers und an den Hängen luftseits der Sperre zu Beginn der Planung niedergebracht werden und als Peilbrunnen wenigstens ein Jahr lang beobachtet werden. Nur so kann ein ausreichend gesicherter Nullwert des Grundwasserstandes ermittelt werden. Die Grundwasserbeobachtungen seitlich des Tales geben Aufschluß über die Grundwassergefälle und damit über die Durchlässigkeitsrelationen im Gebiet und die großräumige Inhomogenität. Der Grundwasserbeobachtung ab Beginn der Planungsarbeiten kommt hinsichtlich der Möglichkeit den Probetau auszuwerten und der Beweissicherung große Bedeutung zu, denn die Grundwasseraufhöhung in den durchlässigen Felsformationen kann durch eine Stauanlage außerordentlich weit reichen.

Die Möglichkeiten derartige räumliche Strömungsfälle mit Einspeisung aus Beckenrand, Gebietszufluß und Niederschlag theoretisch zu erfassen, werden mit der

Entwicklung mathematischer Modelle besser. Die Erfassung der Durchströmung des klüftigen Felses nach der Potentialtheorie ist zwar umstritten, jedoch zeigen die Beispiele der Twisttalsperre und der Antrifttalsperre, daß nach der Potentialtheorie für mittlere Durchlässigkeitsverhältnisse relativ gute Vorhersagen gewonnen werden. Wesentlicher jedoch als die Möglichkeit der exakten Vorhersage für wirklichkeitsgetreue Verhältnisse ist für den entwerfenden Ingenieur die Möglichkeit, mit mathematischen Grundwassermodellen Parameterstudien über den Einfluß der Unvollkommenheit einer Beckendichtung, den Einfluß der unterschiedlichen Durchlässigkeiten, der Anisotropie oder des Gebietsabflusses erfassen zu können. Für derartige Betrachtungen eignen sich ebene Grundwasserabflußmodelle, wie sie ZIPFEL (8) seit langem in der Grundwasserbewirtschaftung einsetzt.

Grundsätzliches Wissen über die zu erwartenden Grundwasserströmungen seitlich des Staudammes mit Querströmungen zwischen Damm und Gebirge erlauben es im gewissen Maße Abdichtungen der Dammaufstandsfläche und Entwässerungen planen zu können.

Bei der Räumung der Dammaufstandsfläche am Hang werden weitere Aufschlüsse gewonnen, die es ermöglichen, den Entwurf zu modifizieren. An den Dammlanken sind filterfeste Übergänge herzustellen und besonders wasserwegsame Untergrundbereiche mit Beton abzusichern. Zur Entwässerung des Hanges luftseits der Sperre kann es erforderlich sein, Rigolen in den Hang zu setzen.

Dem Probestau kommt als dritte Stufe der Erkenntnis ebenfalls eine große Bedeutung bei. Die ausreichende Wirkung von Uferdichtung und luftseitiger Entwässerung muß bewiesen werden und erforderlichenfalls müssen zusätzliche Abdichtungen und Entspannungen gebaut werden.

Literatur:

- (1) BJÖRNSEN, Meß- und Überwachungsprogramm einer Stauanlage im Buntsandstein bei begrenzter Untergrundabdichtung am Beispiel der Twistetalsperre, Wasserwirtschaft 72 (1982) 3
- (2) GÖNTHER, Zur Frage der Erosionssicherheit unterströmter Erdstaudämme Mitt. der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau, TH Darmstadt, Heft 5, 1970
- (3) KLÜBER, BRETH, Zur Standsicherheit eines Steinschüttdammes mit einem Leck in der Oberflächendichtung Wasserwirtschaft 67 (1977) 1
- (4) KRIZEK, KARADI, Effectiveness of a leaky sheetpile University of Wisconsin, Milwaukee
- (5) SCHMITT, Ingenieurbüro Dr.-Ing. G. Björnson, Schlußbericht zum 2. Probestau des HRB Westhofen 1980, unveröffentlicht, Kreisverwaltung Alzey-Worms
- (6) SCHMITT, Ingenieurbüro Dr.-Ing. G. Björnson, Probestau Antrifttalsperre, Schlußbericht 1981, unveröffentlicht, Wasserverband Schwalm
- (7) SCHMITT, Ingenieurbüro Dr.-Ing. G. Björnson, Twistetalsperre Wetterburg, Probestau, Schlußbericht 1981, unveröffentlicht, Hessischer Wasserverband Diemel
- (8) ZIPFEL, Aufbau und Ergebnisse von Grundwassermodellen Wasserkalender 1982, Erich-Schmidt-Verlag

Faint, illegible text, possibly bleed-through from the reverse side of the page. The text is arranged in several paragraphs and appears to be a formal document or report.

ASPHALTBETON FÜR DIE INNENDICHTUNG VON STAUDÄMMEN
- EIN BEITRAG ZUR FRAGE NACH DEN ZEITABHÄNGIGEN VERFORMUNGEN -

Dipl.-Ing. Heinz H. Schwab

Institut für Bodenmechanik und Grundbau
TH DARMSTADT

1 EINLEITUNG

Asphaltbeton wird als Baumaterial für Kerndichtungen von Steinschüttdämmen seit vielen Jahren mit Erfolg angewendet. Dämme mit Höhen von 150 m wurden bisher ausgeführt. Der Wunsch nach Ausführung höherer Dämme mit Kerndichtungen aus Asphaltbeton besteht. Während zur sicheren Ausführung von Asphaltbetonkerndichtungen für Dämme mit einer Kronenhöhe von bis zu 100 m die heute zur Verfügung stehenden Technologien und Konstruktionen bei sorgfältiger Anwendung ausreichen, erfordern höhere Dämme weitergehende Untersuchungen der Wechselwirkung zwischen Dammkörper, Untergrund und Asphaltbetonkern. Solche Wechselwirkungen werden im allgemeinen mit numerischen Methoden untersucht. Zur Durchführung solcher numerischer Analysen ist die Kenntnis der Stoffgesetze der einzelnen zum Einbau gelangenden Materialien erforderlich, d.h. als Eingangsgrößen für die Berechnung ist das Spannungs-Dehnungsverhalten der verwendeten Baumaterialien und des Untergrundes zu untersuchen und zu beschreiben. Während für die Stützkörper und die Übergangszonen, die in den überwiegenden Fällen aus rolligem Material wie z.B. gebrochenem Stein oder Kies bestehen, inzwischen die erforderlichen Kennwerte vorliegen oder auf einfache Weise bestimmt werden können, sind die für die vorliegende Fragestellung verwertbaren Untersuchungen mit Asphaltbeton noch spärlich. Dies liegt nicht zuletzt daran, daß im Gegensatz zu den rolligen Materialien, der Asphaltbeton ein ausgeprägt zeitabhängiges Verformungsverhalten besitzt.

Über Untersuchungen zum Nachweis der Eignung des Asphaltbetons für die Innendichtung von Staudämmen wurde in einem früheren Beitrag bereits berichtet (Breth/Schwab 1979). Im vorliegenden Beitrag soll am Beispiel der im Triaxialversuch an einem ausgewählten Asphaltbeton gemessenen Vertikaldehnung aufgezeigt werden, wie in Abhängigkeit einer vorgegebenen Belastungsfunktion, die bis zu einem beliebigen Zeitpunkt auftretende Vertikaldehnung des Asphaltbetons angegeben werden kann. Zur Überprüfung der angegebenen Methode werden die Meßergebnisse den berechneten Werten gegenübergestellt. Anschließend wird das Verhalten der Kerndichtung eines ca. 74 m hohen Steinschüttdammes unter Berücksichtigung des Einflusses der Schüttdauer untersucht. Dabei wird von einer Schüttdauer von 8 Monaten ausgegangen. Der Einfluß einer Schüttpause von 4 Monaten nach einer ersten Schüttperiode von 4 Monaten und einer daran anschließenden zweiten Schüttperiode von 4 Monaten wird ebenfalls untersucht.

2 DAS SPANNUNGS- DEHNUNGS- ZEITVERHALTEN VON ASPHALTBETON

Asphaltbeton in der für Kerndichtungen von Steinschüttdämmen üblichen Zusammensetzung ist im allgemeinen ein Dreiphasensystem, bestehend aus Mineral, Bitumen und Luft. Der Kornaufbau des Minerals und die Menge des zugegebenen Bitumens werden so gewählt, daß durch die Verdichtung ein möglichst hohlräumärmer Beton entsteht. Ein Asphaltbeton mit einem Hohlraumgehalt von weniger als 3 Vol.-% kann technisch als undurchlässig angesehen werden. Im wesentlichen sind drei Anforderungen an eine Asphaltbetonkerndichtung zu stellen. Diese sind erstens die Dichtigkeit, zweitens die Verarbeitbarkeit und Einbaufähigkeit und schließlich drittens ausreichende Stabilität im Damm im Hinblick auf die Übergangszonen und die Stützkörper. Diese drei Anforderungen stehen sich oft entgegen, ihre Erfüllung erfordert in der überwiegenden Zahl der Fälle das Eingehen von Kompromissen. Bindemittelarme Gemische haben zwar eine ausreichende Stabilität, diese wird jedoch meist mit dem Nachteil schlechter Verarbeitbarkeit und geringer Dichtigkeit erkauft.

Bei den nachfolgend beschriebenen Untersuchungen wird davon ausgegangen, daß für die untersuchten Asphaltbetonzusammensetzungen die Forderungen nach Einbaufähigkeit und Dichtigkeit erfüllt sind. Es sind also Kriterien zur Beurteilung der Stabilität zu erarbeiten, und zwar nicht nur im Hinblick auf den im Kern herrschenden Spannungszustand, sondern auch und insbesondere im Hinblick auf Verformungen während der gesamten Nutzungsdauer der Sperre.

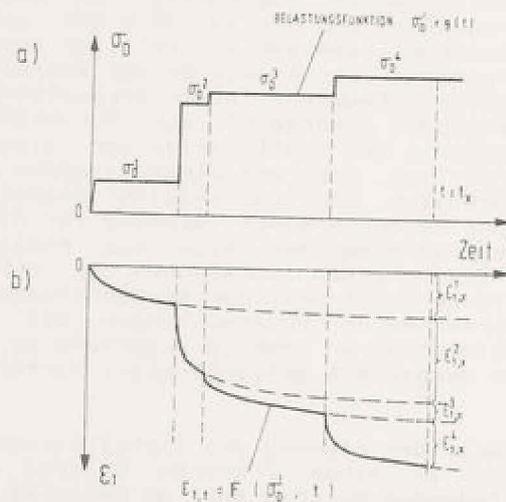


BILD 1 : Kriechversuch mit unterschiedlichen Beanspruchungsintensitäten

BILD 1a stellt allgemein die Belastungsfunktion eines Triaxialversuches mit konstantem Seitendruck dar. Dabei ist die Differenzspannung zwischen Vertikalspannung und Seitendruck über der Zeit aufgetragen. Die ausgezogene Linie im BILD 1b gibt die zugehörige Vertikaldehnung der Triaxialprobe wieder. Zwischen Belastungsfunktion und Vertikaldehnung kann folgender funktionaler Zusammenhang angedeutet werden.

$$\epsilon_{1,t} = f(S_0, T, \sigma_0^i, t) \quad (1)$$

Hierin bedeuten: $\epsilon_{1,t}$ die Vertikaldehnung der Probe zum Zeitpunkt t , S_0 der Ausgangsspannungszustand, im vorliegenden Falle z.B. der Seitendruck, T die Tempe-

ratur und t die Zeit zu der die Dehnung angegeben werden soll und σ_0^i das i -te Lastinkrement. Für die vorliegenden Betrachtungen wird zunächst sowohl S_0 als auch T als konstant angesetzt, so daß Gleichung (1) sich reduziert auf

$$\epsilon_{1,t} = F(\sigma_D^i, t) \quad (2)$$

Zur Lösung wird folgender Produktansatz gewählt:

$$\epsilon_{1,t} = f_1(\sigma_D^i) \cdot f_2(t) \quad (3)$$

Als erstes soll die Funktion f_2 bestimmt werden.

Betrachtet man im BILD 1 zunächst nur die Belastungsintensität σ_D^1 und stellt sich vor, daß diese unverändert und ausschließlich bis zum Zeitpunkt $t = t_x$ auf die Probe eingewirkt hätte, so wäre die im BILD 1b zunächst als ausgezogene, ab dem Zeitpunkt 1 als strichliert dargestellte Vertikaldehnung über die Zeit entstanden. Gleiche Überlegungen kann man für weitere bereichsweise konstante Laststufen, die zu einem späteren Zeitpunkt beginnen und beibehalten werden, anstellen. Zum Zeitpunkt $t = t_x$ ergibt sich die bis dahin aufgetretene Gesamtverformung somit aus der Aufsummierung der Einzelverformungen (s. BILD 1). Es wird nun behauptet, daß die infolge der einzelnen Laststufen auftretenden zeitlichen Verläufe der Vertikaldehnungen der Probe zueinander affin sind und daß sich deren Verlauf durch

$$\epsilon_{1,t}^* = A \cdot t^{*K} \quad (4)$$

beschreiben läßt. Bei der gewählten normierten Darstellung, gekennzeichnet durch $*$, wurde für

$$t^* = t / t_{ref} \quad (5a)$$

und für

$$\epsilon_{1,t}^* = \epsilon_{1,t} / \epsilon_{1,ref} \quad (5b)$$

gesetzt. t_{ref} ist eine beliebig festlegbare Referenzzeit, $\epsilon_{1,ref}$ ist die bei der Referenzzeit t_{ref} gemessene Referenzdehnung.

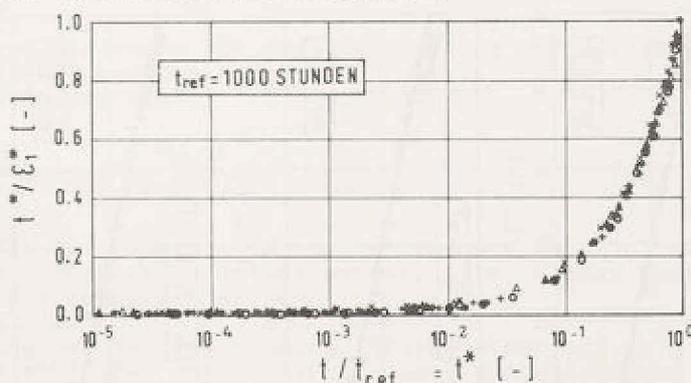


BILD 2

BILD 2 zeigt anschaulich, daß bei der gewählten Darstellungsart alle Meßwerte in einer normierten Kurve zusammenfallen. Als Achsen wurden im logarithmischen Maßstab die normierte Zeit und im linearen Maßstab der Verhältnisswert der normierten Zeit zur normierten Dehnung gewählt. Die Referenzzeit war mit $t_{ref} = 1000$ Stunden festgelegt. Unterschiedliche Laststufen sind durch unterschiedliche Symbole gekennzeichnet.

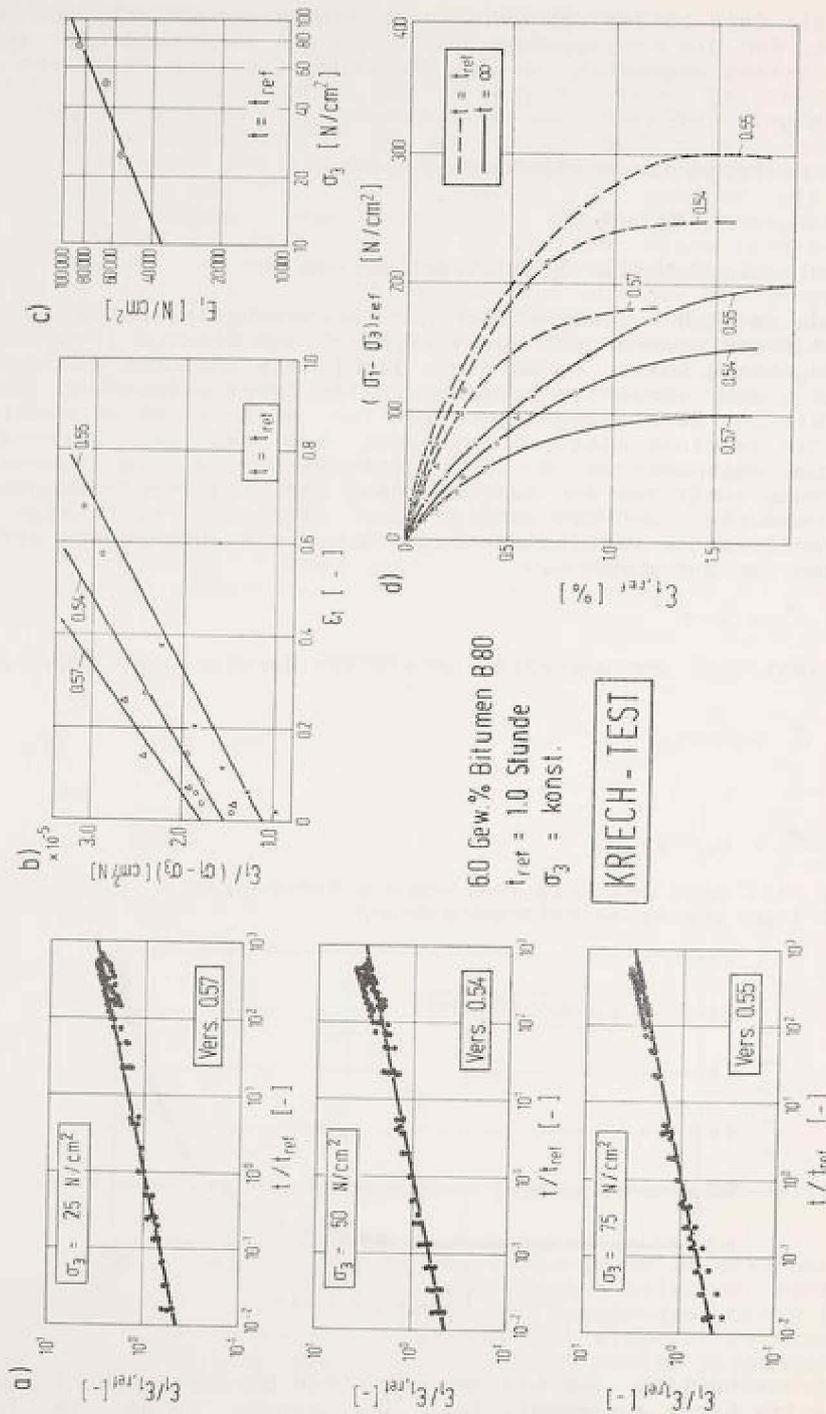


BILD 3 : Ergebnisse eines Kriech-Tests mit Asphaltbeton

Schreibt man für Gleichung (4) wie folgt

$$\lg \epsilon_{1,t}^* = \kappa \cdot \lg t^* + \lg A \quad (6),$$

so stellt dies in einem Koordinatensystem mit logarithmischer Achsteilung eine Gerade mit der Steigung κ dar. Solche Darstellungen sind für alle Laststufen der Versuche Nr. 0.54, 0.55, 0.57 in BILD 3a gegeben. Die Untersuchung einer Vielzahl von Asphaltbetonproben mit unterschiedlichen Zusammensetzungen und Hohlraumgehalten hat ergeben, daß das Steigungsmaß der Ausgleichsgeraden wohl von der Art und dem Hohlraumgehalt des Asphaltbetons, nicht jedoch von der gewählten Referenzzeit und auch nicht von dem Ausgangsspannungszustand, im vorliegenden Falle dem Seitendruck, abhängt. Für einen gegebenen Asphaltbeton ist κ eine Konstante. Für $t^* = 1$ ist $\epsilon_{1,t}^* = 1$. Hiermit folgt aus Gleichung (6), daß $\lg A = 0$ sein muß. Mit Gleichung (5a) läßt sich Gl. (4) nun wie folgt schreiben:

$$\epsilon_{1,t} = \epsilon_{1,ref} \cdot t^{*\kappa} = \epsilon_{1,ref} \cdot f_2(t) \quad (7).$$

Als nächstes soll die Funktion f_1 der Gl. (3) bestimmt werden. Summiert man zu diesem Zweck die für eine beliebig festgelegte Referenzzeit t_{ref} gemessenen Referenzdehnungen $\epsilon_{1,ref}$ auf und trägt diese Werte über den zugehörigen Spannungsdifferenzen $\sigma_1 - \sigma_3$ auf, so erhält man Kurven, wie sie beispielhaft für einen Asphaltbeton in BILD 3a strichliert dargestellt sind. Im vorliegenden Falle ist dies je eine Kurve für 25, 50 und 75 N/cm² Seitendruck. Diese "Druck-Spannungs-Kurven" können, wie in der Bodenmechanik üblich, durch Hyperbeln der Form

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ref} = \sigma_{D,ref} \cdot \frac{\epsilon_{1,ref}}{a + b \cdot \epsilon_{1,ref}} \quad (8)$$

dargestellt werden. Gl. (8) umgeformt liefert:

$$\epsilon_{1,ref} = \frac{a \cdot \sigma_{D,ref}}{(1 - b \cdot \sigma_{D,ref})} = f_1(\sigma_{D,ref}^i) \quad (9)$$

Die vollständige Gleichung für die Beschreibung der zeitabhängigen Vertikaldehnung infolge einer Spannungsänderung $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ref} = \sigma_{D,ref}$ bei einem gegebenen Seitendruck σ_3 lautet somit

$$\epsilon_{1,t} = \frac{a \cdot \sigma_{D,ref}}{(1 - b \cdot \sigma_{D,ref})} \cdot \left(\frac{t}{t_{ref}}\right)^\kappa \quad (10)$$

Die Abhängigkeit der Funktion f_1 vom Seitendruck kann in bekannter Weise nach dem Ansatz von DUNCAN-CHANG erfaßt werden. Alle hierzu erforderlichen Angaben können dem BILD 3 entnommen werden.

Zur Beschreibung der Vertikaldehnung infolge einer beliebig vorgegebenen Belastungsfunktion $\sigma^i = g(t)$ darf aufgrund der durchgeführten Untersuchungen die Superponierbarkeit von Einzeldehnungen vorausgesetzt werden. Alle hierzu erforderlichen Gleichungen wurden auf der Grundlage der vorstehenden Ausführungen ermittelt. Sie können zusammen mit dem Lösungsalgorithmus dem BILD 4 entnommen werden. Mit dem dort beschriebenen Lösungsalgorithmus wurde der Versuch Nr. 0.54 nachgerechnet. In BILD 5 sind die errechneten Werte den gemessenen Werten gegenübergestellt. Die Übereinstimmung ist in großen Spannungsbereichen sehr zufriedenstellend.

Das vorgestellte Beispiel stellt die Nachrechnung eines Versuches dar, bei dem die zur Nachrechnung erforderlichen Kennwerte z.T. aus dem gleichen Versuch gewonnen wurden. Dies stellt keine Einschränkung der Gültigkeit der beschriebenen Methode dar, da es auch gelungen ist, die Ergebnisse eines Triaxialversuches mit konstantem Seitendruck, welcher mit konstanter Dehnungsgeschwindigkeit abgesichert wurde, auf der Grundlage von Kennwerten vorherzusagen, die aus einem Relaxationsversuch gewonnen wurden, bei dem im Triaxialgerät bei konstantem Seitendruck Dehnungsinakremente aufgebracht worden waren und die über die Zeit abfallende Vertikalspannung gemessen wurde. Auch in diesem Beispiel konnte eine gute Übereinstimmung festgestellt werden. Auf eine Darstellung dieser Ergebnisse wird hier an dieser Stelle jedoch verzichtet.

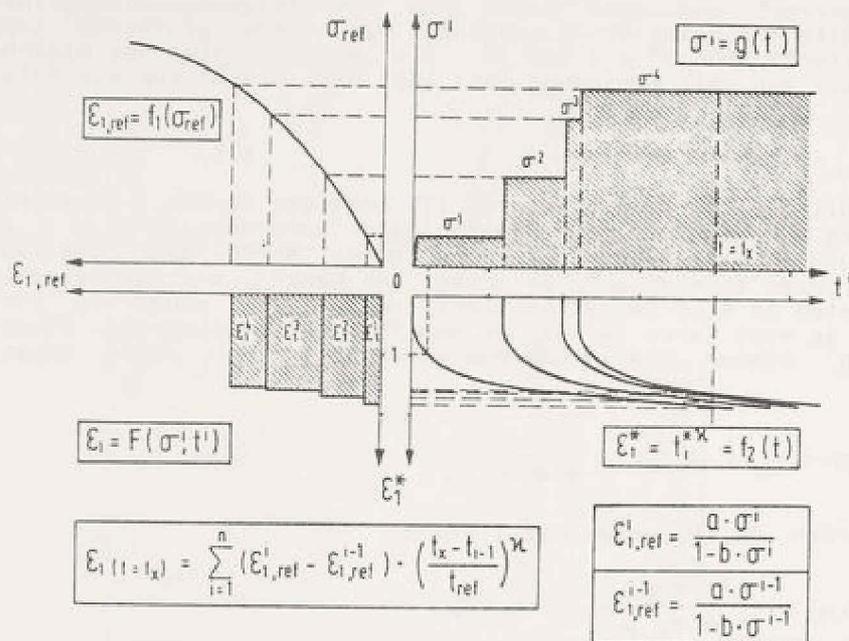


BILD 4 : Herleitung der Gleichungen zur Ermittlung der Kriechdehnung bei stufenweiser Belastung durch σ^i .

3 ANPASSUNG DER STEIFIGKEIT DES ASPHALTBETONKERNS AN DIE STEIFIGKEIT DER ÜBERGANGSZONEN UND DER STÜTZKÖRPER

Die durchgeführten Untersuchungen haben gezeigt, daß für einen gegebenen Asphaltbeton bei einem gegebenen Verdichtungszustand die Kriechdehnung sowohl durch die Belastungsgeschichte, das ist der zeitliche Verlauf sowohl der Vertikalspannung als auch der Horizontalspannung, als auch durch den Kriechbeiwert bestimmt wird. Bei der Konstruktion eines Dammes wird angestrebt, die Steifigkeit der einzelnen Zonen aufeinander abzustimmen, und zwar derart, daß durch Spannungsumlagerungen keine unzulässigen Spannungsabfälle auftreten können. Während bei der Untersuchung der Stützkörper- und Übergangszonen im allgemeinen ein Zeiteinfluß nicht berücksichtigt werden muß, ist dies bei der Ermittlung der Steifigkeit des Asphaltbetonkerns unumgänglich. Will man z.B. die Druck-Setzungskurven eines in Aussicht genommenen Asphaltbetons mit denen der Schüttmaterialien vergleichen, so muß man für den Asphaltbeton eine Belastungsgeschwindigkeit festlegen. Dies kann z.B. über die Bauzeit geschehen.

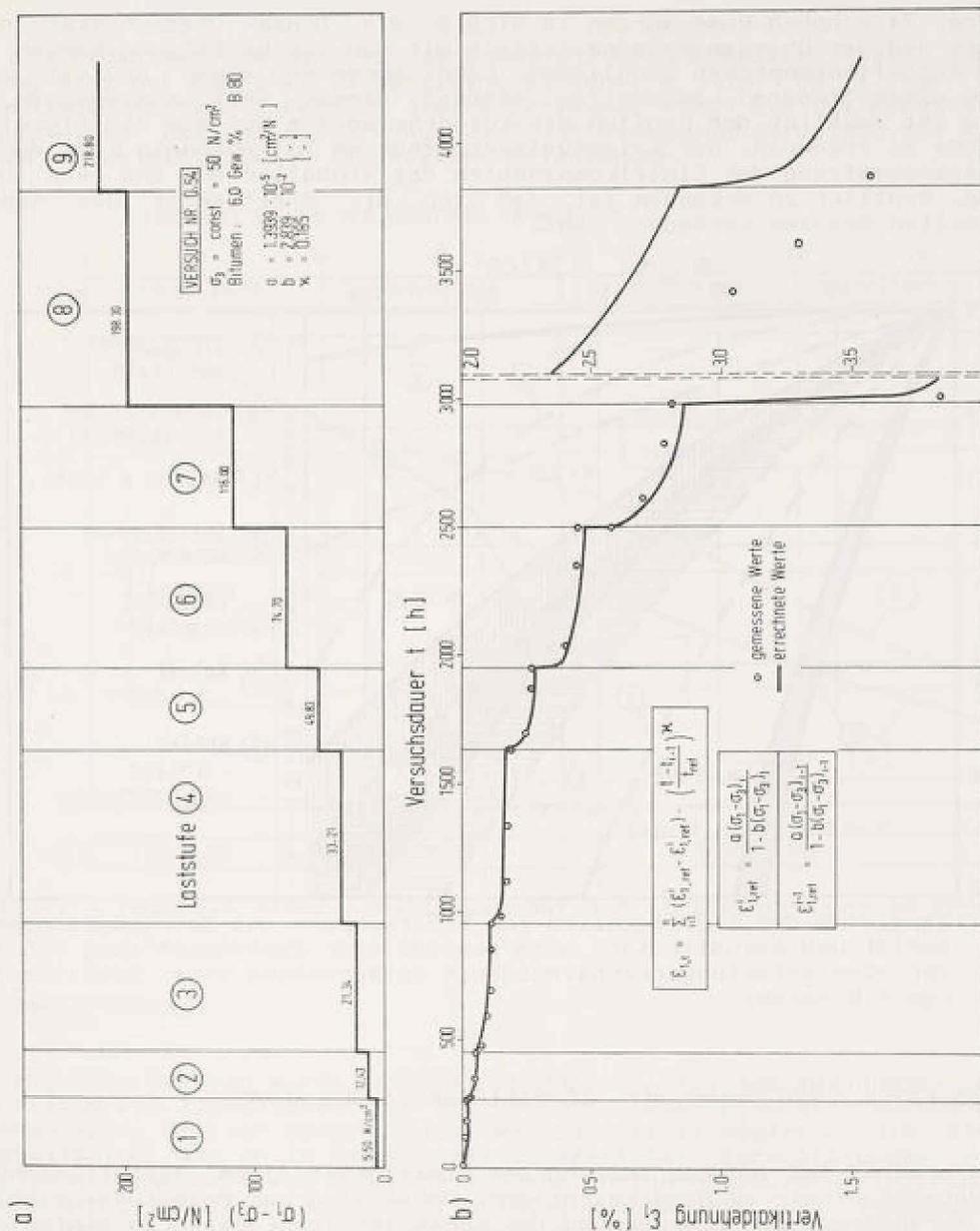


BILD 5 : Belastungsfunktion und Vertikaldehnung über die Zeit für Versuch Nr. 0.54

Für einen ca. 74 m hohen Damm wurden in BILD 6 die Druck-Setzungskurven des Stützkörper- und des Übergangszonenmaterials mit den Druck-Setzungskurven verschiedener Asphaltbetonproben verglichen. Dabei wurde von einer Bauzeit von 8 Monaten und einem linearen Lastanstieg während dieser Zeit ausgegangen. Aus diesem Bild ist deutlich der Einfluß des Kriechbeiwertes auf die Steifigkeit des Asphaltbetons zu erkennen. Der Kriechbeiwert wiederum ist abhängig von der Art und der Zusammensetzung der Einzelkomponenten des Asphaltbetons und von dessen Verdichtung. Deutlich zu erkennen ist, daß sich die Steifigkeit des Asphaltbetons in weiten Grenzen verändern läßt.

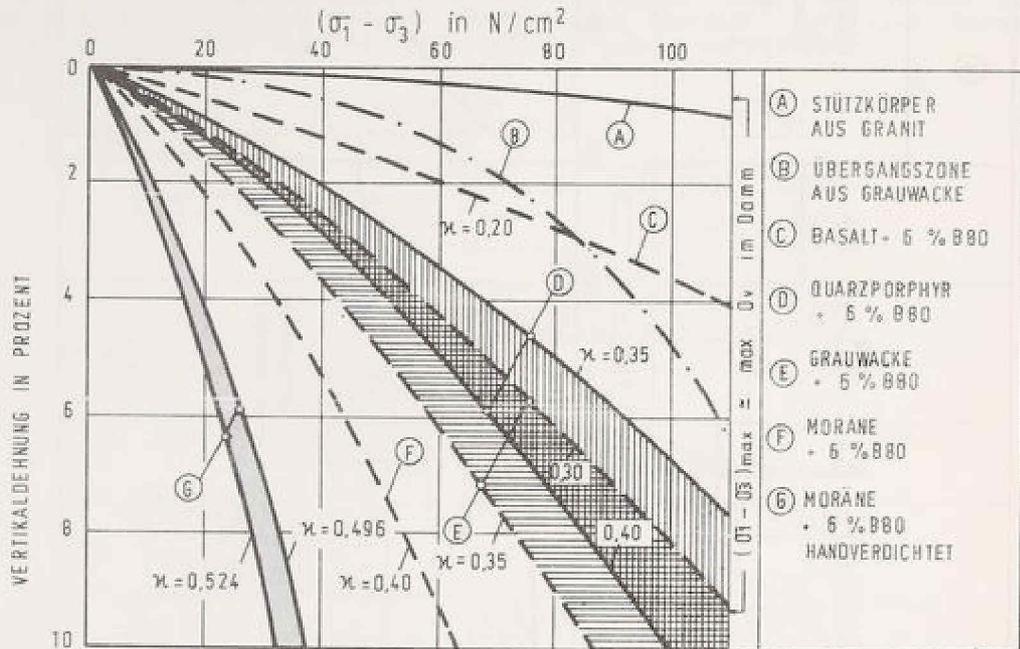


BILD 6 : Vergleich der Steifigkeiten von Stützkörper- und Übergangszonenmaterial und Asphaltbetone unterschiedlicher Zusammensetzung (Gültig für eine Belastungsgeschwindigkeit entsprechend einer Schüttdauer von 8 Monaten)

4 EINFLUSS EINER SCHÜTTPAUSE AUF DIE STEIFIGKEIT DES KERNES

Wie bereits erwähnt ist zur Beurteilung der Steifigkeit eines Asphaltbetonkerns die Belastungsgeschichte zu berücksichtigen. Dabei sind zur Belastungsgeschichte sowohl die Veränderung der Einspannung des Kerns infolge Einstau zu zählen - wobei der Zeitpunkt des Beginns des Einstaus und der zeitliche Verlauf des Stauwasserpegels von Bedeutung sind - als auch Unterbrechungen des Lastzuwachses, z.B. durch Schüttpausen. BILD 7 zeigt am Beispiel des oben erwähnten ca. 74 m hohen Damms den Einfluß einer Schüttpause von 4 Monaten Dauer auf die Vertikaldehnung des Kernes. Dabei sind auf der horizontalen Achse die Vertikaldehnungen des Kernes, bezogen auf die entsprechende Dehnung am Ende der Schüttung des Damms, wenn keine Schüttpause eingelegt wird, aufgetragen. Es wurde ein relativ weicher Asphaltbeton mit einem Kriechbeiwert von $\kappa = 0,496$ für die Untersuchung ausgewählt.

Kurve B gibt den Verlauf der Vertikaldehnung für den Fall, daß der Damm ohne Schüttpause innerhalb von 8 Monaten geschüttet wird, Kurve A denjenigen für den Fall, daß nach 4 Monaten Schüttung eine Schüttpause von 4 Monaten eingelegt und anschließend in weiteren 4 Monaten der Damm fertiggestellt wird. Die Abweichung

in den Steifigkeiten ist deutlich zu erkennen. Nach 8 Monaten seit Beginn der Schüttung sind bei Kurve A, im Vergleich zu Kurve B, nur 60 % der Vertikaldehnungen aufgetreten. Sofern zu diesem Zeitpunkt schon mit dem Einstau begonnen wird, hat dieser Umstand Auswirkungen auf den Einspannungszustand des Kerns und damit auf seine Steifigkeit für weitere Belastungen.

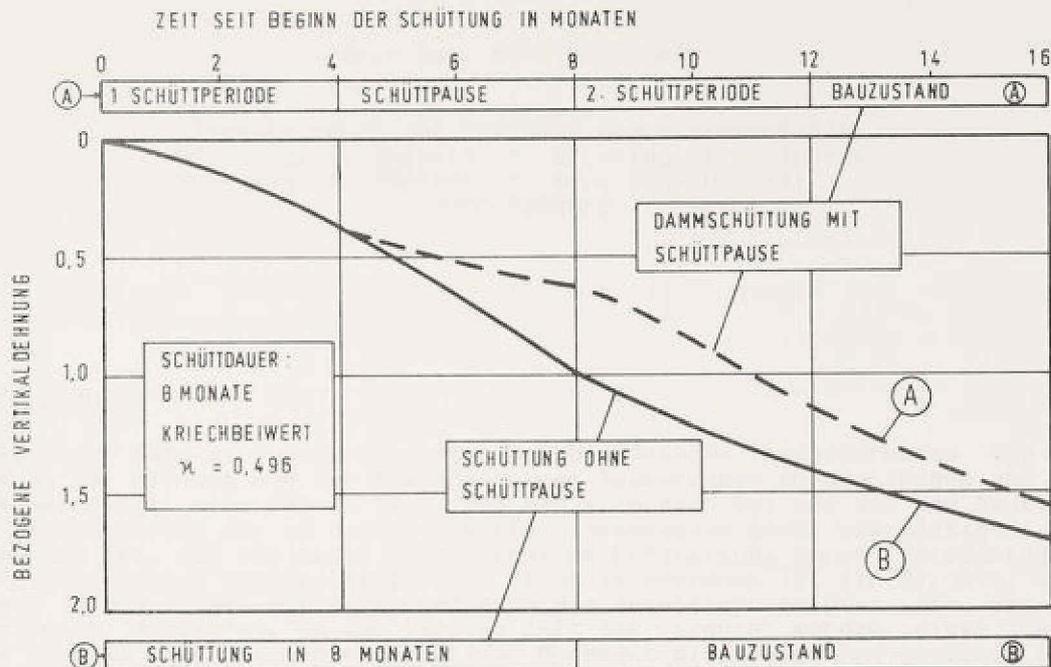


BILD 7 : Einfluß einer Schüttpause auf die Vertikaldehnung im Kern

5. ZUSAMMENFASSUNG

Im vorliegenden Beitrag wurde zunächst aufgezeigt, wie das Spannungs- Dehnungs-Zeitverhalten von Asphaltbeton auf der Grundlage von Triaxialversuchen beschrieben werden kann. Mit der vorgestellten Methode ist es möglich, die Steifigkeit von Asphaltbeton, wie er im Dammbau als Baustoff für Kerndichtungen Verwendung findet, in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit zu definieren. Im Vergleich zu den Ergebnissen aus den Triaxialversuchen mit den Schüttmaterialien für die Stützkörper und die Übergangszonen kann so eine Abschätzung der Eignung des in Aussicht genommenen Asphaltbetons für die gestellte Aufgabe vorgenommen werden. Dies wurde exemplarisch für einen ca. 74 m hohen Dammbau für unterschiedliche Asphaltbetonproben durchgeführt. Darüber hinaus wurde für das gleiche Dammbau Beispiel der Einfluß einer Schüttpause auf die Vertikaldehnung eines Asphaltbetonkerns aufgezeigt.

Schrifttum

BRETH, H.; SCHWAB, H.H.: Zur Eignung des Asphaltbetons für die Innendichtung von Staudämmen, Wasserwirtschaft 69 (1979), Heft 11, S. 348-351

The following table shows the results of the experiments conducted on the 15th of August 1902. The first column shows the number of plants used, the second column shows the number of plants which died, and the third column shows the number of plants which survived. The fourth column shows the percentage of plants which died, and the fifth column shows the percentage of plants which survived.



The results of the experiments show that the percentage of plants which died increased with time. The solid line shows a higher percentage of plants which died than the dashed line. The percentage of plants which died reached approximately 85% at the end of the experiment.

The following table shows the results of the experiments conducted on the 15th of August 1902. The first column shows the number of plants used, the second column shows the number of plants which died, and the third column shows the number of plants which survived. The fourth column shows the percentage of plants which died, and the fifth column shows the percentage of plants which survived.

ERFAHRUNGEN BEI DER PLANUNG UND BEIM BAU VON STAUDÄMMEN
IN NIGERIA

Dr.- Ing. Karl H. Schwinn

Ingenieurbüro für Grundbau und Bodenmechanik
Dr.- Ing. J. Rappert * Dr.- Ing. K.H. Schwinn
Dr.- Ing. K. Günther * Dr.- Ing. H. Heil
2000 Hamburg

1 EINLEITUNG

In steigendem Maße sind in den letzten Jahren deutsche Ingenieurbüros und Bau-
firmen an der Planung und der Ausführung von Bauvorhaben in den Tropen und Sub-
tropen beteiligt. Dies führte dazu, daß man sich auch bei uns mit den bautechni-
schen Eigenschaften der in diesen Gebieten vorhandenen Böden beschäftigte, wobei
zu bemerken ist, daß bis heute eine intensive Erforschung ihrer Entstehung und
ihrer Eigenschaften auch weltweit noch nicht zu erkennen ist (1, 2). Als Haupt-
bodenart in den Tropen und Subtropen sind die Verwitterungsböden, die sogenann-
ten Laterite, anzusehen. In der letzten Zeit ist versucht worden, diese Laterite
als eine im wesentlichen einheitliche Bodenart mit weitgehend gleichen boden-
mechanischen und gründungstechnischen Eigenschaften zu behandeln. Die im fol-
genden beschriebenen Ergebnisse von Untersuchungen für 5 Staudämme zeigen
jedoch, daß die Laterite entsprechend ihrer Entstehungsgeschichte unterschied-
liche bodenmechanische Eigenschaften aufweisen.

Neben der eingehenden Beschäftigung mit dem Baugrund und Baustoff Laterit ist es
für den planenden Ingenieur von größter Wichtigkeit, die besonderen Rand-
bedingungen für den Entwurf und die Planung von Bauwerken in tropischen und sub-
tropischen Gebieten zu erkennen und zu berücksichtigen. Wie gerade diese - für
Europäer oft ungewohnten Bedingungen - den Entwurf eines Staudammes entscheidend
beeinflussen, soll am Beispiel der 5 Dammentwürfe gezeigt werden.

2 LATERIT, ENTSTEHUNG UND BODENMECHANISCHE EIGENSCHAFTEN

Seit dem vorigen Jahrhundert (BUCHNAN 1807) werden allgemein die rotgefärbten
Verwitterungsböden der Tropen und Subtropen als Laterite bezeichnet (lat. Later
= Ziegelstein). Diese zusammenfassende Bezeichnung führt dazu, daß immer wieder
versucht wird, die Laterite als einheitliche Bodenart mit bestimmten boden-
mechanischen Eigenschaften zu beschreiben. Da die Böden ihre Entstehung der tro-
pischen Verwitterung des Ausgangsgesteins verdanken, ist neben dem Ausgangsge-
stein das Klima der bestimmende Faktor, der die Eigenschaften des Verwitterungs-
produktes beeinflusst. Je nach Grundgestein und klimatischen Bedingungen sind
daher auch für die Laterite mehr oder weniger unterschiedliche bodenmechanische
Eigenschaften zu erwarten.

Beim Verwitterungsprozeß führen physikalische, chemische und biologische Vor-

gänge zur Bildung neuer Minerale und zu Gefügeänderungen im Ausgangsgestein. Bei der tropischen Verwitterung kann man im wesentlichen drei Hauptvorgänge unterscheiden: Die Zersetzung, die Lateritisierung und die Dehydratisierung.

In der ersten Stufe werden die primären Minerale durch physikalisch-chemische Vorgänge zersetzt und Ionen (Si, Al, Fe, Ca u.a.) freigesetzt. Hierbei spielt die Hydrolyse, die zu einer Zersetzung der silikatischen Minerale führt, eine entscheidende Rolle. Die Intensität dieser Zersetzung ist von der Höhe der Niederschläge und der Temperaturen abhängig.

In der zweiten Stufe der tropischen Verwitterung, die als Lateritisierung bezeichnet wird, werden die löslichen Komponenten durch das in den Boden eindringende Niederschlagswasser abgeführt. Damit verbunden ist eine Anreicherung der schwerlöslichen Komponenten, die vor allem von Eisen- und Aluminiumoxyden gebildet werden. Abhängig vom Ausgangsgestein, der in Lösung gegangenen Ionen und der Durchlässigkeit des verwitterten Materials bilden sich sekundäre Minerale, wie Tonminerale (Kaolinit), Oxide und Hydroxidminerale.

In der dritten und letzten Stufe der tropischen Verwitterung, der Dehydratisierung, entstehen u.a. Gibbsit, Hämatit und Goethit, die die Hauptoxid/Hydroxidminerale der Laterite bilden.

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß für den tropischen Verwitterungsprozeß und damit für die Entstehung der Laterite folgende Faktoren maßgebend sind:

1. Das Ausgangsgestein:

In Afrika wird das Grundgebirge hauptsächlich von präkambrischen Gesteinen (Granite, Gneise und Schiefer) gebildet. Überlagert wird der kristalline Sockel teilweise durch marine Sedimente (Tone, Tonschiefer usw.) sowie durch die vulkanischen Gesteine des Tertiär und Quartär. Es muß hier jedoch festgestellt werden, daß durch den langandauernden und intensiven tropischen Verwitterungsprozeß in der Regel nur noch geringe Beziehungen zwischen dem Mineralbestand des Ausgangsgesteins und dem des Endproduktes der Verwitterung, dem Laterit, bestehen.

2. Das Klima (Temperatur und Niederschläge):

Hier ist zu unterscheiden zwischen den immerfeuchten tropischen Regengebieten und den Gebieten mit wechselfeuchtem Klima, d.h. tropische und subtropische Gebiete mit einem ausgeprägten Wechsel von Trocken- und Regenzeit.

3. Die Vegetation:

Die Art der Vegetation ist maßgebend für den Wasserhaushalt und damit für die Durchfeuchtung der Böden. Sie wechselt in Nigeria von den Feuchtwäldern im Süden über die Baum- und Buschsavannen bis zu den Gras- und Dornsavannen im äußersten Norden des Landes.

4. Die Topographie:

Die Topographie bestimmt neben der Vegetation maßgeblich die Abflußbedingungen der Niederschläge und ist so von entscheidendem Einfluß auf den Verwitterungsprozeß.

Als Ergänzung ist auf BILD 1 das von REMILLON 1967 (3) angegebene Schema des tropischen Verwitterungsprozesses dargestellt.

Im folgenden soll über 5 Staudämme in Nigeria, von denen 4 bereits fertiggestellt sind und für den fünften der Vorentwurf vorliegt, berichtet werden. Die Lage der Dämme ist in BILD 2 eingetragen.

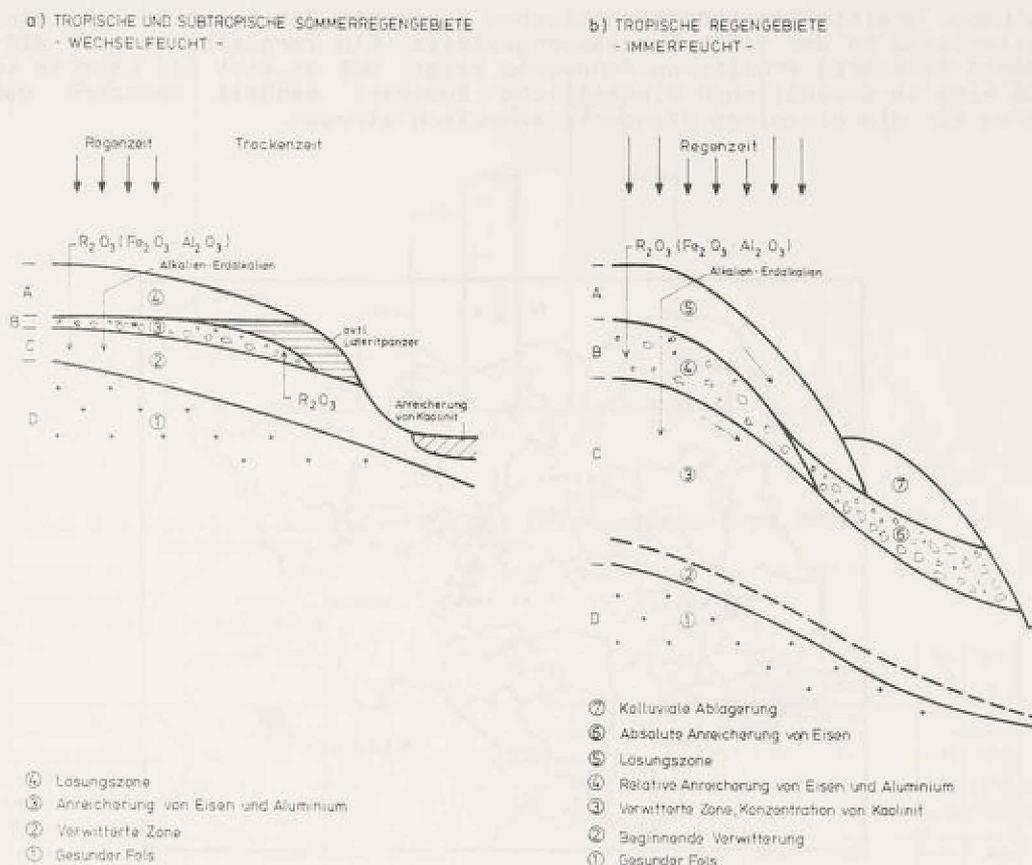


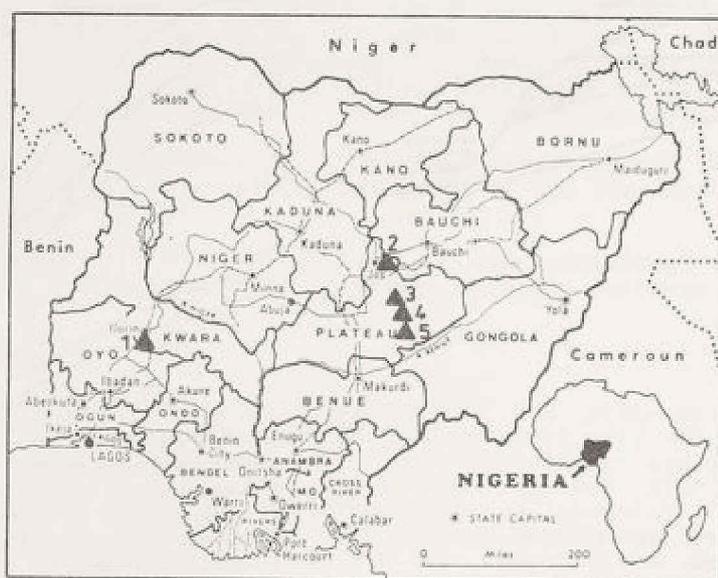
BILD 1 : Schematische Darstellung des tropischen Verwitterungsprozesses (nach REMILLON 1967)

Vier der Standorte liegen auf dem sogenannten präkambrischen Schild. Das Ausgangsgestein für den Lateritisierungsprozeß bilden hier präkambrische hochmetamorphe Gesteine, wie Gneise und Amphibolite, jurassische Granite und tertiäre sowie quartäre Basalte, Laven und Tuffe. Lediglich im Bereich des Baushe Damms wird der Untergrund von Schieferton der Kreidezeit gebildet.

Alle Standorte liegen in der Busch- oder Baumsavanne mit ausgeprägten Regen- und Trockenzeiten. Eine typische Verteilung der Niederschläge zeigt BILD 3. Dieses wechselfeuchte Klima führt zu der im Schema des BILDES 1a) beschriebenen Verwitterung und damit zur Lateritisierung des Grundgebirges.

Die auf BILD 1 angedeutete Zone mit Anreicherung von Eisen und Aluminium macht sich in den Entnahmen oft störend durch bis zu mehrere Meter dicke Eisensteinschichten bemerkbar. Auch kann man bei den an den Talhängen angelegten Entnahmen deutlich die auf BILD 1a) dargestellte Zunahme der Feinteile (Anreicherung von Kaolinit) zum Taltiefsten hin feststellen.

Die im Labor ermittelten bodenmechanischen Kennwerte des Laterits der einzelnen Baustellen sind in der TAFEL 1 zusammengestellt. Ein Vergleich der für die verschiedenen Standorte erhaltenen Kennwerte zeigt, daß es sich bei Laterit keineswegs um eine im wesentlichen einheitliche Bodenart handelt, sondern daß die Kennwerte für die einzelnen Standorte erheblich streuen.



- | | |
|------------------------|---------------------|
| 1 - Asa-River Dam | 4 - Idyam-River Dam |
| 2 - Shen-River Dam | 5 - Baushe Dam |
| 3 - Kwangwal-River Dam | |

BILD 2 : Lage der Sperrenstellen

Die in BILD 4 dargestellten Körnungsbänder lassen die Unterschiede im Kornaufbau des für die Schüttung der einzelnen Dämme verwendeten Laterits erkennen. Sie zeigen jedoch auch den großen Bereich, in dem der Kornaufbau des in den Entnahmen gewonnenen Materials schwanken kann. Entsprechend sind die in BILD 5 zusammengestellten Angaben über die Plastizität der Schüttmaterialien zu bewerten. Die Schüttmaterialien reichen vom hochplastischen Ton beim Baushe Dam bis zu schwach plastischen schluffigen Sanden beim Shen-River-Dam.

Die in TAFEL 1 angegebenen Scherfestigkeiten, Steifemoduli und Durchlässigkeiten wurden an Proben, die auf 100 % Proctordichte verdichtet worden waren, bestimmt. Trotz des unterschiedlichen Kornaufbaues ist der Schwankungsbereich dieser Werte relativ klein. Für eine weitere Auswertung dieser Ergebnisse mit dem Ziel einer Klassifizierung der Laterite wären mineralogische und chemische Analysen des jeweiligen Laterit notwendig.

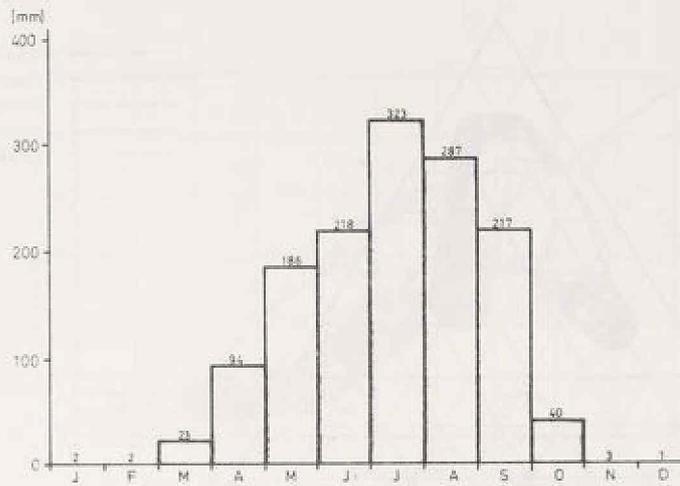
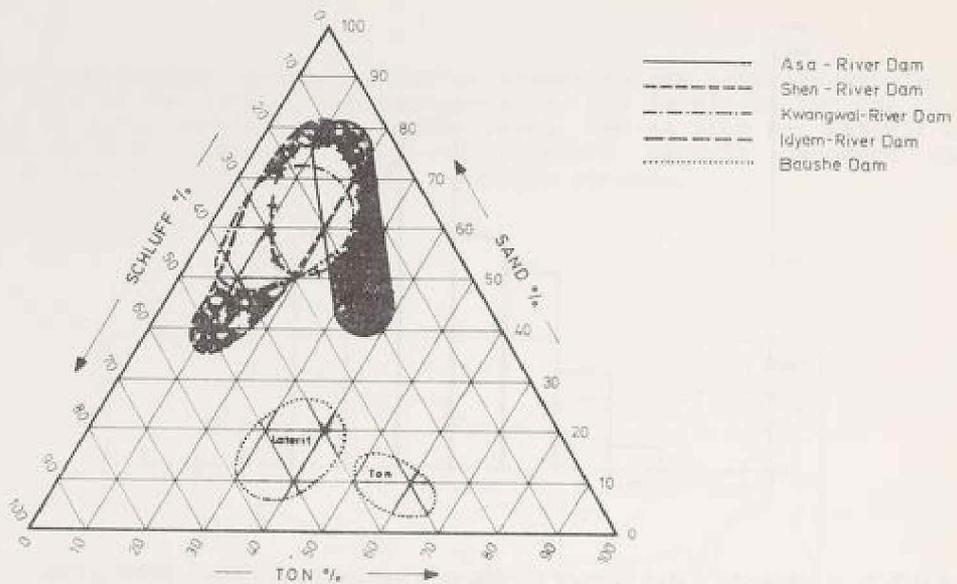


BILD 3 : Monatl. Mittelwert des Niederschlages von 1922-1976
Meßstation : Jos - Airport

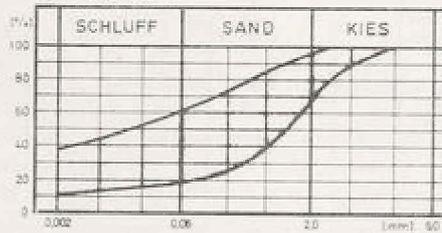
1	2	3		4												
		5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15				
Damm	Ausgangsgestein für die Lateritbildung	Laterit Boden-Klassifizierung DIN 18196 USCS		d _s 0,002 mm %	d _s 0,06 mm %	w ₀ %	w _L %	w _p %	I _p %	φ	c' MN/m ²	E _s MN/m ² *)	ρ _{gr} t/m ³	w _{pr} %	k m/s	
Asa-River Dam	Kristall. metamorphes Gestein Gneis und Glimmerschiefer	TA	CH	i.M.	24,7	40,8	23,8	53,0	22,7	30,3	27,3	0,026	11,5	1,73	19,0	4 · 10 ⁻¹⁰
		(TL-TA)		Min.	11	19	13,0	34,0	15,0	16,0	26,5	0,022	11,0	1,70	17,0	2 · 10 ⁻¹⁰
				Max.	37	60	37,0	70,0	42,0	45,0	28,5	0,025	12,0	1,76	20,3	8 · 10 ⁻¹⁰
Shon-River Dam	Biotit-Granit Hauptgesteinteile: Quarz, Orthoklasperthit, Albit, Biotit, Quarzadern, Kersanitgänge	TL	CL-ML	i.M.	17,0	47,0	15,7	29,5	18,0	11,5	26,7	0,035	12,4	1,71	18,0	5 · 10 ⁻¹⁰
		(TL-TH)		Min.	7	19	10,2	20,3	12,7	6,3	20,0	0,014	12,2	1,67	16,2	8 · 10 ⁻¹⁰
				Max.	37	87	24,7	41,6	25,7	25,8	30,0	0,052	12,5	1,79	20,3	2 · 10 ⁻¹⁰
Kwansai-River-Dam	Biotit-Granit und Granit-Gneis mit Basaltgläsen, vulkan. Aschen	TM	ML	i.M.	13,7	41,7	18,2	44,1	28,7	15,4	27,4	0,038	12,5	1,66	20,4	4 · 10 ⁻¹⁰
		(TL-TH)		Min.	4	27	4,5	32,4	20,4	6,1	25,0	0,034	12,0	1,48	15,0	8 · 10 ⁻¹⁰
				Max.	32	69	33,3	56,0	36,3	24,5	30,0	0,045	13,0	1,81	33,0	5 · 10 ⁻¹¹
Idyin River Dam	porphyr. Granit und Grandodiorit Quarz-Phosphyr (Rhyolit) Basalt	TM	CL	i.M.	39,2	39,2	10,6	39,4	18,0	21,4	21,9	0,088	9,7	1,83	14,1	1,2 · 10 ⁻¹⁰
		(TL-TH)		Min.	7	18	6,8	22,5	11,7	10,3	16,0	0,022	6,3	1,68	10,6	2 · 10 ⁻¹⁰
				Max.	41	69	14,8	88,2	25,1	66,2	27,0	0,17	11,9	2,00	17,5	4 · 10 ⁻¹¹
Baushe Dam (Warentwurf)	Schaefer-ton	Laterit IAGC-Ton	TM	CL-CH	i.M.	36,1	83,2	16,1	49,6	18,0	31,7	liegen z.Z. noch nicht vor		1,59	21,8	
			(TM-TH)		Min.	31	74	9,8	39,5	14,7	28,5			1,55	20,6	
					Max.	43	92	22,5	65,5	28,5	40,3			1,62	22,5	
			TM	CH	i.M.	56,7	89,7	22,8	68,1	26,5	41,8			1,52	26,6	
					Min.	48	85	19,2	60,7	23,3	34,1			1,49	21,3	
					Max.	70	94	27,8	74,0	29,9	46,9			1,55	26,6	

*) σ = 0,3 MN/m²

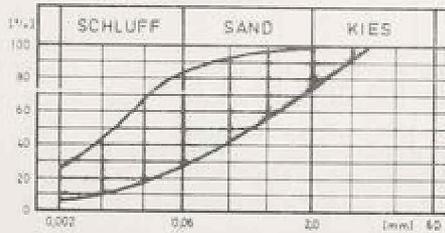
TAFEL 1 : Bodenkennwerte der Laterite



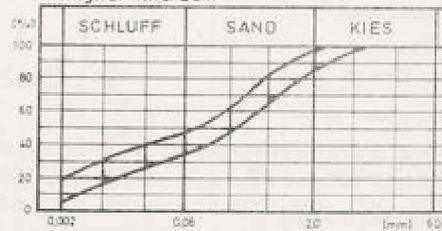
Asa - River Dam



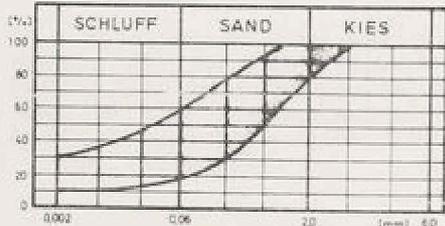
Shen - River Dam



Kwangwal - River Dam



Idyem - River Dam



Baushe Dam

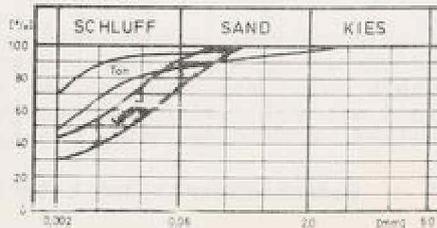


BILD 4 : Körnungskurven der Laterite

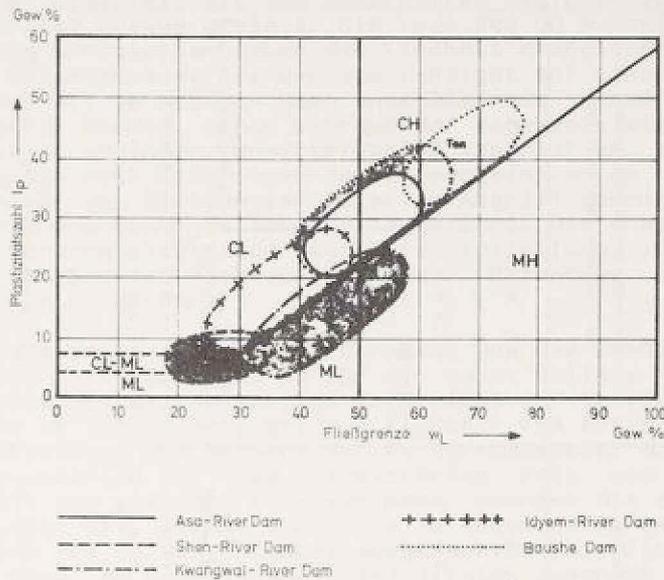


BILD 5 : Plastizitätsdiagramm

3 KURZBESCHREIBUNG DER DAMMENTWÜRFE

Die Hauptdaten der 5 Dämme sind auf TAFEL 2 zusammengestellt. Die BILDER 6 bis 10 zeigen jeweils einen Lageplan der Sperre, einen Längsschnitt durch den Damm und einen typischen Dammquerschnitt. Allen Projekten war eines gemeinsam: Eine für europäische Begriffe äußerst kurze Planungszeit für die Erstellung des baureifen Entwurfs. In der Regel betrug diese Zeit von der Auftragserteilung bis zum Baubeginn nicht mehr als 6 bis 9 Monate. Da außerdem die dem Bauherrn zuvor vorliegenden Entwürfe nach europäischem Standard noch nicht einmal als Vorentwürfe anzusehen waren, begann mit der Auftragserteilung erst die schwierige Erkundung der meist nur lückenhaft vorhandenen wasserwirtschaftlichen Daten; gleichzeitig mußten die Untergrundverhältnisse erkundet und Materialentnahmestellen erschlossen werden.

Für alle Entwürfe galt weiter die von den Bauherren gestellte Forderung, den Staudamm einschließlich aller Betonbauwerke in nur einer Trockenzeit zu errichten. Wie an dem auf BILD 3 dargestellten langjährigen Monatsmittel der Niederschläge für Jos zu erkennen ist, standen damit als Bauzeit, jeweils ca. 6 bis 7 Monate zur Verfügung. Da in dieser Zeit auch der für jeden Damm erforderliche Dichtungsschleier hergestellt werden mußte, war die eingehende Planung des Bauablaufes bei der Erstellung des Entwurfes von größter Bedeutung.

3.1 Asa-River-Dam

Der Aufstau des Asa-Rivers in der Nähe von Ilorin sichert die Wasserversorgung dieser Stadt mit ca. 0,5 Mio Einwohnern bis weit in die neunziger Jahre. Die große Wasserführung des Asa in der Regenzeit und der noch relativ hohe Wasserabfluß zu Beginn der Trockenzeit in dem an der gewählten Sperrenstelle relativ engen Tal machten besondere Überlegungen erforderlich. Hinzu kam, daß am rechten Hang der unverwitterte Fels ohne Überlagerung direkt an der Oberfläche anstand.

nächste Stadt	Asa-River-Dam	Shen-River-Dam	Kwangwal-River-Dam	Idiyon-River-Dam	Bauhöhe-Dam
Zweck	Trinkwasserversorgung	Jos/Bikuru Trinkwasserversorgung	Pankshin Trinkwasserversorgung	Langtang Trinkwasserversorgung	Yelwa Bewässerung/Trinkwasser
Bauzeit	1975/76	1978/79	1981/82	1982/83	1983 (Vorentwurf)
Dammtyp	homogener Erddeich u. Betonstützwehrgewässermauer	homogener Erddeich mit Flächenfilter unter luftseitigen Stützkörper	homogener Erddeich mit Flächenfilter und zentralen Vertikalfilter		
Damnhöhe über Talsohle	24 m	35,5 m	33 m	22 m	15,5 m
max. Tiefe des Kerngrabens	6 m	6,5 m	8 m	5 m	3 m
Kronenbreite	6,1 m	7,5 m	7,5 m	7,5 m	7,5 m
Kronenlänge	560 m	1.400 m (1490)	910 m	1.350 m	3.500 m
Böschungsnäigung	1:3	1:2,8	1:3	1:3,5	1:3
Injektionsbohlen/Kontrollgung	1:2,5	1:2,5	1:2,5	1:2,5	1:2,8
Dichtungsschleier	Stollen im Betonteil	Injektionsstollen			
Stauziel über NSD	1-reihig, 20 m bis 35 m tief	1-reihig, 20 m bis 45 m tief	1-reihig, 25 m bis 40 m tief	1-reihig, 15 m bis 40 m tief	Dichtungsschlitzwand
Freisbord	292,6 m	1.227 m	1.178,80 m	331,7 m	154,8 m
bei Normalstau	6,25 m	5,0 m	3,0 m	1,9 m	3,7 m
bei max. Staunhöhe	2,33 m	3,7 m	1,5 m	1,00 m	1,6 m
Beckeninhalt b. Normalstau	44 Mio. m ³	36,4 Mio. m ³	3,5 Mio. m ³	3,14 Mio. m ³	67 Mio. m ³
Beckenoberfläche b. Normalstau	930 ha	460 ha	55,6 ha	65,3 ha	1380 ha
Hochwasserentlastungsanlage	Wehr in Talmitte	Wehr am linken Hang	Seitenwehr am linken Hang	Seitenwehr am rechten Hang	Wehr in Talmitte
	60 m breit	27 m breit	40 m breit	30 m breit	75 m breit

TAFEL 2 : Zusammenstellung der Hauptdaten der einzelnen Staudämme

Um schon während der Regenzeit mit den Bauarbeiten beginnen zu können, wurde die auf BILD 6 dargestellte Lösung gewählt. Die Lage des 60 m breiten Wehres für die Hochwasserentlastung unmittelbar neben dem Flußbett ermöglichte zum einen die Integration eines Entnahmebauwerkes und den Verzicht auf einen Entnahmeturm, zum anderen konnte durch die am rechten Hang anschließende Schwergewichtsmauer die Möglichkeit geschaffen werden, schon während der Regenzeit mit den Bauarbeiten an diesen Bauwerken zu beginnen. Unmittelbar im Anschluß an die erforderlichen Sprengarbeiten konnten nach Einbringen der Bauwerkssohlen am rechten Hang die Injektionsarbeiten für den Dichtungsschleier in Angriff genommen werden. Die Injektionen wurden bis 5 m unter Felsoberkante geführt. Die Anschlußinjektion wurde im Bereich der Schwergewichtsmauer nach Fertigstellung vom Kontrollstollen der Mauer aus, im Wehrbereich nach ausreichender Belastung durch das massive Betonbauwerk hindurch ausgeführt.

Da für den Aushub des ca. 6 m tiefen Kerngrabens und die Schüttung des Erdammes nur maximal 4 Monate verblieben und so für die sonst übliche Injektion von der Sohle des Kerngrabens aus die notwendige Zeit nicht zur Verfügung stand, wurden die Felsinjektionen am linken Hang bis zum Flußbett vom bestehenden Gelände aus ausgeführt. Nach Freilegen und Säubern der Kerngrabensohle, d.h. nach Aushub im Bagger- bzw. Scraperbetrieb bis zum verwitterten Fels und Aushub des verwitterten Felses bis zum gesunden Fels von Hand, konnten die mit Zement verpreßten Klüfte des Gneises bzw. Glimmerschiefers in Augenschein genommen werden. Der anschließende Einbau des in der Entnahme ausgesuchten Laterits erfolgte in den unteren Zonen von Hand, um einen ausreichend dichten Anschluß des Kernes an den injizierten Felsen zu gewährleisten.

Im Bereich des Flußbettes, das auf der gesamten Dammaufstandsfläche bis zum anstehenden Fels ausgehoben und gesäubert wurde, wurden die Verpreßarbeiten für den Dichtungsschleier erst ausgeführt, nachdem der Kerngraben wieder bis zur ehemaligen Geländehöhe verfüllt war.

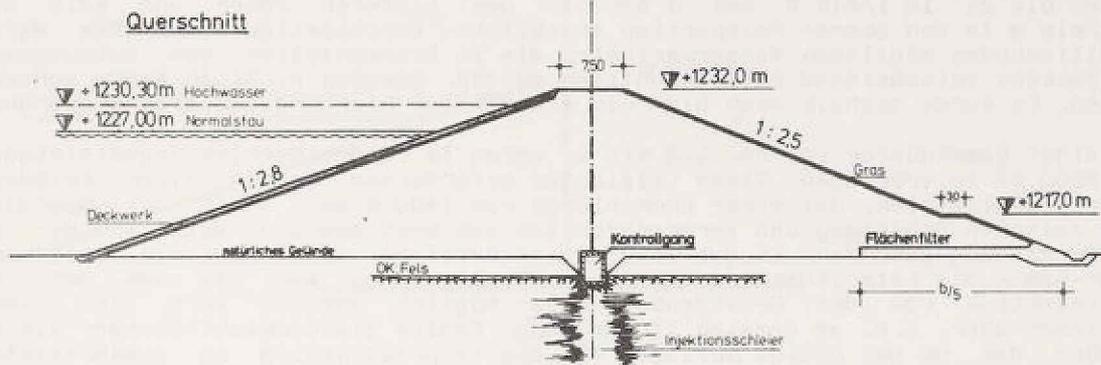
Der Einbau des Schüttmaterials erfolgte im Scraperbetrieb sowohl im Damm wie auch im Kerngraben - aus diesem Grunde wurde bereits die Sohlenbreite des Grabens auf mindestens 6 m festgelegt. Die Höhe der einzelnen Schüttlagen beim Einbau betrug 30 cm. Mit ca. 5 Übergängen des Cat-Damping-Compactors wurde im Mittel eine Lagerungsdichte von 100 % der einfachen Proctordichte erzielt.

In diesem Zusammenhang muß darauf hingewiesen werden, daß bei der Beurteilung der Verdichtungsfähigkeit des Laterits als Schüttmaterial naturgemäß in den wechselfeuchten Gebieten die Jahreszeit der Probenahme eine wesentliche Rolle spielt. So schwankt der natürliche Wassergehalt zwischen Trocken- und Regenzeit um bis zu 30 %. Da mit der Dammschüttung in der Regel unmittelbar nach der Regenzeit begonnen wird, liegt der natürliche Wassergehalt dann meist beträchtlich über dem optimalen Wassergehalt. Es hat sich gezeigt, daß durch Freilegen größerer Flächen in den Entnahmen und Schüttung dünnerer Lagen beim Einbau der Wassergehalt normalerweise ausreichend herabgesetzt werden kann. Die Erfahrungen zeigen jedoch auch, daß sich im Scraperbetrieb je nach Länge des Transportweges zwischen Entnahme und Einbaustelle der natürliche Wassergehalt um ca. 5 % verringert. Mit fortschreitender Trockenzeit verringert sich dann der Wassergehalt des Schüttmaterials so stark, daß ohne zusätzliche Befeuchtung nicht mehr eingebaut werden kann. Deshalb ist es von größter Wichtigkeit, daß in der vorhergehenden Regenzeit bereits ausreichende Reservoirs angelegt werden, in denen genügend Wasser für die Befeuchtung des Einbaumaterials gespeichert werden kann.

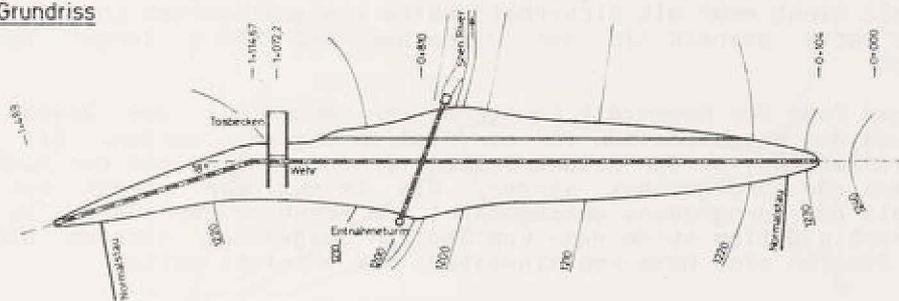
3.2 Shen-River-Dam

Diese Sperrenstelle liegt auf der Hochebene des Jos-Plateaus, dessen Berge hier bis auf 1700 m Höhe reichen. Die Sperre selbst liegt etwa 1250 m hoch. Das Reservoir dient der Trinkwasserversorgung der Städte Jos und Bukuru. Auch auf der Hochebene des Jos-Plateaus ist das Grundgebirge aus Granit bis in größere Tiefen

Shen-River-Dam



Grundriss



Längsschnitt

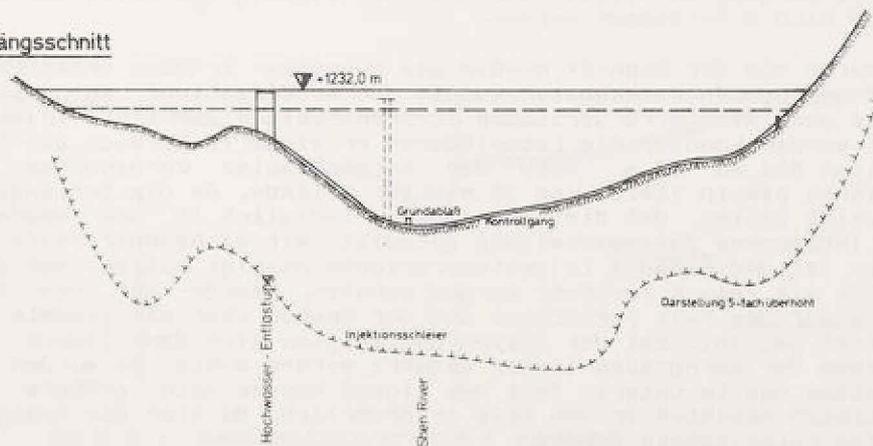


BILD 7 : Shen-River-Dam / Jos-Bukuru

zu Laterit verwittert. An der Sperrenstelle betrug die Dicke der Lateritdecke bis zu 5 m. Wie beim Asa-River-Dam wurde auch hier ein homogener Damm aus Laterit mit einem Flächenfilter unter der luftseitigen Böschung entworfen, vgl. BILD 7 und TAFEL 2.

Die im anstehenden Fels durchgeführten Wasserabpreßversuche zeigten mit Lugeon-Werten bis zu 10 l/min m bei 5 bar in den tieferen Zonen und weit über 10 l/min m in den oberen Felspartien erhebliche Durchlässigkeiten. Die daraus resultierenden möglichen Wasserverluste, die in Trockenzeiten den Nutzungswert des Beckens entscheidend beeinträchtigen würden, konnten nicht in Kauf genommen werden. Es wurde deshalb auch hier ein einreihiger Dichtungsschleier angeordnet.

Bei einer Dammkubatur von ca. 1,8 Mio m³ waren im Scraperbetrieb Tagesleistungen von 8500 m³ zu erbringen. Diese Leistungen erforderten jedoch einen reibungslosen Schüttbetrieb. Bei einer Kronenlänge von 1400 m war damit die Koordination zwischen Schüttung und Verpreßarbeiten zum bestimmenden Faktor in der gesamten Planung geworden. Es gab zwar einige Bereiche, in denen - wie beim Asa-River-Dam - die Lateritdecke ausreichend mächtig (5 m) war, so daß dort die Felsinjektion von der Geländeoberfläche möglich gewesen wäre, in anderen Bereichen aber, z.B. am gesamten linken Hang, fehlte die Deckschicht oder sie war so dünn, daß, um das nötige Auflager für die Verpreßarbeiten zu gewährleisten, erst mindestens 5 m Dammhöhe hätten geschüttet werden müssen. Eine solche Vorgehensweise hätte jedoch die Dammschüttung im Scraperbetrieb so behindert, daß die erforderliche Leistung für die Fertigstellung des Dammes in einer Trockenzeit nicht mehr mit Sicherheit hätte erbracht werden können. Beim Shen-River-Dam wurde deshalb in der Dammachse ein 980 m langer Verpreßstollen angeordnet.

Schon gegen Ende der Regenzeit konnte an den Hängen mit dem Aushub des Kerngrabens und den Betonarbeiten für den Stollen begonnen werden. Die Injektionen konnten vorlaufend vor den Betonarbeiten für den Stollen von der Aushubsohle des Kerngrabens aus durchgeführt werden. Die Injektionen wurden bis 5 m unter Aushubsohle des Kerngrabens durchgeführt, um Hebungen der Sohle zu vermeiden. Die Anschlußinjektion wurde dann vom Stollen ausgeführt, nachdem die Schüttung über dem Stollen eine Höhe von mindestens 5 m erreicht hatte.

3.3 Kwangwal-River-Dam

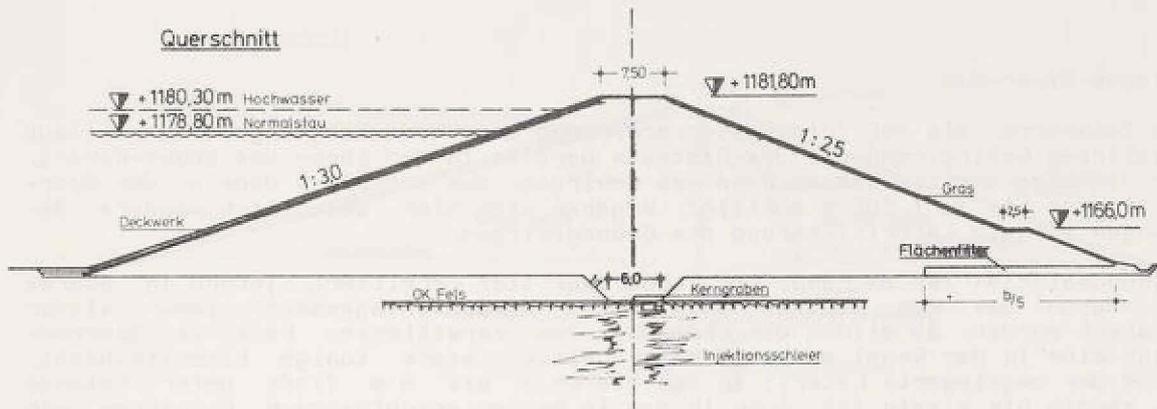
Auch diese Talsperre liegt, wie die am Shen-River, auf dem Jos-Plateau und dient der Wasserversorgung der Stadt Pankshin. Die wichtigsten Daten der Sperre können TAFEL 2 und BILD 8 entnommen werden.

Der Damm wurde wie der Shen-River-Dam als homogener Erddamm entworfen. Bei der wesentlich geringeren Dammkubatur konnte der Arbeitsablauf so geplant werden, daß für die auch hier erforderlichen Verpreßarbeiten auf einen Injektionsstollen verzichtet werden konnte. Die Lateritdecke erreicht im Bereich der Sperrenstelle Mächtigkeiten bis zu 17 m. Auch die bereichsweise vorhandenen vulkanischen Aschen reichen bis in Tiefen von 35 m unter Gelände. Da die Bohrungen und Schürfungen gezeigt hatten, daß die Lateritdecke lediglich in den oberen Bereichen eine sehr inhomogene Zusammensetzung aufweist, mit wachsender Tiefe jedoch relativ homogen ist und nachdem Injektionsversuche gezeigt hatten, daß die vulkanischen Aschen mit Zement verpreßt werden konnten, wurde auf den Anschluß des Kerngrabens auf den Fels verzichtet und der Graben über die gesamte Länge lediglich 5 m tief geplant. Bei der Ausführung zeigten sich dann jedoch auch Bereiche, in denen der Kerngraben tiefer geführt werden mußte. So wurden im Bereich des Flußbettes und im unteren Teil des linken Hanges auch größere Aushubtiefen für den dichten Anschluß an den Fels erforderlich, da hier die homogene, gering durchlässige Lateritdecke fehlte.

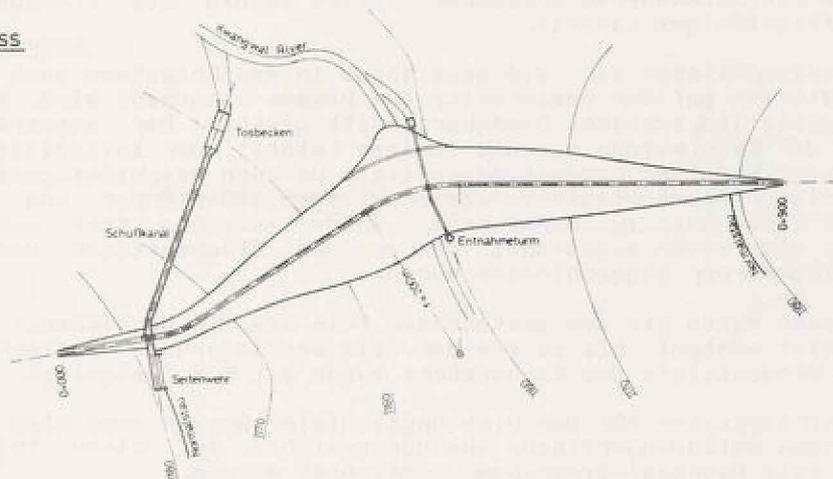
Mit den Injektionsarbeiten, die von der ursprünglichen Geländeoberfläche (rechter Hang) bzw. von der Oberfläche des verfüllten Kerngrabens (linker Hang) ausgeführt wurden, wurden insbesondere die in den oberen Zonen vorhandenen große-

Kwangwal-River-Dam

Querschnitt



Grundriss



Längsschnitt

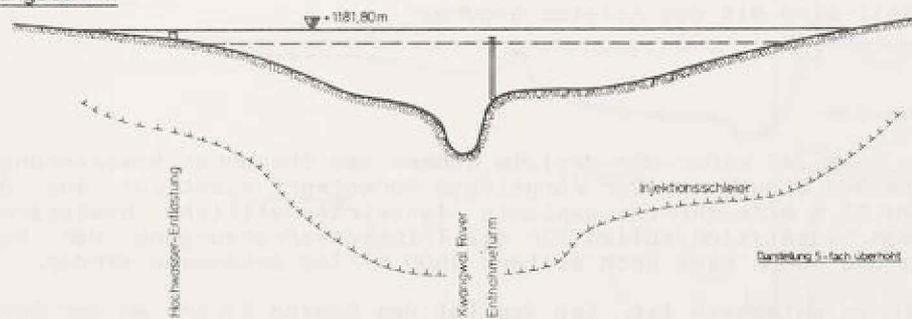


BILD 8 : Kwangwal-River-Dam / Pankshin

ren Klüfte im Granit gedichtet. Die in den Kontrollbohrungen ausgeführten Wasserpreßversuche zeigten, daß auch eine ausreichende Verminderung der Durchlässigkeit der vulkanischen Aschen erzielt worden war, gemessen wurden nur 0,12 l/min m bei 5 bar.

3.4 Idyem-River-Dam

Diese Talsperre, die der Trinkwasserversorgung der Stadt Langtang dient, liegt am südlichen Gebirgsrand des Jos-Plateaus bereits in der Ebene des Benue-Rivers. Durch die Lage unmittelbar am Rand des Gebirges, das von 300 m Höhe an der Sperrenstelle um bis zu 1.500 m ansteigt, ergeben sich hier wesentlich andere Bedingungen für die Lateritisierung des Grundgebirges.

Das Grundmaterial ist am Rande der Ebene zwar tief verwittert, jedoch in oberen Zonen durch das vom Gebirge abfließende Niederschlagswasser immer wieder umgelagert worden. So bildet der Übergang zum verwitterten Fels im Sperrbereich eine in der Regel mehrere Meter dicke, stark tonige Lateritschicht, während der umgelagerte Laterit in den oberen 3 bis 4 m Tiefe unter Gelände stark sandig bis kiesig ist. Auch in den im Becken erschlossenen Entnahmen war der gleiche Schichtenaufbau erkennbar, - eine sandig bis kiesige Lateritdecke über schluffig-tonigem Laterit.

Da nicht auszuschließen war, daß beim Abbau in den Entnahmen auch Material des sandigen Laterits auf der Wasserseite des Dammes eingebaut wird, wurde der auf BILD 9 dargestellte typische Dammschnitt gewählt: Der wasserseitige Stützkörper und der Kern wurden aus dem tonigen Laterit, der luftseitige Stützkörper aus dem sandig-kiesigen Laterit geschüttet. Um auch bei nicht ganz auszuschließenden sandigen Zwischenlagen im wasserseitigen Stützkörper und im Kern eine Erosion mit Sicherheit zu verhindern, wurde zwischen Kern und luftseitigem Stützkörper ein Filter angeordnet, der an den Flächenfilter unter dem luftseitigen Stützkörper angeschlossen wurde.

Der Kerngraben wurde bis zum anstehenden Fels bzw. in Bereichen, in denen der Fels sehr tief ansteht, bis zu dem den Fels überlagernden tonigen Laterit geführt. Die Mindesttiefe des Kerngrabens wurde mit 5 m festgelegt.

Die Injektionsarbeiten für den Dichtungsschleier wurden auch hier wieder von der ursprünglichen Geländeoberfläche aus durchgeführt. Auf einen Injektionsstollen konnte wie beim Kwangwal-River-Dam, verzichtet werden.

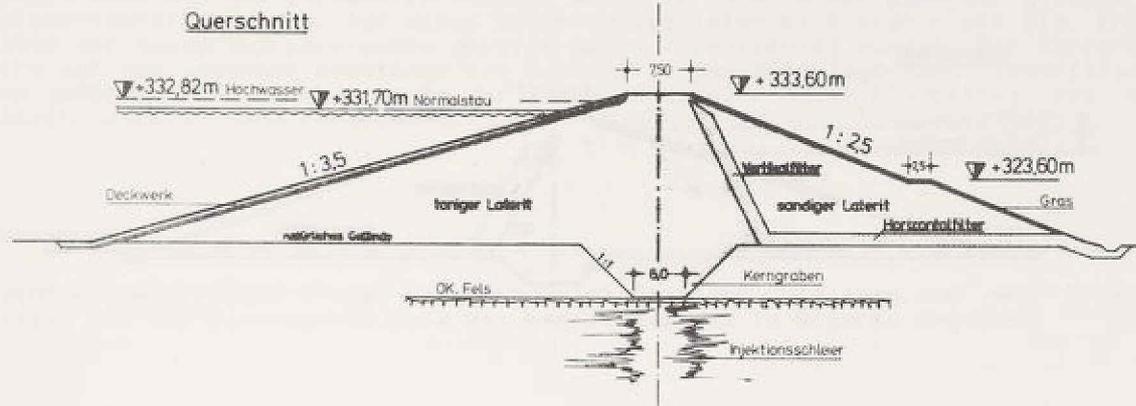
Die Arbeiten am Idyem-River-Dam wurden im Frühjahr 1983 beendet, in der kommenden Regenzeit wird mit dem Aufstau begonnen.

3.5 Baushe-Dam

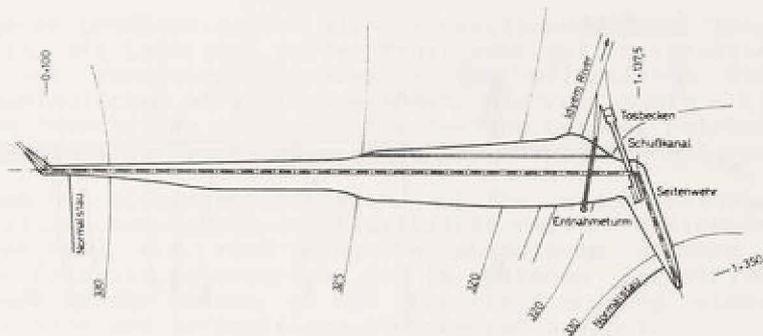
Der Baushe Damm ist einer der drei im Rahmen des Shemankar Bewässerungsprojektes zu errichtenden Staudämme. Der vorgelegte Vorentwurf sieht vor, aus dem Reservoir bis zu 17,5 m³/s für das geplante landwirtschaftliche Bewässerungsprojekt zu entnehmen. Zusätzlich sollen für die Trinkwasserversorgung der benachbarten Orte Yelwa und Sabon Gida noch weitere 4500 m³/Tag entnommen werden.

Wie BILD 10 zu entnehmen ist, ist das Tal des Baushe Rivers an der Sperrenstelle sehr breit, die Hänge sind sehr flach geneigt. Der das Grundgebirge bildende Schiefertone ist bis in etwa 12 m Tiefe zu einem stark tonigen Laterit bzw. lateritischen Ton verwittert, wobei der eigentliche Lateritisierungsprozeß erst in den oberen Metern stattgefunden hat: Nur die oberen 3 m bis 4 m zeigen die deutliche Rotfärbung und die Spuren von Eisen- und Manganablagerungen.

Idyem-River-Dam



Grundriss



Längsschnitt

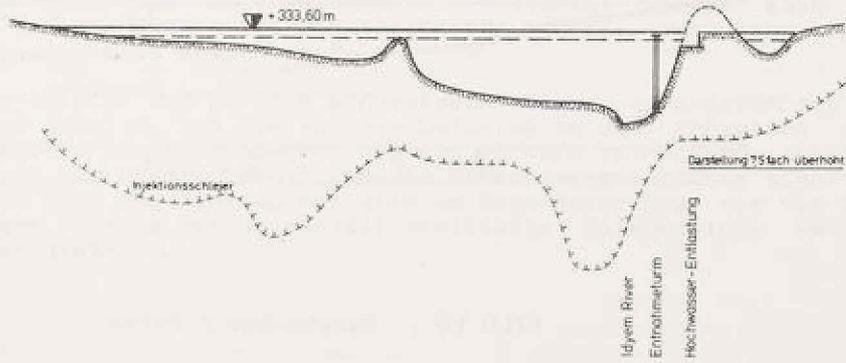
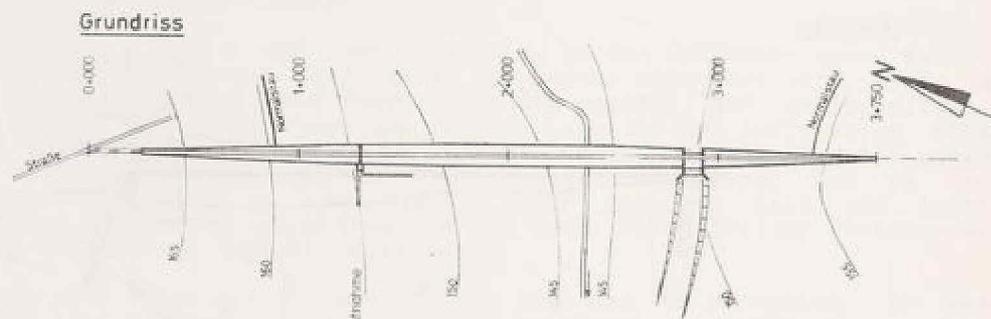
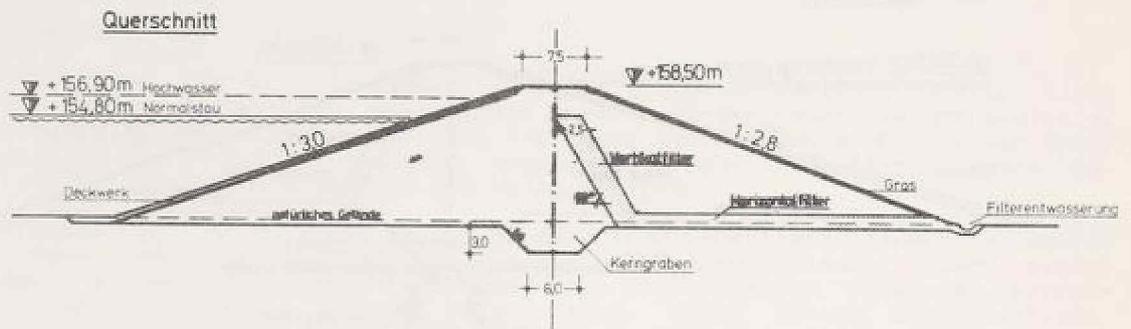


BILD 9 : Idyem-River-Dam / Langtang

Baushe - Dam



Längsschnitt

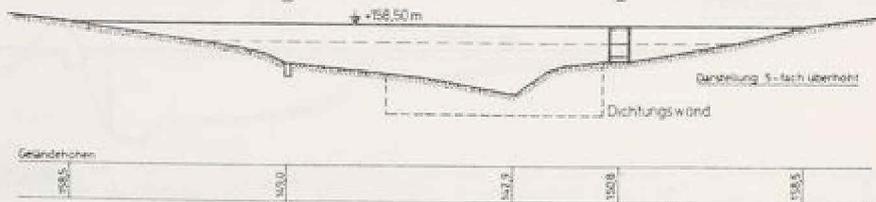


BILD 10 : Baushe-Dam / Yelwa

Lediglich im Bereich des Flußbettes sind in die Laterite und Tone bis etwa 10 m Tiefe Sande eingelagert.

Für die Schüttung des Dammes ist ausreichend geeignetes Material - lateritischer Ton bzw. Laterit - in den erschlossenen Entnahmen vorhanden. Nach den Erfahrungen beim Bau des Idyem-River-Dammes wurde für den Bausche Damm der gleiche Regelquerschnitt gewählt. Auf einen Injektionsschleier kann hier - wie die Ergebnisse der Wasserabpreßversuche gezeigt haben - verzichtet werden. Der Kerngraben wird auf der gesamten Dammlänge von 3.800 m in den unterlagernden lateritischen Ton geführt. Für die Abdichtung der Sande im Bereich des Flußbettes ist eine Dichtungsschlitzwand vorgesehen.

4 FOLGERUNGEN

Nachfolgend wird auf einige Folgerungen eingegangen, die sich aus den Erkenntnissen bei der Planung und beim Bau von Staudämmen in Nigeria ergeben.

4.1 Schüttmaterial

Für die Schüttung homogener Erddämme eignen sich Verwitterungsböden tropischer und subtropischer Gebiete, die Laterite, in der Regel sehr gut. Unterschiedliche Ausgangsgesteine, Dauer des Verwitterungsprozesses und klimatische Einflüsse führen jedoch zu unterschiedlichen Verwitterungsböden, die vom sandig - kiesigen Laterit mit nur geringen Tonanteilen bis zum stark tonigen Laterit reichen. Aus diesem Grund ist eine sorgfältige Erschließung der Entnahmestellen erforderlich.

Für den homogenen Erddamm muß sichergestellt sein, daß das in der Entnahme gewonnene Material hinsichtlich Kornaufbau und Plastizität relativ gleichmäßig anfällt. Ist dies nicht der Fall, d.h. sind in den Entnahmen auch größere Mengen stark sandiger, kiesiger Laterite zu erwarten, die im späteren Baubetrieb beim Einbau nicht ausgeschieden werden können, so hat sich die Anordnung eines vertikalen Filters zwischen Kern und luftseitigem Stützkörper bewährt.

Wie bereits erwähnt, liegen die erzielten Einbaudichten in der Regel um oder über 100 % der einfachen Proctordichte.

In diesem Zusammenhang wird darauf hingewiesen, daß der Laterit, wenn er einmal bis auf Wassergehalte von 3 % ausgetrocknet war - bedingt durch die Verkittung der einzelnen Bodenteilchen - auch nach sorgfältiger Aufbereitung im Versuch nicht mehr bis zur optimalen Lagerungsdichte verdichtet werden kann. Dies bedeutet, daß auch auf der Baustelle ausgetrockneter Laterit, auch wenn er bewässert wird, nicht eingebaut werden darf.

Die an den fertiggestellten und bereits eingestauten Dämmen durchgeführten Kontrollmessungen haben gezeigt, daß die für die Laterite in den Versuchen ermittelten Durchlässigkeiten in der Größenordnung von 10^{-9} m/s zutreffend sind: Die aus der Durchströmung des Dammes resultierenden Sickerwasserverluste sind nicht meßbar. Auch 2 Jahre nach dem Einstau hat sich am Shen-River-Dam, wie die Piezometermessungen zeigen, die im Analogiemodell ermittelte Spiegellinie im Dammkörper noch nicht eingestellt.

4.2 Dammquerschnitt

Die auf den BILDERN 6 bis 10 dargestellten Regelquerschnitte mit Böschungsneigungen von 1:2,8 bzw. 1:3,5 auf der Wasserseite und 1:2,5 bzw. 1:2,8 auf der

Luftseite haben sich bewährt. Dies gilt sowohl im Hinblick auf die Standsicherheit, die bei diesen Neigungen für alle Lastfälle ausreichend ist, als auch im Hinblick auf die Bauausführung und den Geräteeinsatz.

Auf der Wasserseite der Dämme ist jeweils in einer Dicke von 50 cm ein handversetztes Deckwerk (handplaced riprap) auf einer 30 bis 40 cm dicken Sand-Kies- Filterschicht angeordnet. Dabei müssen mindestens 50 % der Steine Kantenlängen von 30 bis 40 cm haben. Es hat sich gezeigt, daß diese Arbeiten von der einheimischen Bevölkerung nach kurzer Anlernzeit sehr sorgfältig ausgeführt werden.

Für die Luftseite ist es besonders wichtig, daß bei Beginn der Regenzeit bereits ein gewisser Bewuchs vorhanden ist, da sonst bei den tropischen Niederschlägen Erosionen unvermeidlich wären. Es werden deshalb noch in der Trockenzeit von Hand in die aufgebrachte Mutterbodenschicht Gräser gepflanzt. Auch dies erfolgt durch die einheimische Bevölkerung. Bereits eine geringe Befeuchtung reicht für das Anwachsen und Ausbreiten des Grases aus. Bei Beginn der Regenzeit sind dann nach den ersten Regenfällen nur geringe Nacharbeiten an den Böschungen erforderlich.

4.3 Freibord

Der Bemessung der Dammhöhe liegen die Empfehlungen der ASCE, die in Nigeria als Standards angesehen werden, zugrunde. Berücksichtigt man die Sicherheiten in der Ermittlung des Bemessungshochwassers, das über die Hochwasserentlastung abgeführt werden muß und die maximale Stauhöhe im Becken bestimmt, so erscheint diese Vorgehensweise zu konservativ. Hier sollen in Zukunft mehr die von LAW + HOWARTH 1982 auf dem 14. Internationalen Kongress über große Dämme (4) vorgetragenen Überlegungen Anwendung finden, wie dies bereits bei der Bemessung des Freibordes für den Idyem-River-Dam geschehen ist.

4.4 Dichtungsschleier

Im Rahmen dieses Aufsatzes konnte nicht im einzelnen auf die Überlegungen eingegangen werden, die bei den einzelnen Projekten zur Festlegung des Umfanges der Injektionsarbeiten für den Dichtungsschleier führten. Im wesentlichen wurden die von LUGEON bzw. HEITFELD angegebenen Kriterien für Stauhöhen unter 30 m zugrundegelegt, wobei die Grenzwerte, ab denen verpreßt wurde, zwischen 1 und 3 l/min m bei 5 bar Abpreßdruck angesetzt wurden. Da in letzter Zeit häufiger die Meinung vertreten wird, daß bei Dämmen unter 100 m Stauhöhe die Grenzwerte von 2 bis 3 Lugeon auf 10 Lugeon erhöht werden sollten (5), soll auf die Notwendigkeit des Verpreßschleiers hier nochmals kurz eingegangen werden.

Sicher ist es bei Stauhöhen um oder unter 30 m in vielen Fällen vertretbar, das Kriterium für die Tiefe des Schleiers weiter zu fassen und so zu geringeren Schleiertiefen zu kommen. Unabhängig davon gilt jedoch - insbesondere im Hinblick auf die starke Verwitterung des Grundgebirges in tropischen und subtropischen Gebieten - daß die oberen 10 bis 15 m, in denen infolge der Verwitterung in der Regel größere Störzonen vorhanden sind, bei der Planung genauerer Erkundung bedürfen. In diesem Tiefenbereich ist als Kriterium für die Entscheidung über eine eventuell erforderliche Abdichtung ein Grenzwert von 2 bis 3 Lugeon zugrundezulegen, wenn die Standsicherheit des Bauwerkes gefährdende Erosionsvorgänge vermieden und die Wasserverluste in Grenzen gehalten werden sollen.

4.5 Injektionsstollen, Kontrollgang

Die Erfahrungen beim Bau der vier bereits geschütteten Dämme haben gezeigt, daß bei Stauhöhen bis 30 m in der Regel auf einen Injektionsstollen verzichtet werden kann. Selbst bei den aus klimatischen Bedingungen vorgegebenen kurzen Bauzeiten ist es möglich, bei nicht zu großer Dammkubatur die Schütt- und Injektionsarbeiten so aufeinander abzustimmen, daß der Bau eines zusätzlichen Stollens entfallen kann. In neuester Zeit wird gelegentlich argumentiert, durch die Anordnung eines Injektionsstollens könnten die Injektionsarbeiten reduziert werden, da diese erst nach den Meßergebnissen beim ersten Aufstau festgelegt werden müßten. Dabei wird jedoch übersehen, daß mit dem Bau eines Stollens ebenfalls beträchtliche Kosten verbunden sind. Auch das in diesem Zusammenhang vorgebrachte Argument (5), daß der Injektionsstollen gleichzeitig als Kontrollgang eine wichtige Funktion erfülle, kann nicht ausschlaggebend sein: Die für die Kontrolle der Durch- und Unterströmung des Dammes notwendigen Piezometer können bei den hier behandelten homogenen Erddämmen ohne Schwierigkeiten nach Abschluß der Schütтарbeiten von der Dammoberfläche aus abgeteuft werden.

Literatur:

- (1) SCHWEITZER, F., Bodenmechanische Eigenschaften afrikanischer Laterite in ihren Kenngrößen und Beziehungen. Mitteilungen des Instituts für Bodenmechanik und Grundbau, Hochschule der Bundeswehr München, Heft 5, 1981
- (2) HORN u. SCHWEITZER, Tropische Böden als Baugrund und Baustoff, Vorträge der Baugrundtagung 1978 in Berlin, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau
- (3) REMILLON, A., Les recherches routières entreprises en Afrique d'expression Française. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et Travaux Publics, 1967
- (4) LAW, F. a. HOWARTH, B., Freebord requirement for fill dams, 14 th International Congress on Large Dams 1982, Vol.1
- (5) KUTZNER, C., Interaction of embankment dam control during construction and first reservoir filling, 14 th International Congress on Large Dams 1982, Vol.1 and Vol.5

Faint, illegible text at the top of the page, possibly a header or introductory paragraph.

Second block of faint, illegible text in the middle of the page.

Third block of faint, illegible text, appearing as a list or series of points.

Final block of faint, illegible text at the bottom of the page.

Vertical text on the right edge of the page, possibly from an adjacent page or a margin note.

EROSIONSSICHERHEIT VON DICHTUNGSWÄNDEN

Dr.-Ing. Theo Strobl

Talsperren - Neubauamt
8500 Nürnberg 1

ZUSAMMENFASSUNG

Im Zuge der Baumaßnahmen für die Überleitung von Altmühl- und Donauwasser in das Regnitz-Maingebiet entstehen derzeit südlich von Nürnberg sechs Talsperren. Die Erddämme werden auf schluffig bis kiesigen Sanden gegründet. Je nach den unterschiedlichen Erfordernissen kamen Schmaldichtungswände, Einphasen-Dichtungswände oder Zweiphasen-Dichtungswände als Untergrundabdichtung im Lockerboden zur Ausführung. Im vorliegenden Beitrag werden die Laboruntersuchungen zur Bestimmung der Erosionssicherheit beschrieben. Für die verwendete Zusammensetzung der Schmaldichtungswand wurde der Grenzgradient zu $i = 200$ ermittelt; bei der Einphasen-Dichtungswand reduziert sich der Grenzgradient von $i \sim 300$. Werden diese Grenzgradienten überschritten, so muß bei Dauerbelastung wie im Talsperrenbau mit der Zerstörung der Dichtungswand durch die innere Erosion gerechnet werden.

1 EINLEITUNG

Bei den Baumaßnahmen zur Überleitung von Altmühl- und Donauwasser in das Regnitz-Maingebiet werden derzeit auch sechs Talsperren errichtet. Das Gebiet gehört geologisch gesehen zum Keupersandstein. Die Talauauffüllungen über dem Sandstein bestehen aus schluffig bis kiesigen Sanden und haben eine Mächtigkeit zwischen vier und zwanzig Meter. In Abhängigkeit von dem unterschiedlichen Baugrund der Talauauffüllungen und den zukünftigen Stauhöhen wurden für die Untergrundabdichtung der Talsperren Einphasendichtungswände, Zweiphasen- (Erdbeton) Dichtungswände und Schmaldichtungswände verwendet.

Bei der Einphasendichtungswand wird im Schutze einer Suspension aus Wasser, Bentonit und Zement ein Schlitz im abzudichtenden Boden ausgehoben. Der Suspension kann ein Füller (Steinmehl, Elektrofilterasche) beigegeben werden. Das Mischgut verbleibt im Schlitz und erhärtet. Bei der Zweiphasen-Dichtungswand wird analog zur Einphasen-Dichtungswand zunächst im Schutze einer Bentonitsuspension der Schlitz ausgehoben. In einem zweiten Arbeitsgang muß dann der Dichtungsbeton im Kontraktorverfahren eingebracht werden. Bei der Schmaldichtungswand wird in der Regel ein I-Profil in den abzudichtenden Untergrund eingerüttelt und beim Ziehen des I-Profiles in die entstehenden Hohlräume eine Suspension aus Wasser, Tonmehl, Zement und Steinmehl eingepreßt. Vergleicht man die Kosten der unterschiedlichen Dichtungswände, so beträgt der Preis für eine Einphasen-Dichtungswand etwa das zweifache und bei einer Zweiphasen-Dichtungswand etwa das vierfache von den Ausgaben, die für eine Schmaldichtungswand erforderlich sind. Entsprechend dem Preisgefälle wird man daher immer bemüht sein, zunächst die preiswerte Schmaldichtungswand als Konstruktionselement einzusetzen. Ein wichtiges Kriterium für die Wahl der Dichtungswandart ist die erforderliche Erosionssicherheit. Um hier Entscheidungshilfen zu bekommen, wurden

Dichtungswandart	Tixoton	HOZ	Füller		Wasser
	Gew %	Gew %	Art	Gew %	Gew %
Schmaldichtungswand	2,4	11	Quarzmehl	47	40,6
Einphasen-Dichtungswand	3,5	17	EFA - Füller	9	70,5
Zweiphasen-Dichtungswand	1,0	5	Tonmehl Kalksteinmehl Sand + Kies 2-8	4 10 60	20,0

TABELLE I Zusammensetzung der untersuchten Dichtungswandproben

Bodenmechanische Kennwerte		Schmal-dichtungswand	Einphasen-Dichtungswand	Zweiphasen-Dichtungswand
Dichte	ρ [t/m ³]	1,70	1,30	2,0
Wassergehalt	w [%]	40	180	25
Porenanteil	n [-]	0,5	0,8	0,4
Durchlässigkeit	k [m/s]	$5 \cdot 10^{-9}$	10^{-8}	10^{-9}

TABELLE II Bodenmechanische Kennwerte der untersuchten Dichtungswandproben

in den letzten Jahren umfangreiche Untersuchungen auf diesem Gebiet vom Talsperren-Neubauamt Nürnberg durchgeführt (1) u. (2). Nach Fertigstellung der Bauarbeiten erschien es notwendig, anhand von Proben, die aus den hergestellten Dichtungswänden entnommen wurden, die Überlegungen und Annahmen hinsichtlich der Erosionssicherheit zu überprüfen. Im vorliegenden Beitrag werden die ersten Ergebnisse der über ein Jahr laufenden Dauererosionsversuche dargestellt und diskutiert.

2 ERGEBNISSE DER DAUEREROSIONSVERSUCHE

Für das Ausmaß und den zeitlichen Ablauf der inneren Erosion sind folgende Randbedingungen von Bedeutung:

- Wasserbeschaffenheit
- Größe des hydraulischen Gradienten
- Belastungsdauer
- Zusammensetzung, Durchlässigkeit und Zylinderdruckfestigkeit der Dichtungswand

Nach den vorliegenden Erfahrungen muß davon ausgegangen werden, daß die chemische Zusammensetzung des die Probe durchströmenden Wassers für das Ausmaß und den zeitlichen Ablauf der inneren Erosion von entscheidender Bedeutung ist; weiche Wasser mit einem pH-Wert von 5 bis 6 beschleunigen den Vorgang beträcht-

lich. Untersuchungen des Grundwassers in den abzudichtenden Böden ergaben jedoch keinerlei schädliche Bestandteile entsprechend DIN 4030. Daher war es gerechtfertigt, die Versuche mit Leitungswasser (pH-Wert = 7,5 bis 8,0) durchzuführen.

Versuchsordnung

Die aus der Dichtungswand herausgeschnittenen Proben wurden von oben nach unten ganzflächig mit Leitungswasser aus dem städtischen Netz, dessen chemische Zusammensetzung laufend überprüft wurde, durchströmt (Bild 1). Durch vorgeschaltete Druckminderungsventile konnten Druckstöße im Leitungsnetz ausgeglichen werden. Die Proben wurden dabei so eingebaut, daß die Strömungsrichtung im Labor der bei der zukünftigen Belastung der Dichtungswand beim Einstau entsprach. Durch Titration wird der Kalziumgehalt des die Probe durchströmten Wassers bestimmt.

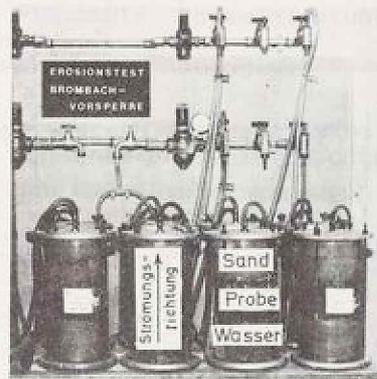


BILD 1 Versuchsanordnung zur Überprüfung der Erosionssicherheit von Dichtungswänden

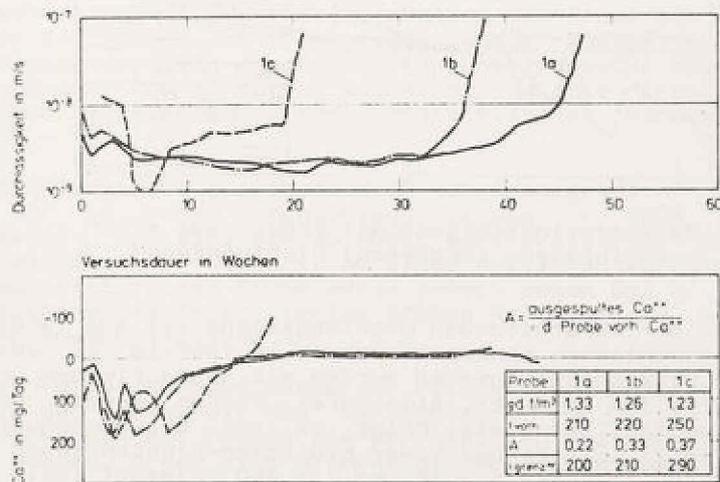


BILD 2 Dauererosionsversuch mit Proben aus einer Schmal-Dichtungswand

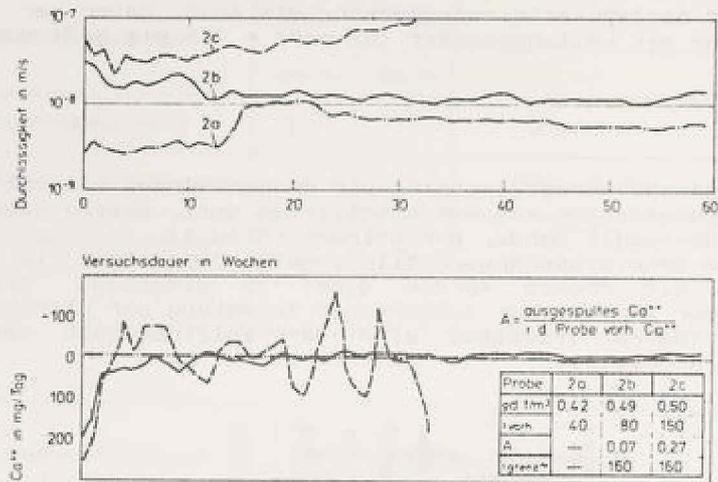


BILD 3 Dauererosionsversuch mit Proben aus einer Einphasen-Dichtungswand

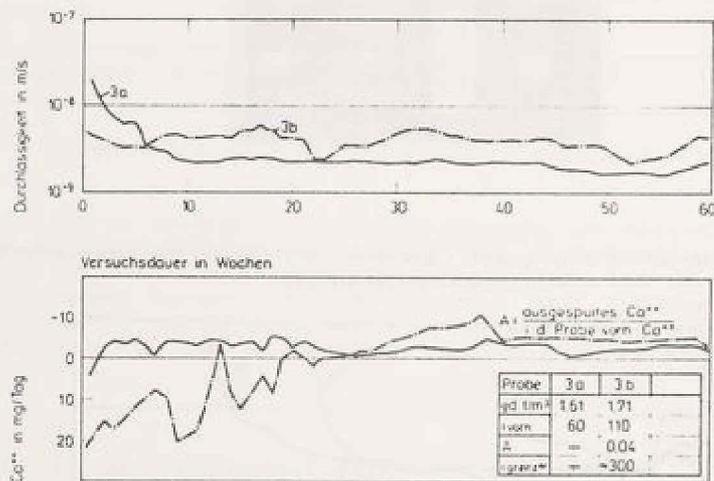


BILD 4 Dauererosionsversuch mit Proben aus einer Zweiphasen- (Erdbeton) Dichtungswand

Die Zusammensetzung der verschiedenen Dichtungswände ist aus Tabelle I zu entnehmen; die bodenmechanischen Kennwerte wurden in Tabelle II zusammengestellt. Die Proben aus der Schmaldichtungswand wurden mit hydraulischen Gradienten zwischen $i = 210$ und $i = 250$ belastet. Alle drei Proben wurden erodiert; dabei hielt die am geringsten belastete Probe 1a der Beanspruchung am längsten (1 Jahr) stand (Bild 2). Die Proben einer Einphasen-Dichtungswand wurden mit hydraulischen Gradienten zwischen $i = 40$ und $i = 150$ belastet (Bild 3). Die Probe 2c mit der höchsten Belastung erodierte nach 30 Wochen. Die restlichen Proben 2a und 2b zeigten auch nach einer Durchströmungsdauer von über einem Jahr hinsicht-

lich der Durchlässigkeit keine Veränderungen. Bei der Probe 2c war der Ausspülvorgang nach 20 Wochen beendet; die Probe 2a mit der geringsten Belastung von $i = 40$ zeigte praktisch keine Kalziumausspülung. Die beiden Proben 3a und 3b aus einer Zweiphasen-Dichtungswand wurden mit einem hydraulischen Gradienten von $i = 60$ bzw. $i = 110$ belastet (Bild 4). Auch nach einer Versuchsdauer von über einem Jahr veränderte sich die Durchlässigkeit nicht; Ausspülungen sind ebenfalls nicht mehr meßbar, sie waren bei der Probe 3b nach etwa 20 Wochen beendet.

3 BESTIMMUNG DER GRENZGRADIENTEN

In (2) wurde eine Methode zur rechnerischen Bestimmung der Grenzgradienten von Dichtungswänden veröffentlicht. Da die Festigkeit der Probe ausschließlich vom Kalziumsilikat abhängig ist, müßten die für die Einphasen-Dichtungswand gefundenen Abhängigkeiten auch für die Schmalldichtungswand und die Zweiphasen-Dichtungswand Gültigkeit haben.

Nach (2) gilt näherungsweise für die Abhängigkeit des Ausspülfaktors A vom hydraulischen Gradienten i

$$A = c \times i^2$$

Die Erosionskonstante c kann dabei in einem Durchströmungsversuch von mindestens 26 Wochen Dauer ermittelt werden. Mit dem bei einem hydraulischen Gradienten i_1 ermittelten Ausspülfaktor A_1 errechnet sich die Erosionskonstante zu

$$c = \frac{A_1}{i_1^2}$$

Der Grenzgradient kann danach für die jeweilige Dichtungswand zu

$$i_{\text{grenz}} = \sqrt{\frac{A}{c}}$$

ermittelt werden. Nach den vorliegenden Erfahrungen ist mit dem Erosionsbruch zu rechnen, wenn mehr als 30 % des Kalziumgehaltes der Probe ausgespült wurde. Daher wird bei der Bestimmung des Grenzgradienten der Ausspülfaktor $A = 0,3$ angesetzt. Die zwischenzeitlich durchgeführten Laborversuche haben auch gezeigt, daß eine Versuchsdauer von 26 Wochen ausreicht, um die Erosionssicherheit der eingebauten Proben entsprechend dem vorgeschlagenen Berechnungsverfahren zu bestimmen.

Bei der Schmalldichtungswand errechnet sich der Grenzgradient zu $i_{\text{grenz}} = 200$. Für die Probe Nr. 1a wurde rechnerisch ($i_{\text{grenz}} = 290$) im Vergleich zum Versuchsergebnis ($i_{\text{Bruch}} = 210$) ein zu hoher Wert ermittelt. Die Differenz erklärt sich aus der Annahme, daß erst ab einem Ausspülungsgrad $A \geq 0,3$ der Erosionsausbruch auftritt. Diese Probe wurde jedoch schon bei $A = 0,22$ erodiert. Bei den im Versuch ebenfalls erodierten Proben Nr. 1b, 1c und 2c betrug im Bruchzustand der Ausspülungsgrad $A \sim 0,3$.

Für die Einphasen-Dichtungswand wurde der rechnerische Grenzgradient zu $i_{\text{grenz}} = 160$ ermittelt und stimmt mit dem Versuchswert $i_{\text{Bruch}} = 150$ gut überein (Bild 3). Bei Versuchen mit Proben aus der gleichen Dichtungswand, die in (2) veröffentlicht wurden, ergab sich allerdings der rechnerische Grenzgradient zu $i_{\text{grenz}} = 100$.

Bevor weitere Erfahrungen vorliegen, sollte dieser untere Wert als Grenzgradient für die Einphasen-Dichtungswand beibehalten werden.



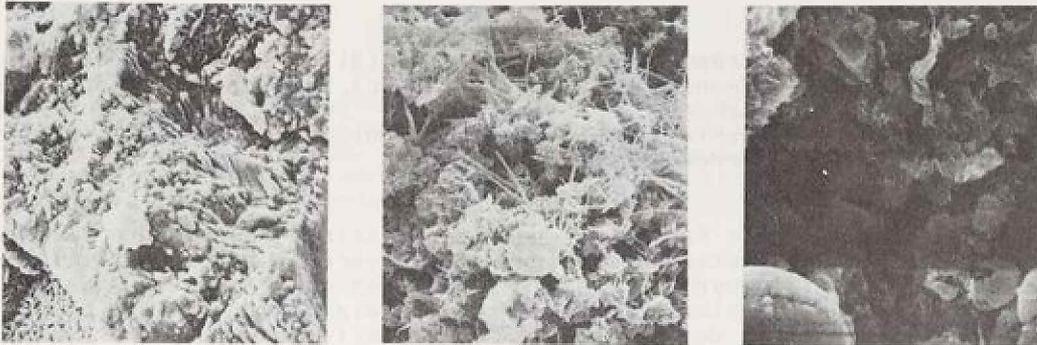
BILD 5 Schnitt durch eine bei der Durchströmung erodierten Probe aus einer Einphasen-Dichtungswand

Die Proben aus der Zweiphasen-Dichtungswand wurden mit $i = 60$ (3a) und mit $i = 110$ (3b) durchströmt. Dabei ergab sich bei der Probe 3b eine geringe Ausspülung ($A = 0,04$). Bei Ausspülfaktoren von $A < 0,01$ nimmt jedoch der Einfluß von Meßfehlern auf den rechnerisch zu ermittelnden Grenzgradienten zu, weil die Bestimmung des Kalziumgehaltes durch Titration bei einer Konzentration von $Ca < 20$ mg/l sehr ungenau wird. Aus diesem Grunde kann der Grenzgradient für die Zweiphasen-Dichtungswand auch wesentlich über dem rechnerisch ermittelten Wert von $i_{\text{Grenz}} = 300$ liegen.

4 VERDEUTLICHUNG DES EROSIONSVORGANGES MIT DEM RASTERELEKTRONENMIKROSKOP (REM)

Nach Bild 7 ist die Durchlässigkeit eines Zementsteines vom W/Z-Wert und dem Hydratationsgrad abhängig. Da die Einphasen-Dichtungswand als Zementstein mit einem W/Z-Wert = 2,5 angesehen werden kann, muß die unterschiedliche Struktur der Einphasen-Dichtungswand im Vergleich zu einem Zementstein mit einem W/Z-Wert = 0,5 mit Hilfe eines Rasterelektronen-Mikroskopes deutlich werden. In Bild 6 sind REM-Aufnahmen bei 2.500-facher Vergrößerung dargestellt. Dabei handelt es sich bei BILD 6a um einen Zementstein mit einem W/Z-Wert = 0,5. Die CSH-Fasern sind hier kurz und gedrungen und füllen den anfänglich im Zementstein vorhandenen und mit Wasser gefüllten Hohlraum voll aus. Demgegenüber zeigt BILD 6b eine Einphasen-Dichtungswand (W/Z = 2,5), die entsprechend BILD 7 eine 10.000-fach größere Durchlässigkeit aufweisen muß als der Zementstein des BILDES 6a.

Die bei dieser Probe sichtbaren Hohlräume und die langfasrigen dünnen Calciumsilikathydrate (CSH) veranschaulichen deutlich die höhere Durchlässigkeit bzw. geringere Festigkeit der Einphasen-Dichtungswand im Vergleich zur Zementsteinprobe. Die Hohlräume bei den Proben aus der Einphasen-Dichtungswand sind zum Teil einige μm groß und untereinander verbunden.



a) Zementstein $W/Z = 0,5$ b) Einphasen-Dichtungswand, $W/Z = 2,5$, nicht erodiert c) Während des Erosionsversuches zerstörtes Gefüge einer Einphasen-Dichtungswand

BILD 6 Aufnahmen mit dem Rasterelektronen-Mikroskop bei 2600-facher Vergrößerung

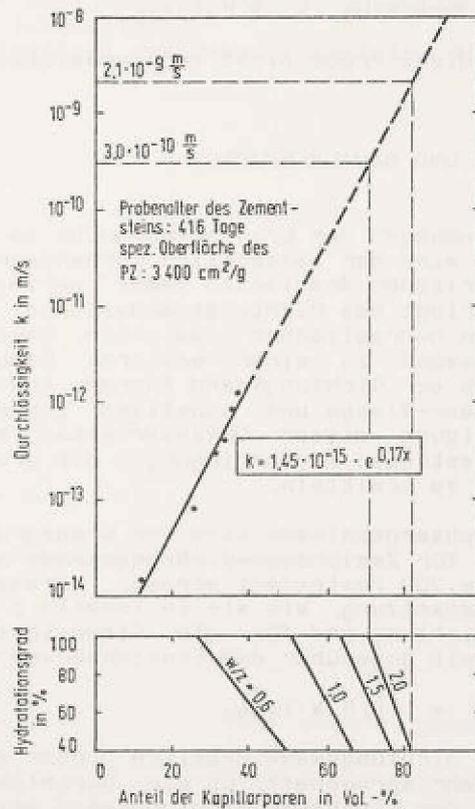


BILD 7 Durchlässigkeit des Zementsteines in Abhängigkeit von W/Z - Wert und Hydratationsgrad

Aus einer bei der Durchströmung erodierten Probe (Bild 5) wurden Teile aus dem Erosionskanal für REM-Aufnahmen entnommen (Bild 6c). Hier zeigt sich, daß die für die Festigkeit maßgebenden CSH-Fasern in der Probe nicht mehr erkennbar sind. Der Verlust der Eigenfestigkeit von der erodierten Probe ist hiermit auch durch die REM-Aufnahme verdeutlicht.

Zur Stabilität des für die Festigkeit des Zementsteines maßgebenden Calciumsilikathydrates ist ein bestimmter Anteil von Calciumhydroxyd im Zementstein erforderlich. Wird nun Calciumhydroxyd beim Durchströmen der Probe ausgetragen, so zerfällt ein Teil des Calciumsilikathydrates in Calciumhydroxyd und Kieselsäure, um den für die Stabilität des restlichen Calciumsilikathydrates erforderlichen Gleichgewichtszustand wieder herzustellen. Dieser chemische Ablauf erklärt auch die am Beginn der Durchströmung beobachtete starke Ausspülung von Calcium. Hierbei handelt es sich um die Lösung der größeren Kristalle des Calciumhydroxydes, die in der Zementsteinmatrix im Vergleich zum Calciumsilikathydrat nur eine schwache Bindung haben. Wird durch einen zu hohen Strömungsdruck zuviel Calciumhydroxyd ausgespült, geht das für die Stabilität des Calciumsilikathydrates erforderliche Gleichgewicht verloren; der Erosionsvorgang kommt nicht mehr zum Stillstand. Das Calciumsilikathydrat wird in diesem Falle abgebaut, wie es aus Bild 6c deutlich zu erkennen ist. Diese Zusammenhänge sind auch der Grund dafür, warum man anhand der Ausspülrate innerhalb der ersten 26 Wochen Aussagen im Hinblick auf die Dauererosionssicherheit machen kann. Wurde innerhalb dieses Zeitraumes der Gleichgewichtszustand entsprechend der Reaktionsgleichung



nachhaltig gestört, so ist diese Probe nicht erosionssicher.

5 FOLGERUNGEN FÜR PLANUNG UND BAUAUSFÜHRUNG

Vergleicht man die Randbedingungen der Erosionsversuche im Labor mit den Verhältnissen in der Natur, so wird der tatsächlich vorhandene hydraulische Gradient im Vergleich zum rechnerischen Gradienten immer geringer sein. Bei größeren Hohlräumen im Boden dringt das Dichtungswandmaterial in diese Hohlräume ein und verringert somit den hydraulischen Gradienten. Darüber hinaus können Anlagerungen vor der Dichtungswand zu einer weiteren Reduzierung des hydraulischen Gradienten innerhalb der Dichtungswand führen. Andererseits muß jedoch bei der Bauausführung mit Haar-Rissen und sonstigen Inhomogenitäten gerechnet werden. Unter Berücksichtigung dieser Unwägbarkeiten erscheint es daher gerechtfertigt, anhand von extremen Randbedingungen die Grenze der Belastbarkeit der Dichtungswände im Labor zu ermitteln.

Nach den vorliegenden Versuchsergebnissen kann der Grenzgradient für Einphasen-Dichtungswände auf $i = 100$, für Zweiphasen-Dichtungswände auf $i = 300$ und für Schmaldichtungswände auf $i = 200$ festgelegt werden. Voraussetzung hierfür ist jedoch eine Mischungszusammensetzung, wie sie in Tabelle I angegeben ist. Für die Auswahl der Art der Abdichtung und für die Dimensionierung der Wanddicke wird eine zweifache Sicherheit gegenüber dem Erosionsbruch empfohlen:

$$i_{\text{zul}} = 0,5 \times i_{\text{Grenz}}$$

Ist die Durchlässigkeit der Dichtungswand deutlich größer als $k = 10^{-8}$ m/s, so erhöht sich die Erosionsgefahr sprunghaft. Da die Durchlässigkeit der Schmaldichtungswand und besonders der Einphasen-Dichtungswand wesentlich vom Zementgehalt abhängig ist, sollte bei diesen Dichtungswänden ein möglichst hoher Zementanteil angestrebt werden.

Der Nachteil der geringeren Verformbarkeit der Wand wird durch die geringere Durchlässigkeit und größere Erosionssicherheit bei weitem ausgeglichen. Durch die große Bruchdehnung von ca. 0,6 % ist darüberhinaus eine Rissebildung in der Wand, auch bei einer im Vergleich zum abgedichteten Untergrund zu hohen Steifigkeit, nicht zu befürchten.

Literatur:

- (1) CARL, L. / STROBL, T.
Dichtungswände aus einer Zement-Bentonit-Suspension.
Wasserwirtschaft 66 (1976 Heft 1)
- (2) STROBL, T.
Ein Beitrag zur Erosionssicherheit von Einphasen-Dichtungswänden.
Wasserwirtschaft 72 (1982 Heft 7/8)
- (3) WISCHERS, G. / RICHARDS, W.
Einfluß der Bestandteile und der Granulometrie des Zements auf das
Gefüge des Zementsteins.
Forschungsinstitut der Zementindustrie, Düsseldorf - Betonverlag 1982

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

VERFORMUNGS- UND ERDRUCKMESSUNGEN AN DER PRIMSTALSPERRE
NONNWEILER, EINEM 60 m HOHEN DAMM MIT OBERFLÄCHENDICHTUNG

Dipl.-Ing. Rolf Weinhold

Büro G. Salveter - 5902 Netphen 1

ZUSAMMENFASSUNG

Der 63 m hohe Erddamm für die Primstalsperre Nonnweiler ist in zwei Bauabschnitten errichtet worden. Nach Abschluß der 1. Baustufe war der Damm 40 m hoch und hatte eine rund 80 m breite Krone. Der aus Tonschiefer und wenig Quarzit geschüttete Dammkörper hat sich während der Schütтарbeiten um rund 40 cm gesetzt. Nach Schütten hat sich die Dammoberfläche von September 1974 bis August 1978 mit annähernd konstanter Setzungsgeschwindigkeit um weitere 50 cm gesetzt. Diese Setzung wird als Sättigungssetzung infolge in den Damm einsickernden Niederschlagswassers erklärt.

Während der Schütтарbeiten für die 2. Baustufe wurden rund 50 cm Sofort-Setzungen gemessen. Nach Einbau der Asphaltbeton - Oberflächendichtung hatte sich der Damm um knapp 140 cm gesetzt. Infolge des Aufstaus sind nur noch wenige cm Setzung gemessen worden.

Die Primstalsperre hat im Frühjahr 1982 den Vollstau erreicht und zeigt bis heute keine nennenswerten zeitabhängigen Setzungen.

Der Damm war während der 4-jährigen Standzeit der 1. Baustufe infolge Sättigungssetzungen so konsolidiert und verfestigt, daß beim Füllen der Sperre ein deutlich erhöhter Steifemodul im Dammkörper wirksam war. Die Dammdichtung und deren Anschlüsse an Betonbauwerke brauchten deshalb nicht so große Verformungen mitzumachen, wie es die großen Sättigungssetzungen zunächst erwarten ließen.

Außer der Setzung ist auch die Horizontalbewegung (Spreizung) des Dammes gemessen worden. Das von anderen Beispielen bekannte Ergebnis wurde bestätigt, wonach die Horizontalbewegung nur die Außenzonen des Dammes erfaßt. Die maximale Horizontalverschiebung wurde mit 18 cm im unteren Drittel der Böschung gemessen. Infolge Aufstau ist keine meßbare Verschiebung des luftseitigen Stützkörpers mehr aufgetreten. Zu berücksichtigen ist die Meßtoleranz von ± 1 cm.

Die Messung des Firstdruckes auf den GA-Stollen hat mit $p = 1,3 \cdot \gamma \cdot H$ den nach dem Verfahren von VOELLMY und BRETH (Lit.1) prognostizierten Wert bestätigt. Zu beachten ist der geringe Erddruck auf die vertikalen Betonwände des GA-Stollens, der bei nur $0,05$ bis $0,15 \cdot \gamma \cdot H$ liegt. Vertikale Bauwerkswände sollten deshalb bei der Durchdringung von Erddämmen vermieden werden, weil entlang der Bauwerkswände eine Zone mit zu geringem Erddruck entsteht, in der Sickerwasser zirkulieren und Ausspülungen in Gang setzen kann.

Der 63 m hohe Damm bei Nonnweiler besteht aus einer 1:1,75 geneigten Schüttung aus Tonschiefer mit wenig Quarzit, einer luftseitigen Steinschüttung aus festem Quarzit mit Neigung 1:2,5 und einer Oberflächendichtung aus Asphaltbeton - BILD 2, Regelprofil -.

Die Steinschüttung wurde ausgeführt, um die Auflage der Behörde zu erfüllen, den Damm auch für den Fall eines größeren Lecks in der Oberflächendichtung auf 1,3-fache Standsicherheit auszulegen.

Der Grund für diese Auflage ist im vorliegenden Falle die nahegelegene Gemeinde Nonnweiler, deren Bevölkerung bei einem eventuellen Dambruch sehr gefährdet wäre. In anders gelagerten Fällen, z.B. bei Vorstauanlagen, wäre diese Forderung nicht sinnvoll.

Eine Besonderheit bei der Bauausführung der Primstalsperre war deren stufenweiser Ausbau. In der ersten Baustufe wurden 1974 der Grundablaßkanal sowie die Dammschüttung bis auf 435 m ü. NN hergestellt, jedoch noch ohne die luftseitige Steinschüttung und ohne Drain- oder Filterschichten - BILD 2, Regelprofil -. In diesem Zustand hatte der Damm eine Kronenbreite von rund 80 m und blieb unverändert 4 Jahre lang ohne Einstau im Becken. Erst im Frühjahr 1978 wurde mit dem Endausbau der Sperre begonnen. Ein Spezialproblem war die nachträgliche Herstellung der Herdmauer, nachdem der Damm bereits auf 2/3 seiner Endhöhe geschüttet war. Die Herdmauer wurde deshalb 12 m vor dem wasserseitigen Dammfuß hergestellt, um eine Unterschneidung der vorhandenen Dammböschung durch die 7 m tiefe Baugrube zu vermeiden. Es ist ohnehin grundsätzlich anzustreben, die Herdmauer vom Dammfuß so weit wegzulegen, daß die Dammspreizung sich auf den Dichtungsanschluß nicht auswirkt.

Die als begehbare Kontrollgang ausgebildete Herdmauer verbindet die Oberflächendichtung des Dammes aus Asphaltbeton mit dem vertikalen Verpreßschleier. Der rund 60 m tiefe Verpreßschleier, mit dem der hochdurchlässige Quarzit im Sperrenbereich abgedichtet werden mußte, könnte im Bedarfsfall von dem Kontrollgang aus nachverpreßt werden.

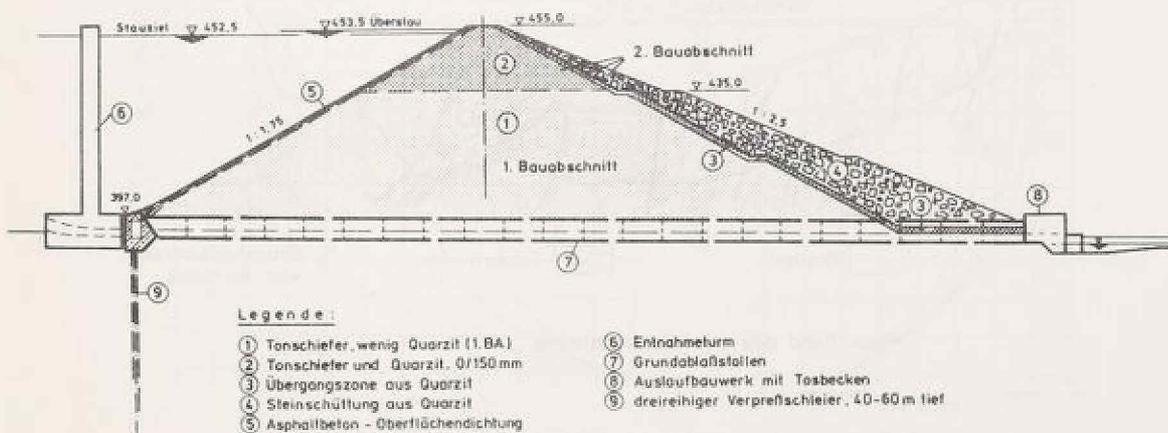


BILD 2 : Regelquerschnitt

2 GEOLOGISCHE UND BODENMECHANISCHE ERKUNDUNGEN SOWIE FOLGERUNGEN FÜR DAS DICHTUNGSSYSTEM

2.1 Geologische und hydrologische Verhältnisse sowie Wirkung des Verpreßschleiers

Die geologische Situation an der Sperrenstelle ist geprägt von einer Wechselfolge aus relativ mürbem Tonschiefer und hartem Quarzit, die stratigraphisch dem stark gefalteten Taunusquarzit des Unterdevons angehören. Die Schichtflächen fallen 55 bis 90 ein, die Streichrichtung ist annähernd talparallel, also fast senkrecht zur Dammachse - BILD 3, geologisches Profil -.

Die Quarzit- und Schieferschichten sind 0,1 m bis 40 m, überwiegend 1 m bis 10 m dick. Die wichtigsten Trennflächen sind die Schichtfugen. Der Quarzit verfügt jedoch über ausgeprägte Querklüfte. Das Gebirge ist mit $k = 10^{-4}$ bis 10^{-6} m/s bis in 40 m Tiefe unter Gelände durchlässig. Der Tonschiefer ist zumindest im tieferen Teil des Hanges kompakt und weniger durchlässig.

Die aus der talparallelen Ausrichtung der Schichtfugen und der hohen Durchlässigkeit des Quarzit resultierenden Nachteile werden von den steil-einfallenden dichteren Tonschieferbänken kompensiert. Die Verhältnisse an der Sperrenstelle erforderten einen dichten Verpreßschleier, der sowohl nach der Tiefe als auch in den Talflanken in ausreichend dichtes Gebirge eingebunden werden mußte und konnte. Der Verpreßschleier wurde bis zu 60 m tief.

Die Verpreßarbeiten mußten sorgfältig durchgeführt werden und erforderten die Anwendung modernster Techniken. Zu diesem Thema haben K. SCHETELIG e.a. während des Talsperrensymposiums 1980 in München referiert (Lit. 2).

Die im Probestau nachgewiesene gute Dichtungswirkung des Schleiers konnte erreicht werden, indem die einzelnen Verpreßmischungen, der Injektionsdruck sowie Bohrabstand und Bohrfolge jeweils auf die örtlichen geologischen Verhältnisse abgestimmt wurden.

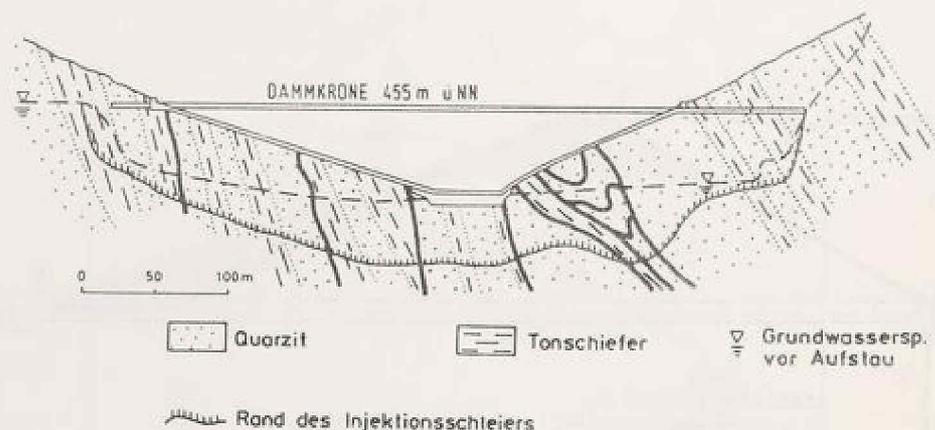


BILD 3 : Geologisches Profil in Dammachse

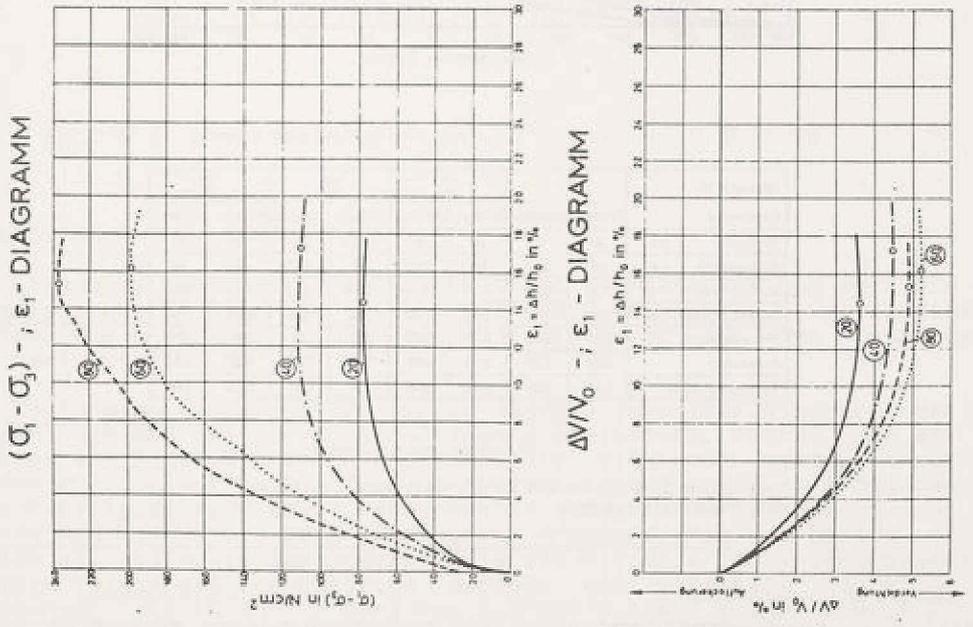
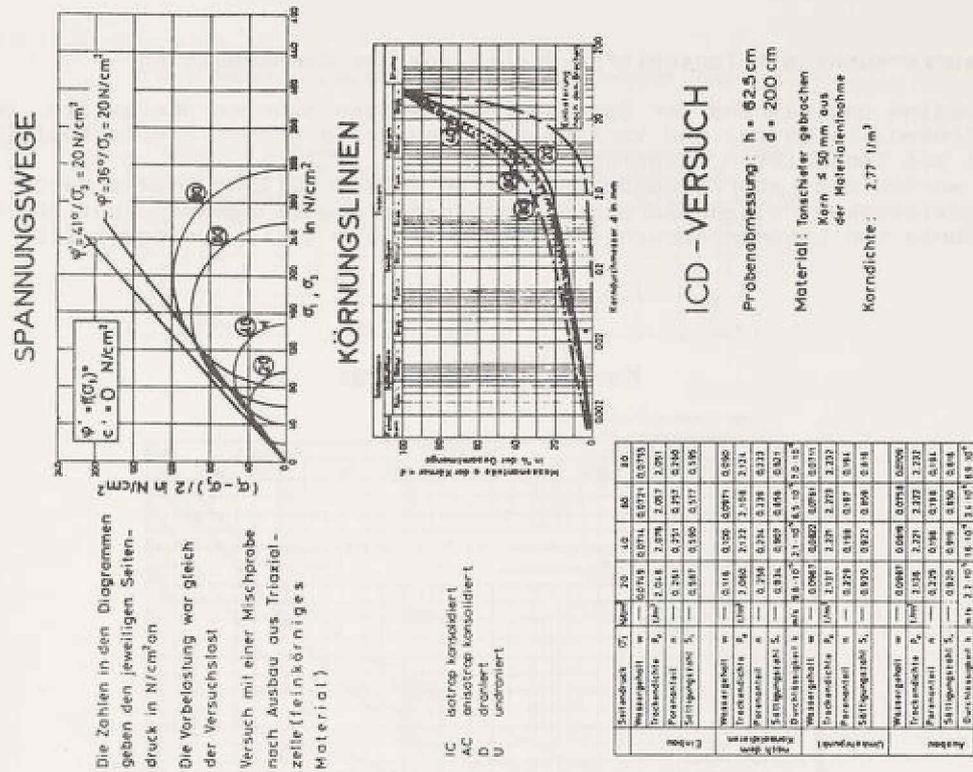


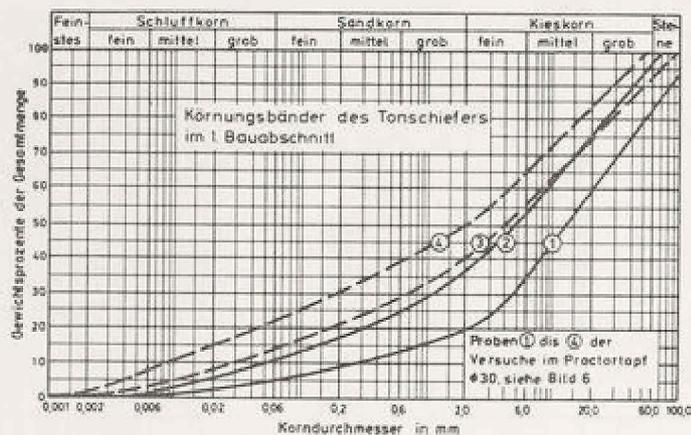
BILD 4 : Dreiaxialer Druckversuch

2.2 Laborversuche mit Tonschiefer-Proben aus der Dammschüttung

Vor Baubeginn und während der Bauausführung wurden mehrere dreiaxiale Druckversuche (Proben $\phi = 25$ cm) und Verformungsversuche im großen Proctortopf (Proben $\phi = 30$ cm) mit Tonschiefer ausgeführt.

Ergänzt wurden die Laborversuche durch eine Probeschüttung sowie durch ständige Raumgewichtskontrollen während der Bauausführung (insgesamt rund 300 Stück). Das Ergebnis von Laborversuchen ist in den BILDERN 4 bis 6 dargestellt.

Kornverteilungskurve

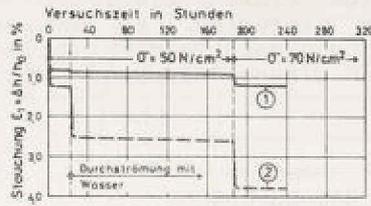


Versuch Nr.	①		②		③		④	
Kennwerte	Einbau	Ausbau	Einbau	Ausbau	Einbau	Ausbau	Einbau	Ausbau
Proben ϕ	30	30	30	30	30	30	30	30
Probenhöhe	30	29,4	29,1	28,7	30	28,5	28,2	28
Dichte, feucht t/m^3	2,20	2,32	2,18	2,33	2,03	2,28	2,22	2,31
Dichte, trocken t/m^3	2,09	2,13	2,02	2,14	1,94	2,04	2,06	2,08
Wassergehalt	0,05	0,09	0,07	0,09	0,05	0,11	0,07	0,10
Porenzahl	0,24	0,22	0,25	0,18	0,29	0,26	0,25	0,24
Sättigungszahl	0,45	0,86	0,55	0,89	0,30	0,91	0,59	0,91

Proben ② und ③ wurden mit 94% bis 98%, die Proben ① und ④ mit 100% Proctordichte eingebaut.

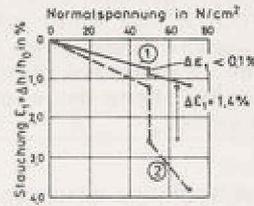
BILD 5 : Kornverteilungskurven und bodenmechanische Kennwerte

Zeit - Setzungs - Diagramm



Probe Nr.	Einbaudichte
①	100% D_{Pr}
②	98% D_{Pr}
③	94% D_{Pr}
④	100% D_{Pr}

Last - Setzungs - Diagramm



$\Delta \epsilon_1$ = Stauchung bei $\sigma_1 = 50 \text{ N/cm}^2$ infolge Durchströmung

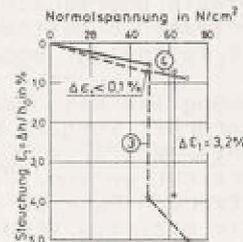
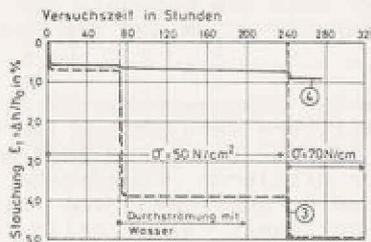


BILD 6 : Kompressionsversuch im Proctortopf $\varnothing 30 \text{ cm}$

Die wesentlichen Erkenntnisse sind:

1. Der Reibungswinkel des Tonschiefers liegt zwischen 36° und 40° . Die kleinere Scherfestigkeit gilt für hohe Seitendrucke und/oder wassergesättigte Proben. Die unterschiedliche Lagerungsdichte hat auf den Reibungswinkel nur wenig Einfluß.
2. Die Verformungseigenschaften werden dagegen in erster Linie von der Lagerungsdichte und von der Wassersättigung beeinflusst. Proben, die mit mindestens 100 % der einfachen Proctordichte eingebaut waren, erreichten im großen Proctortopf bei 5 bis 7 bar Vertikalspannung rd. 1 % Stauchung. Durch Wassersättigung wird keine nennenswerte zusätzliche Stauchung mehr bewirkt. Proben mit nur 94 bis 98 % einfacher Proctordichte verhalten sich bei Einbau mit optimalem Wassergehalt wie die mit $D_{Pr} = 100 \%$ eingebauten Proben. Infolge Wassersättigung steigt dagegen die vertikale Stauchung bei konstanter Last (5 oder 7 bar) von 1 % auf 3 bis 5 % an. - BILD 6 -.
3. Die für die Versuche im großen Proctortopf beschriebenen Ergebnisse lassen sich auch in der Konsolidierungsphase der Dreiaxialversuche nachvollziehen. Als Ergebnis ist festzuhalten, daß die Wassersättigung eine Stauchung der

belasteten Proben um mehr als 1 % in Gang setzt, die erst abgeschlossen ist, wenn das Material rund 100 % der einfachen Proctordichte erreicht hat. Diese Setzung infolge Einstau oder Wassersättigung wird "Sackung" bzw. "Sättigungssetzung" genannt. Berichte über solche Sackungen gibt es zum Beispiel von locker gelagerten, sandigen Kiesen, die jedoch meist nur über eine Lagerungsdichte von rund 90 % D_{Pr} verfügten. Es war deshalb überraschend, ähnlich große Sackungen auch noch nach Verdichtung auf 94 bis 98 % D_{Pr} festzustellen. Eine Erklärung für dieses Phänomen ist in den Eigenschaften des Tonschiefers zu suchen.

3 KONTROLLEN UND MESSUNGEN WÄHREND DER BAUAUSFÜHRUNG

3.1 Raumgewichtskontrollen

Für die Verdichtung des weichen Tonschiefers war in der Probeschüttung eine rund 40 Tonnen schwere Albaret-Gummiradwalze ausgewählt worden. Rüttelwalzen konnten keine höhere Verdichtung erreichen, produzierten aber einen rund 2 bis 3 cm dicken Staubbelaag, der nach Wassersättigung als Schmierschicht gewirkt hätte und deshalb unerwünscht war. Nach dem Ergebnis der Probeschüttung war die Dicke der einzelnen Schüttilagen auf $d = 40$ cm und die Zahl der Walzenübergänge auf 5 bis 6 festgelegt worden.

Die erzielte Verdichtung ist mit mehr als 300 Raumgewichtskontrollen und Plattendruckversuchen überprüft worden. Die mittlere Verdichtung lag bei 98 % der einfachen Proctordichte. Mit i. M. $q_d = 2,15$ t/m³ und $q_f = 2,35$ t/m³ ist eine relativ hohe Dichte erreicht worden. Bei der mittleren Korndichte des Tonschiefers von 2,7 t/m³ entsprach $D_{Pr} = 98$ % einem Porenvolumen von 21 %. Nach Erfahrungswerten war die erzielte Verdichtung damit als völlig ausreichend zu betrachten.

3.2 Verformungsmessungen

Die während der Dammschüttung in insgesamt 9 Setzungspegeln gemessenen Dammsetzungen lagen zunächst in der erwarteten Größe (Lit. 3). Nach Beendigung der Schütтарbeiten für die 1. Baustufe war der Damm 40 m hoch und hatte eine 80 m breite Krone. Zum Schutz gegen Erosion der Dammböschungen wurde die Dammoberfläche mit einem Ringwall eingedeicht. Regenwasser staute sich auf und versickerte langsam nach unten. Diese Durchfeuchtung der Schüttung hatte offenbar zur Folge, daß sich die 40 m hohe Schüttung auch nach Schüttende 4 Jahre lang um rund 12 cm pro Jahr gesetzt hat. Bis zum Beginn der Arbeiten für den Endausbau war kein Anzeichen für das Ende der Kriechverformung oder eine Abnahme der Verformungsgeschwindigkeit zu erkennen.

Mit Fortsetzung der Schütтарbeiten für den Endausbau traten Sofortsetzungen in der erwarteten Größenordnung auf. Nach Schüttende klangen die Zeitsetzungen relativ schnell auf 5 cm pro Jahr ab. Während des Aufstaus hat sich dann die Dammkrone um weniger als 5 cm gesetzt. Seit Vollstau im März 1982 sind die Zeitsetzungen auf 3 cm pro Jahr abgeklungen, mit rückläufiger Tendenz, sofern dies bei der vorhandenen Meßtoleranz von 1 bis 2 cm (System Idel-Sonde) festgestellt werden kann.

Für den in der Dammachse liegenden Pegel 5 sind die auf Schütthöhe 435 m ü. NN (OK des 1. Bauabschnitts) und 455 m ü. NN (Dammkrone) gemessenen Setzungen im - BILD 7 - dargestellt.

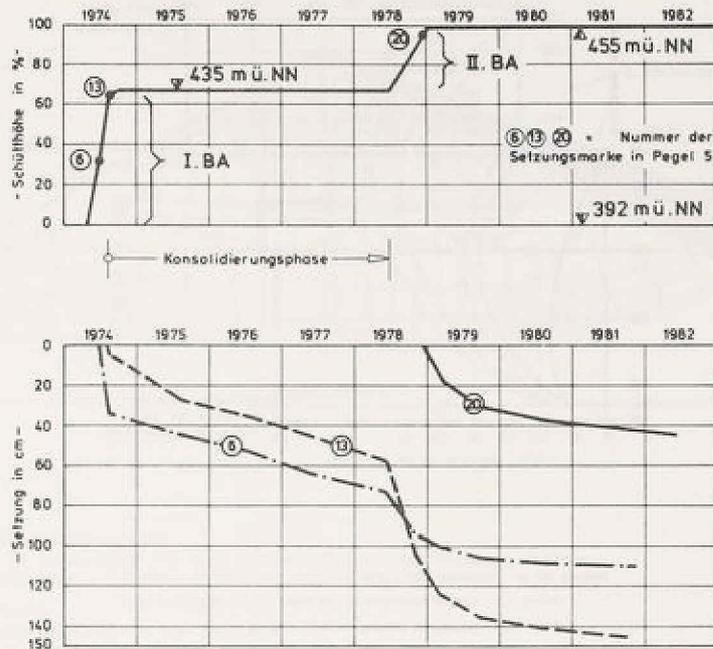


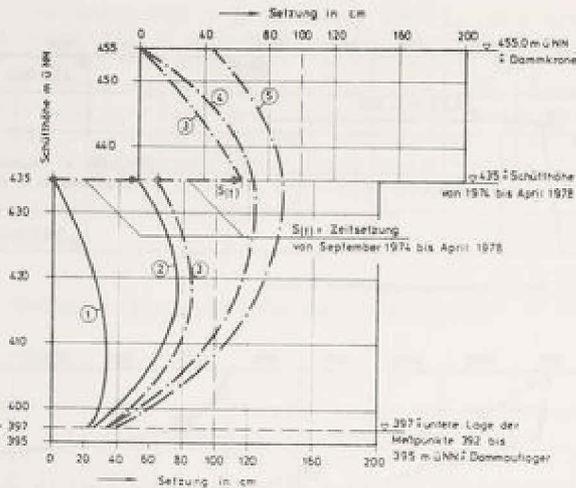
BILD 7 : Gemessene Setzung in Pegel 5
 Meßmarken 6, 13 u. 20

Die an verschiedenen Meßzeitpunkten gemessene mittlere Setzung der in der Dammachse liegenden Meßpegel 4, 5 und 6 ist in Abhängigkeit von der Schütthöhe in - BILD 8 - dargestellt.

Die Spreizung des Dammes ist in zwei Meßhorizonten mit insgesamt 6 Horizontalmeßpegeln ebenfalls nach dem System der Idel-Sonde gemessen worden. Die Messungen liefern die in - BILD 9 - dargestellte vektorielle Dammverformung. Für die Ermittlung der Vektoren wurde die Dammsetzung zwischen der Dammachse (Meßpegel 4, 5, 6) und der Dammböschung (Setzung der Meßschächte für die Spreizpegel) parabol förmig interpoliert.

Man erkennt, daß die Spreizbewegung nur die böschungsnahen Bereiche des Dammes erfaßt. Der Maximalwert der Spreizung wurde im unteren Meßhorizont mit 18 cm gemessen. Beim Aufstau ist keine Zunahme der Horizontalverschiebung des luftseitigen Stützkörpers aufgetreten. Es wurden nur Bewegungen von ± 1 cm festgestellt, die innerhalb der Meßtoleranz liegen.

Unter dem wasserseitigen Stützkörper konnte nach Herstellung der Oberflächen dichtung nur noch der obere Spreizpegel gemessen werden. Infolge Aufstau wurde hier eine geringe Umkehr der Spreizung gemessen, d.h. die wasserseitige Böschung ist um 2 bis 3 cm zur Luftseite hin verschoben worden.



Setzung bei der Schütthöhe 435 m ü NN

Kurve ① : mittlere Sofortsetzung der Pegel 45,6 im September 1974

Kurve ② : gemessene Setzung im April 1978

Setzung nach Schüttung bis 455 m ü NN

Kurve ③ : prognostizierte Sofortsetzung

Kurve ④ : gemessene Setzung im März 1976, einschli. 50 cm Zersetzungs S₁₁₁

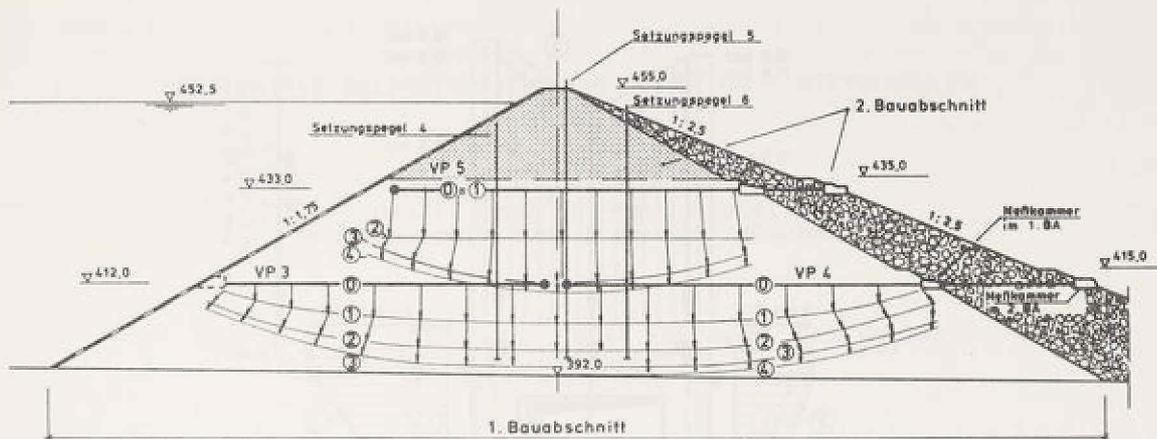
Kurve ⑤ : gemessene Setzung im Frühjahr 1982 nach Vollbau

BILD 8 : Gemessene Setzung in Dammachse

3.3 Erddruck auf den Grundablaßstollen

Zur Ergänzung der Verformungsmessungen ist der Erddruck auf den mit Rechteckquerschnitt hergestellten Grundablaßstollen in zwei Meßquerschnitten gemessen worden. Die Meßergebnisse sind für den in Dammachse gelegenen Querschnitt in BILD 10 - dargestellt.

Der Firstdruck erreicht mit $p = 1,3 \cdot \gamma \cdot H$ (H = Schütthöhe über dem Stollenfirst und γ = mittlere Wichte der Schüttung im erdfeuchten Zustand) den nach dem Verfahren von VOELLMY und BRETH (Lit. 1) prognostizierten Wert. Zu beachten ist der sehr geringe Horizontaldruck auf die Wände des Betonbauwerks, der nur zwischen $0,05$ und $0,15 \cdot \gamma \cdot H$ liegt. Dieses Ergebnis unterstützt die Forderung, daß vertikale Bauwerkswände bei der Durchdringung von Erddämmen vermieden werden müssen, weil in der Zone mit zu geringem Erddruck das Sickerwasser bevorzugt zirkuliert und Ausspülungen in Gang setzen kann. Diese Forderung gilt nicht nur für den unmittelbaren Bereich der Dammdichtung, sondern muß bei den wenigen dm-dicken bituminösen Kern- oder Oberflächendichtungen auch auf die angrenzende Schüttung ausgedehnt werden. Weil diese Forderung bei der 1. Ausbaustufe der Primstalsperre nicht durchgesetzt werden konnte, wurde im Anschluß an die Asphaltbetondichtung neben dem Grundablaßstollen beidseitig ein rund 10 m langer, 1:1 geneigter Stampfbetonkeil hergestellt.



Legende:

- VP1 bis VP6 = Verschiebungspegel
- VP1 und VP3 nur im Bauzustand, bis kurz vor dem Einbau der Dichtung meßbar
- VP3,4,5 sowie Setzungspegel 4,5,6 sind in Talmitte angeordnet
- Kurve ① Nullmessung
- Kurve ① Schüttung bis 435,0 m ü NN; Sept. 1974
- Kurve ② Konsolidierungsphase 9/74 bis 8/78
- Kurve ③ Schüttung bis 455,0 m ü NN; Dez. 1978
- Kurve ④ Vollstau; Frühjahr 1981

BILD 9 : Setzung und Spreizung des Dammes

4 SCHLUSSBEMERKUNG

An dem Erddamm für die Primstalsperre sind während der Bauzeit relativ große Setzungen beobachtet worden. Diese überwiegend als Sättigungssetzungen bei geringer Dammspreizung zu bezeichnenden Verformungen sind offenbar bedingt durch besondere Eigenschaften des als Schüttmaterial verwendeten Tonschiefers. Seit Abschluß der Schüttung sind die Dammspreizungen nach wenigen Monaten abgeklungen. Infolge Aufstau sind seit Winter 1981 nur noch weniger als 5 cm Setzung der Dammkrone gemessen worden. Die Funktionsfähigkeit der Dichtung und des Absperrbauwerks ist in dem bis Juni 1982 durchgeführten Probestau geprüft und bestätigt worden.

Der Verfasser möchte an dieser Stelle dafür danken, daß er als Angestellter und Partner von Prof. H. BRETH bei der Planung und Ausführung der Primstalsperre mitwirken konnte. Der Dank gilt auch dem Bauherrn "Zweckverband Talsperre Nonnweiler", dem Landesamt für Umwelt Saarbrücken sowie den Prüfungenieuren für Dammbau, Professor Schultze, und für Geologie, Dr. Bräutigam. Die während der Ausführung in reichlicher Zahl auftretenden unerwarteten Probleme haben die mit der Planung und Bauleitung beauftragten Ingenieure von Lahmeyer International sowie die "Arbeitsgemeinschaft Primstalsperre Nonnweiler", getragen von den Firmen Modernbau, Bilfinger und Berger sowie Strabag Bau AG, mit der erforderlichen Sorgfalt gemeistert.

Auf die eventuelle Nachdichtung des Verpreßschleiers oder andere Zusatzmaßnahmen konnte bisher (1 Jahr nach Abschluß des Probestaus) verzichtet werden.

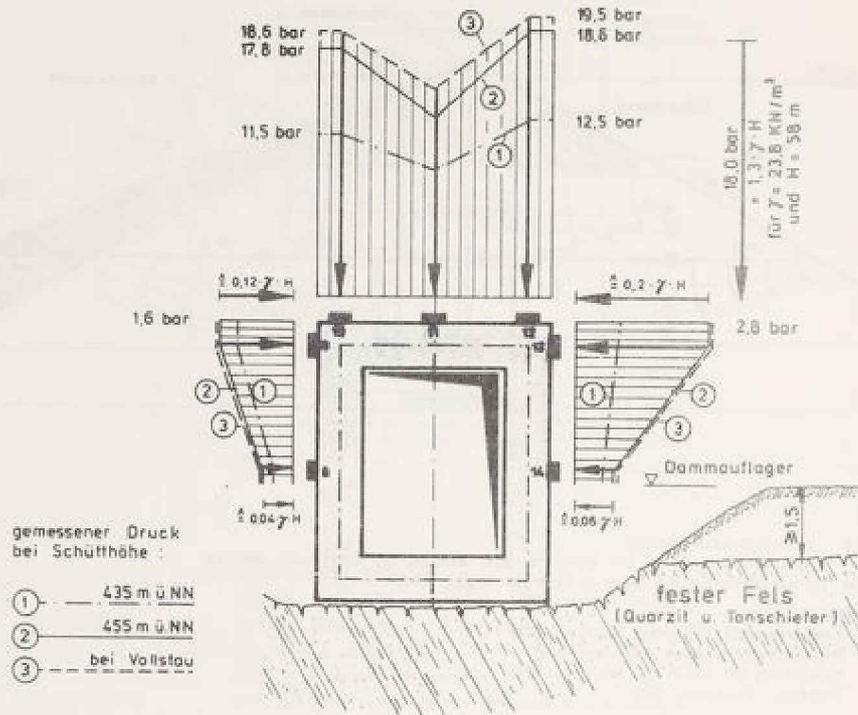


BILD 10 : Erd- und Firstdruckmessung am Grundablaßbauwerk, Meßquerschnitt II in Dammachse

LITERATURVERZEICHNIS

- Lit. 1: H. BRETH: "Der Scheiteldruck auf Bauwerke mit hoher Überschüttung", Baugrundtagung 1964
- Lit. 2: K. SCHEDELIG; F. BRÄUTIGAM; R. WILHELM, R.-G. KÖHN: "Primstalsperre/Saar - Entwurf und Ausführung des Injektionsschleiers", Wasserwirtschaft 3/1980
- Lit. 3: Büro Prof. BRETH/ROMBERG und Partner: "Primstalsperre Nonnweiler, Auswertung der Setzungsmessungen mit Versuchsbericht", August und Dezember 1978, nicht veröffentlicht.

HORIZONTALE BELASTUNGSVERSUCHE AN BETON - RÖTTELSÄULEN

Dipl.- Ing. Klaus Back
Dipl.- Ing. Eberhard Seydel
Grundbaulabor Back / Seydel, München

und

Dr.- Ing. G. Chambosse, Chief Engineer, GKN Keller
z. Zt. Tampa/USA

ZWECK

Baugrundverbesserungen durch Tiefenrüttler sind seit Jahrzehnten bekannt. Über Tiefen- und Stopfverdichtungen setzte sich die Entwicklung zu den Schotter- und dann zu den Betonrüttelsäulen fort. Diese Verfahren sind zur Verbesserung der Tragfähigkeitseigenschaften, insbesondere zur Aufnahme vertikaler Lasten bekannt.

Die horizontale Belastung und das dabei auftretende Verformungsverhalten sollte an verschiedenen Betonrüttelsäulen geprüft werden.

Vor dem "Widerlager", bestehend aus 12 Betonrüttelsäulen, wurden 11 Versuchssäulen mit Tiefenrüttlern Typ Mono und seitlichem Zugaberohr eingebaut. Die Anordnung der Säulen auf dem Versuchsfeld zeigt Abb.1.

Wie aus dem dargestellten Schnitt zu ersehen ist, betrug die Einbindetiefe 6 m.

Auf dem Prüffeld sollte untersucht werden:

1. Wie groß ist die Bruchlast einer unbewehrten Betonrüttelsäule
2. Wie wirkt sich eine Bewehrung aus
3. Welchen Einfluß besitzt ein Kunststoff-Faserbeton

UNTERGRUNDVERHÄLTNISSE

Das Versuchsfeld lag am Alpenrand, nördlich von Eschenlohe im Murnauer Moos. Dort ist für den Neubau einer Eisenbahnüberführung über die Loisach und die notwendige Gleisverziehung von uns eine Baugrunduntersuchung durchgeführt worden.

Die Ausschürfung des Loisachtalbeckens erfolgte durch das Gletschereis. Die Tal-füllung ist 200 bis 400 m hoch. Sie besteht aus eiszeitlichen Lockergesteinen, wie Kies, Sand und geschichteten, feinkörnigen Seeabsätzen.

Darüber lagern 5 - 20 m hohe nacheiszeitliche Böden. Hier setzten sich nach dem Rückzug des Gletschers in den, bis in das Alpenvorland reichenden See, die Schwebstoffe als Seeton und Seekreide ab. Mit dessen Verlandung bildeten sich in abflußlosem Gelände anmoorige Böden und Torfe. Letztere erreichen im Murnauer- und im Eschenloher-Moos westlich des Versuchsfeldes mehrere Meter Mächtigkeit.

Eine benachbarte Bohrung an der Dammstrecke erbrachte unter einer 30 cm hohen Humusdecke bis zur Endteufe in 8 m Tiefe organischen Schluff mit stark von Pflanzenwurzeln durchsetztem Ton und eingelagerter Seekreide.

BODENUNTERSUCHUNGEN

Bei den anstehenden Seeabsätzen handelt es sich um Schluffe mit 3 bis 21 % Ton- und 7 bis 15 % Sandanteil. Der Boden ist mittel- bis starkplastisch und besitzt mit 28 bis 56 % Wassergehalt eine weiche bis breiige Zustandsform.

Den Steifemodul haben wir mit 4 MN/m^2 und die einachsiale Druckfestigkeit mit 24 bis 80 kN/m^2 ermittelt. Im Rahmenscherversuch wurde der Reibungswinkel mit 15° und die Kohäsion mit 15 kN/m^2 bestimmt.

VERSUCHSPROGRAMM

Es wurden Betonrüttelsäulen verschiedener Typen eingebaut. Die Säulen 1 und 2 waren unbewehrt; die Säulen 3, 5, 6 und 7 erhielten Stahleinlagen (Ankerstahl St 835/1030) $\varnothing 32 \text{ mm}$; die Säule 4 einen Bewehrungskorb aus 6 $\varnothing 12 \text{ mm}$. Bei den übrigen Säulen ist Kunststofffaserbeton Typ "Forta-Ferro" verwendet worden. Damit sollte die Betonzugfestigkeit erhöht werden. Die Säulen 10 + 11 erhielten zusätzlich eine Rundstahleinlage $\varnothing 32 \text{ mm}$.

Die Belastung erfolgte durch eine hydraulische Presse, die sich über ein Futterrohr und den I-Träger jeweils auf zwei bewehrte Widerlagersäulen stützt. Hinter der Versuchssäule sind die Horizontalverschiebungen auf zwei Meßuhren abgelesen worden.

Die Belastung der unbewehrten Betonrüttelsäulen erfolgte bis zum Bruch der Säule. Die übrigen Säulen sind "Be- und Entlastet" worden.

MESSERGEBNISSE UND AUSWERTUNG

Auf der Abbildung 2 ist der Verformungsbereich bis 10 mm für die Vergleichsrechnung aufgetragen. Die unbewehrten Betonsäulen sind mit "hörbarem Geräusch" in 0,8 bis 0,9 m Tiefe unter Gelände gebrochen. Bei den armierten Säulen wurde nach dem Reißen der Zugzone entlastet und wiederbelastet. Die Wiederbelastung erfolgte bis zur Grenze der Tragfähigkeit bzw. bei Säule 3 zur Höchstlast der Presse. Dabei wurde bei 125 kN Belastung an dieser Säule eine Kopfverschiebung von 5 cm gemessen. Diese stellte sich nach einer Entlastung auf 2 cm bleibende Verformung zurück. Nach dem Verlauf der Lastverformungsdiagramme zu urteilen, war dabei die Grenztragfähigkeit nahezu erreicht.

Bei den übrigen Versuchssäulen trat entweder Grundbruch oder Säulenbruch (ohne Stahleinlage) ein. Dabei haben z. T. auch die Widerlager nachgegeben.

Die Bruchstellen wurden bei den Säulen 6, 8 und 9 ebenfalls 80 bis 90 cm tief und bei Säule 3 1,45 m tief unter Planumsoberkante festgestellt. An der Säule 7 wurde ein 1,65 m tiefer Schacht vorher ausgehoben. Dort lag der Bruch 1,10 m tief unter der Schachtsohle.

Mit den gemessenen Bruchstellen wurden Vergleichsrechnungen für elastisch gebettete Säulen nach dem Bettungsmodulverfahren durchgeführt. Es wurden drei Systeme mit linear und parabolisch zunehmendem sowie mit konstantem Modul nachgerechnet.

Auf der Abbildung 2 ist die Lastverformungskurve einer Nachrechnung als strichpunktierte Linie eingetragen. Die rechnerische Säulenverformung nach der Tiefe sowie die Bodenpressung und der Momentenverlauf dieser Nachrechnung sind auf Abbildung 3 aufgetragen.

BEWERTUNG

Die in Eschenlohe durchgeführten Horizontalbelastungsversuche an bewehrten und unbewehrten Betonrüttelsäulen geben Aufschluß über die Lastverformungsverhältnisse in weichplastisch-bindigem Boden, d.h. bei schlechten Baugrundverhältnissen. Die Berechnungen zeigen, daß die Versuchsergebnisse auf andere Baugrundverhältnisse übertragen werden können, wenn Vergleichsrechnungen nach dem Bettungsmodulverfahren bei konstantem Bettungsmodulansatz ausgeführt werden.

Für die Übertragbarkeit dieser Angabe auf andere Objekte sind entsprechende Feld- und Laborversuche und die Vergleichsrechnung notwendig. Die erhöhte Belastung der bewehrten Säulen ist vom Verformungskriterium abhängig. Die statischen Verhältnisse werden bei gleichzeitiger Vertikalbelastung günstiger.

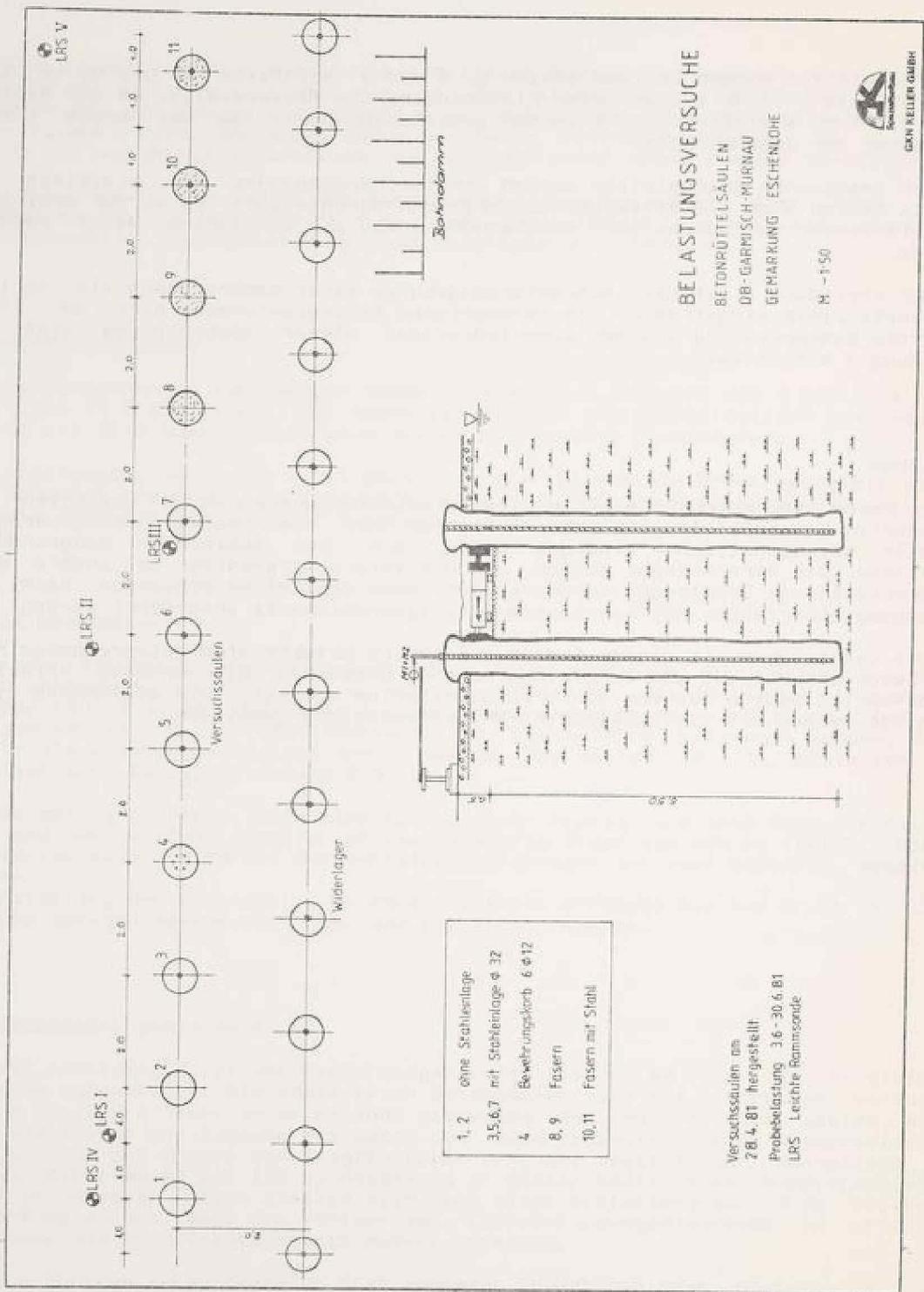


Abb. 1

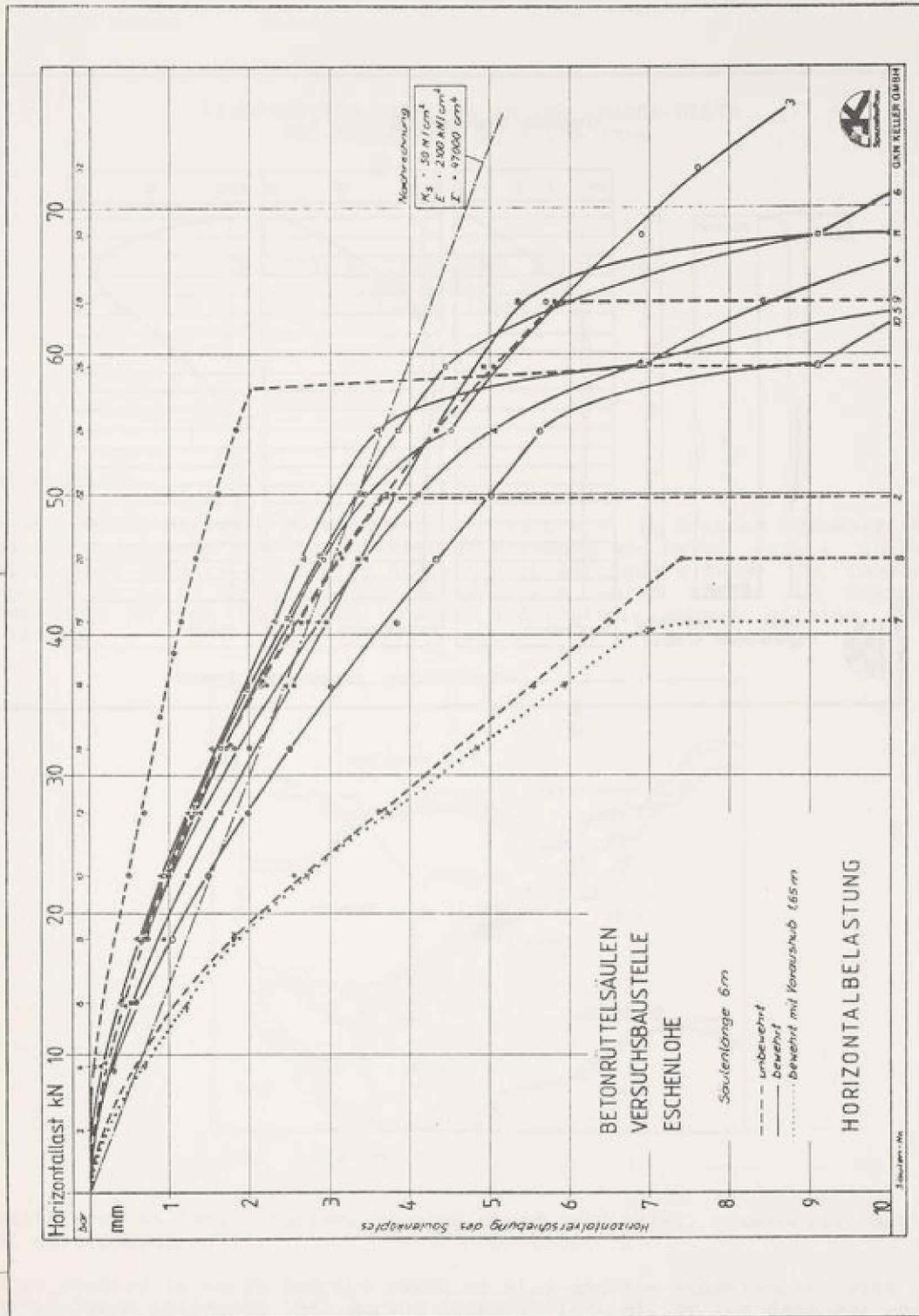


Abb. 2

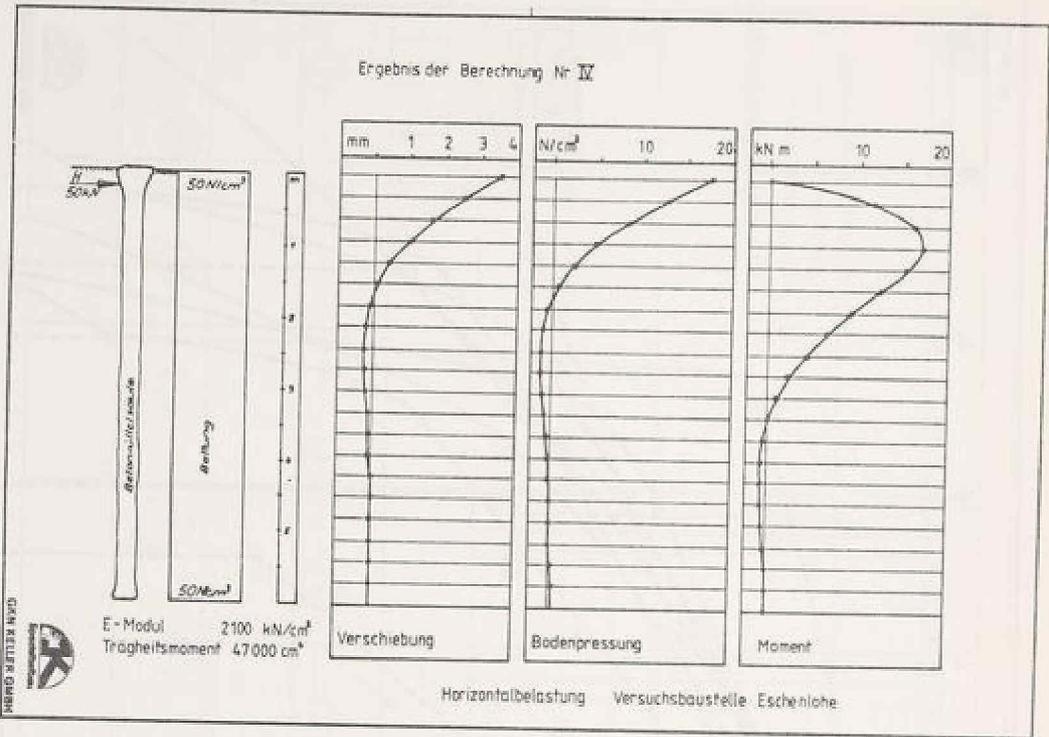


Abb. 3

LIQUEFACTION PROBLEMS IN THE FRASER DELTA
AND PROTECTION OF A LNG TANK

By

Dr.-Ing. G. Chambosse, Chief Engineer
GKN Keller Inc.
Tampa, Florida

1. Introduction:

The Fraser River Delta is located south of Vancouver in British Columbia (B.C.), Canada and consists of the communities of Richmond and Delta. Fig. 1 shows the location. This area is one of the highest risk earthquake zones in Canada and belongs to the large North American seismic zone which starts in Mexico and extends north through California, Oregon, Washington, across British Columbia into Alaska.

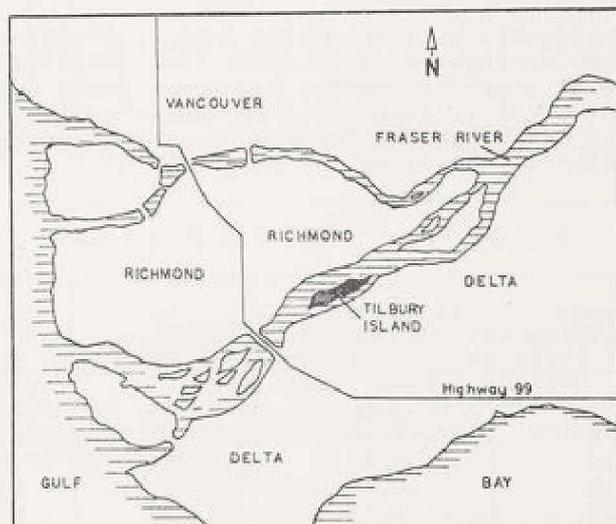


FIG 1 LOCATION

The Delta area is large, rapidly growing mixed industrial, commercial, and residential development.

Based on studies in North America (SEED et al.) and the experiences with heavy damage in Japan (Niigata '64) during liquefaction, all of the data was recently reviewed in British Columbia. New recommendations and codes were published by BYRNE and ANDERSON in cooperation with the Richmond Building Department.

2. Regional Seismicity:

The first major earthquake was recorded in 1872 and was felt throughout most of the Province of British Columbia. Some main events are shown in Table I.

Date	Region	Richter Magnitude
1872	Central Washington	7.4 (est.)
1918	Vancouver Island	7.0
1942	Powell River	5.5
1946	Vancouver Island	7.3
1949	Puget Sound	7.1
1965	Puget Sound	6.5
1976	Gulf Islands	5.4

Table I. Main Seismic Activities in B.C.

The most commonly used figure for earthquake design is the Peak Ground Acceleration (PGA). Based on a PGA of 0.19 g for the base rock, BYRNE and ANDERSON recommend a peak ground surface acceleration of 0.17 g in the Delta area for a probability of 0.0021 which corresponds to one event in 475 years. That means the chance to get a higher PGA value is 10 % in 50 years.

3. Design Guidelines:

According to the investigations in the Delta area, all buildings should be designed for the 475 year earthquake. That means that the structure itself and the foundation should resist a ground surface acceleration of 0.17 g. Table II shows the recommended N_1 and N values with depth for water table at ground surface. The minimum normalized SPT values N_1 obtained from a seismic calculation should be applied with a factor of safety in the range 1.2 to 1.5.

1 : 475 Year $a_{max} = 0.17 \text{ g (PGA)}$			
Depth (Meters)	Stress Ratio τ / σ'_v	N_1 Required	N
3	0.20	17	12
5	0.19	17	14
10	0.17	16	16
15	0.15	14	16
20	0.13	12	16
25	0.11	10	14

Table II. Minimum required N values in Fraser River Delta

All pile foundations should be founded in sand layers which don't liquefy. If sand above this level should liquefy, this may result in horizontal movements of about 0.3 m. If a pile foundation does not withstand such horizontal movements, the soil around and between the piles has to be densified.

4. Soil Conditions:

The Fraser River deposits consist of surficial layers of clay, silt, or peat up to 8 m in thickness. Below these cohesive soils, sands of a maximum thickness of 45 m were encountered, followed by a silt-clay and glacial deposit. The bedrock was found at a depth of about 200 m and deeper.

Neither the silt-clay nor the peat deposits near the surface cause any liquefaction problems. Only the sand layer at a depth of 3 to 30 m are of interest from a liquefaction point of view.

A typical borehole and a grain - size distribution are shown in Fig. 2. The results were obtained at the LNG Tank site on Tilbury Island. The water level was encountered near the surface, basically influenced by the Fraser River.

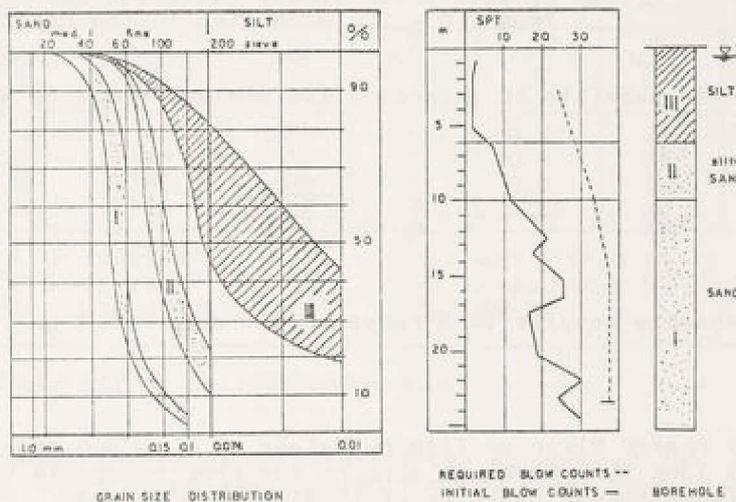


FIG. 2

5. Liquefaction Resistance:

It is accepted that the liquefaction resistance of sands can be calculated when the in situ density is known which is most widely expressed in SPT values. In the USA, SEED's method is basically used. SEED's method based on a M 7.5 earthquake and 15 cycles can be easily applied using his charts (SEED 1981) and putting his curves in simplified linear mathematical expressions. The liquefaction resistance R_L is obtained to:

Eq. 1

$$R_L = \tau / \sigma'_v = 0.011 * N_1$$

$$N_1 = C_N * N = N * 0.77 * \log \frac{2180}{\sigma'_v} \quad (\text{PECK, HANSON, THORNBURN, 1974})$$

$$N_1 = \text{SPT Value normalized}$$

$$N = \text{SPT Value in situ}$$

$$\sigma'_v = \text{Effective overburden pressure (kN/m}^2\text{)}$$

$$C_N = \text{factor to normalize N}$$

The soil gradation can be taken into account by increasing N_1 by 7.5 if the average on 50 % grain - size diameter is smaller than 0.15 mm ($D_{50} < 0.15$ mm). The possible cyclic stress ratio induced by an earthquake will be obtained from the following equation:

Eq. 2

$$\tau / \sigma'_0 = 0.65 * r_m * \frac{\sigma}{\sigma'_0} * \frac{a_{max}}{g}$$

σ'_0 = Effective weight of soil mass

σ = Weight of soil mass

r_m = Dynamic shear stress reduction coefficient ranges from 1.0 - 0.5 according to the depth (BRETH)

With Eq. 1 and 2 it is possible to determine the minimum required N_{min} value to avoid liquefaction.

Eq. 3

$$N_{min} = 77 * r_m * \frac{\sigma}{\sigma'_0} * \frac{\frac{a_{max}}{g}}{\log \frac{2180}{\sigma'_0}}$$

Eq. 3 provides reasonable results in a range of $0 < a_{max} < 0.4$ g.

6. Case History:

At the south arm of Fraser River on Tilbury Island, B.C. Hydro had erected a Liquefied Natural Gas Tank (LNG Tank) to support the peak demand in cold weather. The tank has a maximum storage capacity of 17 million m^3 of gas. Fig. 3 shows the existing tank and foundation details.

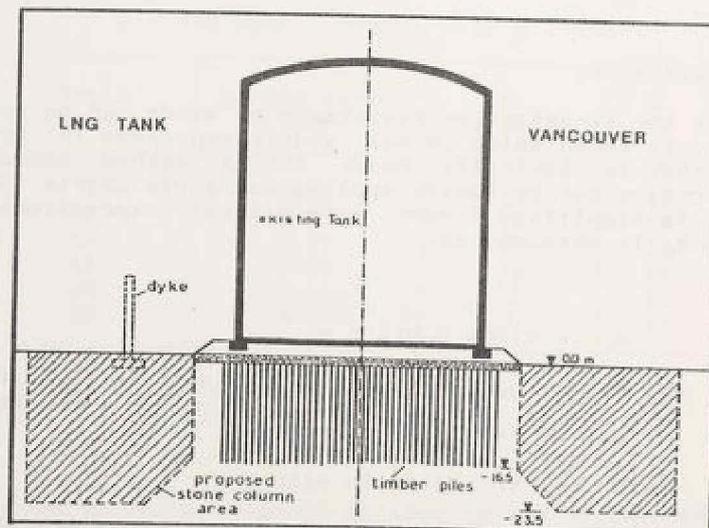


FIG3 EXISTING LNG TANK

The tank was founded on 15 m long timber piles at 0.9 m spacing which are terminated in a medium dense sand (Fig. 3). The timber piles were used basically as compaction piles according to the displacement effect. On top of the piles a 0.5 m thick mat of crushed stone was placed. Between the actual ringwall footing of the tank and the rock mat, another 2 m thick fill of sand and gravel was placed. According to the earlier mentioned check of all available new data of earthquakes, the client and the geotechnical consultant (KLOHN, LEONOFF, Vancouver) reviewed all foundation data. Although the tank met the new recommended PGA of 0.17 g, the client did some new calculations based on a very conservative PGA of 0.38 g, which corresponds to a base rock acceleration of 0.5 g, based on one event in 10 000 years. This was justified with the enormous economic and environmental importance of the tank. For a case study, the minimum N values are given in Table III according to Eq. 3 for clean sand layers with water level at ground surface.

depth m	σ_0 kN/m ²	σ / σ_0 -	N _{min} ^① -	r _m ^② -	N _{req} ^③ -	D _r ^④ %
3	33	1.73	26	0.95	24	95
10	110	1.73	35	0.9	34	90
15	165	1.73	36	0.8	36	85
20	220	1.73	33	0.65	36	75

Y = 19 kN/m ³ ;	① min N from eq. 3
Y = 11 kN/m ³ ;	③ required N by contract
④ GIBBS/HOLTZ	② BRETH ; a _{max} = 0.38 g

Table III. Estimation of N_{min}

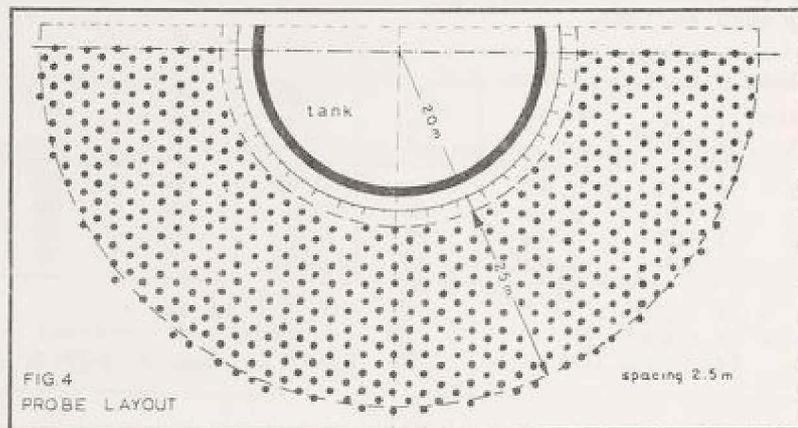
As above mentioned, the required N values can be reduced for silty sands (D₅₀ < 0.15 mm) by N_i = 7.5 which was applied for the silty sand layer. The optimum solution for the treatment proposed by the consultant was the use of the vibro-system to densify the soil. The vibro-compaction system using stone backfill has shown this superior application to overcome liquefaction problems on several big sites worldwide (Table IV).

Project	Year	Total Lin. m	PGA
Wastewater Treatment Plant Santa Barbara, California	1973	86,000	0.25
Cement Plant Vancouver, Canada	1976	54,000	0.10
Refinery Kavala, Greece	1979	68,000	0.25
Gas Terminal Barrow, U.K	1981	100,000	0.20

Table IV. Major Vibro Projects in Seismic Areas

In addition to the densification effect of the vibro system, the installation of stone columns provides additional horizontal and vertical drainage to decrease pore water pressure in sand during an earthquake. Although the normal seismic design doesn't take account of this because there are no easy mathematical approaches, this effect provides an additional safety and helps also to minimize settlements.

Due to the design criteria (above mentioned) a collar of non-liquefiable highly densified soil should be placed around the tank to improve the lateral support of the tank and to achieve a higher safety factor against horizontal movements. At the same time a new compoundment dyke should be erected on the densified collar. In the area of the proposed new dyke, the silt layer (Fig. 3) was replaced by granular material. Treatment of the subsoil was required to a depth of 23.5 m and extended 30 m from the perimeter of the tank (Fig. 4). Adjacent to the existing pile foundation, treatment depth was reduced to 16.5 m.



GKN Keller Canada Ltd. was the successful contractor for the Vibro work, using two rigs with 120 kW S-vibrators to complete a total of about 25 000 linear meters. The S - vibrator operates at 1800 rpm and activates horizontal forces of 22 MN. In respect to the high - powered vibrators, the spacing could be chosen to 2.5 m to achieve the required density expressed in SPT values. A total of about 38 000 tons of well-graded stone in a range of 5 to 100 mm was utilized in the densification forming some 1100 so-called 'stone columns'. After installation, 28 SPT tests were carried out by the client. Fig. 5 shows the average result of all tests taken at the centroid of the triangular pattern.

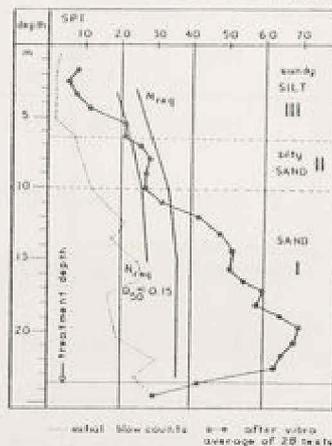


FIG. 5 AVERAGE BLOW COUNTS

The improvement in the silt is only small, but higher than anticipated by the consultant. The blow counts basically doubled which can be attributed to stone backfill and the high powered vibrators. On the other side, sandy silts are unlikely to liquefy and were not of primary interest here. The initial blow counts in the silty sand layer of about $N=8$ could be tripled to $N=25$ although the silt content was 17 % on the average. Despite that, a few isolated areas which showed some organic seams in the test sampler needed remedial work on closer spacings to achieve the high specification. These results show that it is possible to densify silty fine sand economically to a range of 20-25 blow counts which matches easily the requirements for a 500 year earthquake, or a PGA up to 0.3 g. In the clean fine to medium sands at a depth below 10 m, blow counts between 40 and 70 were achieved which correspond to a relative density between 85 and 90 % (GIBBS/HOLTZ)

Some cone tests carried out by the University of British Columbia with a Piezocone confirmed the results obtained from SPT tests.



Fig. 6 shows the existing LNG Tank and two rigs during installation of stone columns.

This case history shows that it is possible to minimize the risk of damage to already existing structures during earthquakes. This is important to the review of seismic designs according to new available data. Many foundations, structures, dams, or embankments do not necessarily comply with updated codes and requirements and may require additional soil improvement to protect against potential liquefaction.

References:

- BRETH, H., 1973 - 'Die Verflüssigung wassergesättigter Sande, die Möglichkeit ihrer zu begegnen; ein Beitrag zur Reaktorsicherheit', Festschrift zum 60. Geburtstag v. Prof. BÖRNKE, Essen, 13. Sept. 1973, erschienen in: Kraftwerksbau als interdisziplinäre Aufgabe, Herausg. Prof. Dr. H. Glubrecht, TU Hannover
- BYRNE, P.M., ANDERSON, D.L., 1982 - 'A report prepared for the Corporation of the Township of Richmond', Richmond, B.C., August, 1982.
- BYRNE, P.M., ANDERSON, D.L., 1982 - 'Appendices to report prepared for the Corporation of the Township of Richmond', Richmond, B.C., August, 1982.
- PECK, R.B., HANSON, W.E., THORNBURN, T.H., 1974 - 'Foundation Engineering', John Wiley & Sons, Inc., New York
- SEED, H.B., IDRISSE, I.M., 1981 - 'Evaluation of Liquefaction Potential of Sand Deposits Based on Observations of Performance in Previous Earthquakes'. Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, Geot. Engineering Division, ASCE, St. Louis, October, 1981

PORENWASSERDRUCKMESSUNGEN "IN SITU" WÄHREND DER SCHÜTTUNG EINES AUTOBAHNDAMMES
AUF WENIG TRAGFÄHIGEM UNTERGRUND

Dipl.- Ing. Norbert Langenegger
Baustoff- und Bodenprüfstelle Darmstadt
Hessisches Landesamt für Straßenbau

Die Neubaustrecke der A 661 (Ostumgehung Frankfurt/Main) durchzieht bei Frankfurt-Preungesheim auf eine Länge von etwa 370 m eine ehemalige Wiessenniederung, deren Untergrund überwiegend aus wassergesättigten weichplastischen, teils breiigen, sandigen Schluffen besteht. Die Planung sah für diesen Streckenabschnitt einen im Mittel 8 m hohen Damm vor, der am Fuß 70 m und an der Krone 36 m breit ist. Das Dammprofil ist in Abb. 1 dargestellt. Als Dammschüttmaterial sollte Tonmergel unter Kalkzugabe eingebaut werden, der mit Schürfkübelzügen aus einem unmittelbar an die Dammstrecke anschließenden Einschnitt gewonnen wurde.

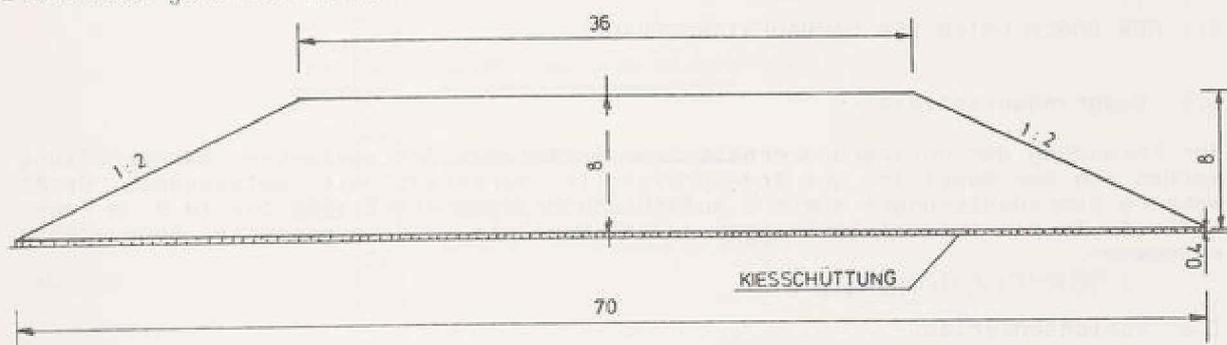


Abb. 1

DAMMQUERSCHNITT

Die hierdurch mögliche große Schüttleistung und somit rasche Lastaufbringung machte wegen der ungünstigen Untergrundverhältnisse, insbesondere wegen der geringen Scherfestigkeit der Schluffzone eine ständige Messung des Porenwasserdruckes zur Vermeidung eines Grundbruches erforderlich.

Alternativ hierzu wären folgende Zusatzmaßnahmen für die Gründung des Dammes möglich gewesen:

- Auskofferrung des wenig tragfähigen Bodens und Ersatz durch hochwertigeres Material zum Teil unterhalb des Grundwasserspiegels von je 80.000 m³. Die hierdurch entstehenden Mehrkosten betragen rund DM 3,4 Mio.

- Einbau von Vertikaldrains in einem engen Raster mit Drainagefilter zu den Dammaußenseiten hin. Entstehende Mehrkosten von ca. DM 205.000,--.
- Sehr langsame Dammschüttung in einzelnen Abschnitten über einen längeren Zeitraum.
Diese scheiterte an der termingebundenen Vorschüttung für eine Bauwerksgründung. Außerdem mußte aus politischen Gründen eine schnellstmögliche Dammschüttung erfolgen.
Über die hier entstehenden Mehrkosten (Geräte- und Personalvorhaltung, unwirtschaftlicher Geräteeinsatz) können keine unmittelbaren Angaben gemacht werden. In jedem Falle hätte während der gesamten Schütтарbeiten eine große Unsicherheit in der Abschätzung der Grundbruchsicherheit bestanden, sodaß man auch in diesem Falle nicht gänzlich auf eine Porenwasserdruckmessung hätte verzichten können.
- Das Verfahren der dynamischen Intensivverdichtung in Verbindung mit Vertikaldrains und vorheriger Überschüttung des Planums sei hier nur der Vollständigkeit halber erwähnt. Die Mehrkosten hätten hierbei rund 5 Mio DM betragen. Außerdem wäre hierbei der Einfluß auf die nahegelegene Bebauung zu berücksichtigen gewesen.

Die Zusatzkosten für die gewählte Porenwasserdruckmeßeinrichtung zur gezielten Überwachung der Konsolidierungsvorgänge unter der Dammaufstandsfläche beliefen sich auf rund DM 50.000,--. Die Anlage kann jedoch bei späteren Baumaßnahmen wiederverwendet werden.

I. DER BODEN UNTER DER DAMMAUFSTANDSFLÄCHE

I.1 Baugrundaufschlüsse

Zur Erkundung der Untergrundverhältnisse im Bereich der geplanten Dammschüttung wurden von der Baustoff- und Bodenprüfstelle Darmstadt mit amtseigenem Gerät mehrere Bohrsondierungen sowie 2 Aufschlußbohrungen mit Tiefen bis zu 9 m ausgeführt. In den Aufschlußbohrungen wurden gestörte und ungestörte Bodenproben entnommen.

I.2 Schichtenverlauf

Bei den Baugrundaufschlüssen wurden unter einer dünnen Mutterbodenschicht jüngere Hochflutablagerungen in Form von sandigem Schluff mit überwiegend weichplastischer bis breiiger Konsistenz angetroffen. Die Dicke dieser Schluffschicht wechselt ziemlich; sie reicht in der unmittelbaren Bachniederung rund 8 m tief, während 100 m weiter entfernt nur noch eine Dicke von rund 3 m festgestellt wurde. Im Mittel kann eine Stärke der Schluffzone von 5 m angenommen werden. Der unterlagernde bis in größere Tiefe anstehende Boden besteht aus kalkigem Tonmergel, in den einzelne Kalkbänke sowie häufigere Kalksteinbrocken verschiedener Größe eingelagert sind. Die Zustandsform dieses Mergels ist steifplastisch bis halbfest. Der, jahreszeitlich bedingt, stark schwankende Grundwasserspiegel wurde zum Zeitpunkt der Aufschlußbohrungen (Februar 1982) zwischen 0,3 und 1,0 m unter Gelände angetroffen. Bei den Bauvorbereitungsarbeiten im Mai 1982 stand der Grundwasserspiegel rund 1 bis 1,5 m tiefer. Ein für die Baumaßnahme charakteristisches Bodenprofil ist der Abb. 2 zu entnehmen.

I.3 Bodenmechanische Eigenschaften des Schluffmaterials

An den in den Aufschlußbohrungen entnommenen Bodenproben wurden im Labor der Baustoff- und Bodenprüfstelle Darmstadt folgende Untersuchungen ausgeführt:

- Sieb- und Schlämmanalysen zur Bestimmung der Kornzusammensetzung
- Ermittlung der Atterberg'schen Grenzen
- Triaxialversuche (schnelle Belastung, geschlossenes System) mit Porenwasserdruckmessung zur Bestimmung der Anfangsfestigkeit c_u .
- Triaxialversuche (langsame Belastung, geöffnetes System) mit Porenwasserdruckmessung zur Ermittlung der Abbaueiten des Porenwasserüberdruckes.

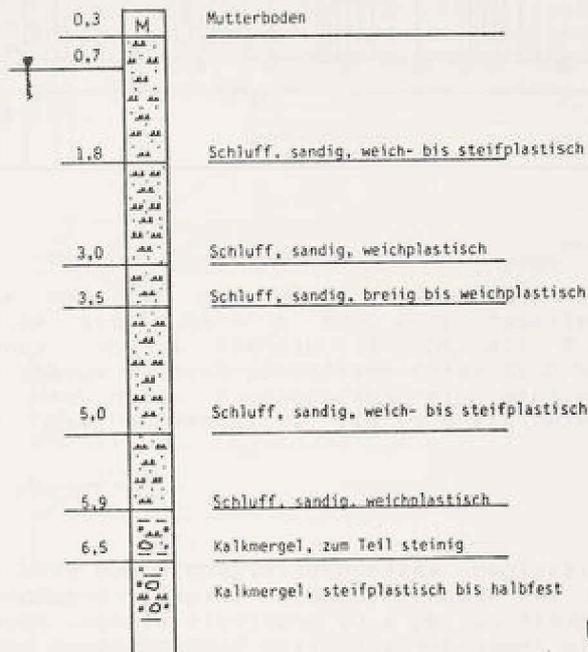


Abb. 2

UNTERGRUNDPROFIL

I.3.1 Kornzusammensetzung

Das während der schnellen Dammschüttung kritische Bodenmaterial besteht zu rund 65 % aus Schluff.

Der Anteil aus Fein- und Mittelsand beträgt etwa 25 % ; der Tongehalt wurde mit ca. 5 % ermittelt. Die Abb. 3 zeigt das Körnungsband der untersuchten Schluffproben.

Im Vergleich hierzu enthält der Tonmergel des tieferen Untergrundes im Mittel 30 % Kieskorn und 30 % Sandkorn. Der Anteil an Schluff und Ton beträgt hier immerhin noch 42 %. In Abb. 3 ist zusätzlich eine charakteristische Körnungslinie des Tonmergels eingezeichnet.

der Proben bei verschiedenen Seitendrücken bis zum Bruch gesteigert, wobei ständig der in den Proben erzeugte Porenwasserdruck gemessen wurde. Die in dieser Versuchsreihe gemessene Anfangsfestigkeit betrug im Mittel aller Versuche $c_u = 14 \text{ kN/m}^2$; dies ist die für den Fall einer schnellen Belastung des weichplastischen Schluffes maßgebende Scherfestigkeit bei einer nur geringen Entwässerungsmöglichkeit des Bodens. Beim Aufbringen der allseitigen Belastung wurde an den Proben im Mittel ein Porenwasserdruck von 53 % des allseitigen Druckes gemessen; das heißt abweichend vom Idealfall eines wassergesättigten Tones wurde bei dem sandigen Schluff noch ein erheblicher Teil der Spannungen vom Stützgerüst der Sandpartien in der Probe aufgenommen. Außerdem waren die Proben möglicherweise während der Versuchsdurchführung nicht mehr vollständig wassergesättigt, so daß innerhalb der Probe ein Porenwasserdruckausgleich stattfinden konnte. Infolge der weiteren Laststeigerung betrug der Anteil des Porenwasserüberdruckes noch rund 30 % der aufgetragenen lotrechten Spannung. Im Bruchzustand $[(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{max}}]$ wurde ein mittlerer zugehöriger Porenwasserdruck von $u = 35 \text{ kN/m}^2$ festgestellt; d.h. bei Berücksichtigung eines Sicherheitsbeiwertes von $\eta = 2$ beträgt der zulässige Porenwasserüberdruck $u_{\text{zul}} = 17,5 \text{ kN/m}^2$. In der Abb. 5 sind eine Druck-Setzungslinie mit dem gemessenen Porenwasserüberdruck sowie ein Scherdiagramm für die Anfangsfestigkeit des sandigen Schluffes dargestellt.

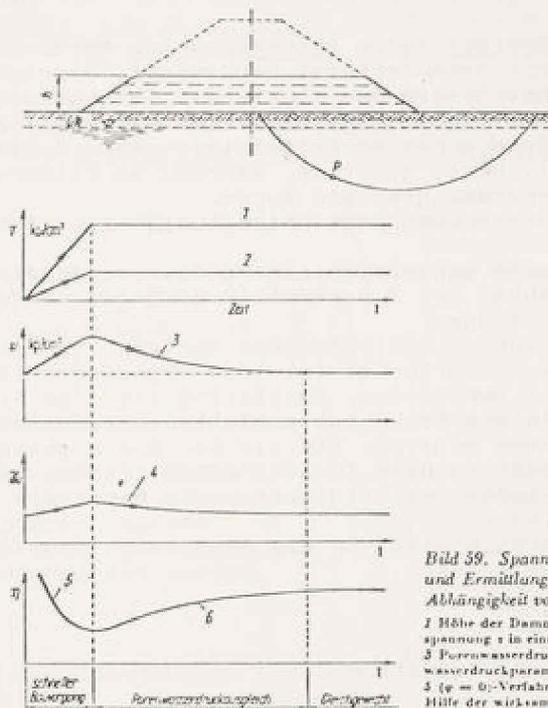


Bild 39. Spannungsänderungen im Ton und Ermittlung der Sicherheit η in Abhängigkeit von der Zeit t
 1 Höhe der Dammschüttung; 2 mittlere Scherspannung τ in einer gegebenen Fläche durch P ;
 3 Porenwasserdruck in P ; 4 mittlerer Porenwasserdruckparameter entlang der Gleitfläche;
 5 ($\tau = 0$)-Verfahren; 6 σ'_1, σ'_3 -Verfahren mit Hilfe der wirklichen Spannungen

KONSOLIDIERUNGSABLÄUFE

nach Striegler / Werner : DAMMBAU in Theorie und Praxis

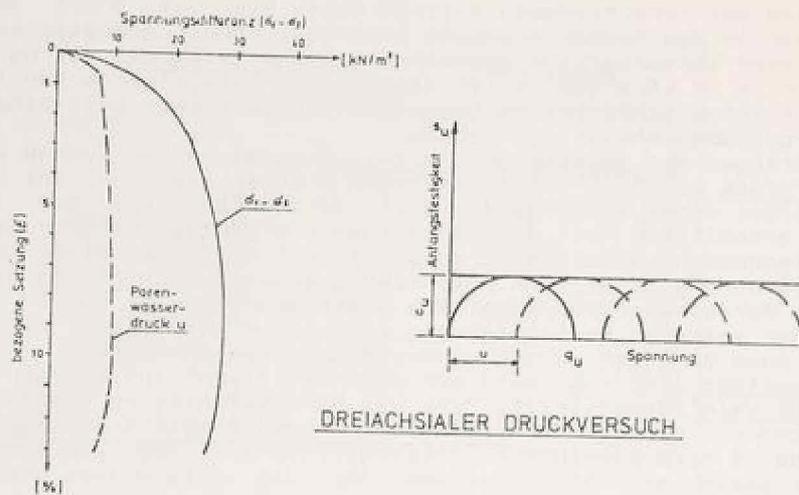


Abb. 5

In einer zweiten Serie von Dreiaxialen Druckversuchen wurde die Abbauzeit des Porenwasserüberdruckes unter konstanter Last beobachtet. Hierzu wurden die Proben zunächst bei geschlossenem System und konstantem Seitendruck solange belastet, bis sich in der jeweiligen Laststufe der maximale Porenwasserdruck eingestellt hatte. Anschließend wurde am Filterstein der Probenoberseite das System zur Entwässerungsmöglichkeit geöffnet, während am Filterstein der Probenunterseite der Porenwasserdruck gemessen wurde. Der maximal zulässige Porenwasserüberdruck beträgt $u_{zul} = 17,5 \text{ kN/m}^2$.

Im entwässerten Triaxialversuch baute sich ein Porenwasserdruck von 12 kN/m^2 in 6 Stunden auf Null ab; der Abbau auf $3,5 \text{ kN/m}^2$ ($\hat{=}$ 30 % des Anfangsporenwasserdruckes) erfolgte in rund 3 Stunden.

In den Baugrundaufschlüssen wurden Schichtdicken des sandigen Schluffes von 3 bis 8 m festgestellt. Dieses Schluffpaket ist von Sandadern durchzogen, die eine Entwässerungsmöglichkeit darstellen. Zusätzlich ist "In Situ" ein Abbau des Porenwasserüberdruckes in den Kalkmergelschichten unterhalb der Schluffzone sowie in der Dammaufstandsebene möglich, die als ca. 0,4 m dicke Kiesschüttung ausgeführt werden sollte. Somit konnten für die Abbauzeit des Porenwasserüberdruckes in der Natur rechnerische Schichtdicken von 2,5 bis 4 m zugrundegelegt werden.

Entsprechend dem Oedometerversuch gilt für die Abbauzeit des Porenwasserüberdruckes in der Natur das Modellgesetz:

$$t_N = \frac{d_N^2}{d_M^2} \cdot t_M$$

- wobei t_N = Abbauzeit in der Natur
- t_M = Abbauzeit im Versuch (Modell)
- d_N = Schichtdicke in der Natur
- d_M = Schichtdicke im Versuch (Modell)

Mit den zuvor genannten Randbedingungen und Versuchsergebnissen ergäbe sich für den Abbau des Porenwasserdruckes von rund 12 kN/m^2 auf einen Rest von 30 % eine Abbauzeit von 100 bis 240 Tagen. Berücksichtigt man jedoch, daß das zuvor genannte Modellgesetz für den Oedometerversuch zugeschnitten ist und daß beim Triaxialversuch die Entwässerungsmöglichkeit etwa um das 10-fache kleiner ist als beim Oedometerversuch (man beachte das Verhältnis von Probenhöhe zu

Probendurchmesser sowie die unterschiedlichen entwässernden Flächen), so ergibt sich eine rechnerische Abbauzeit des Porenwasserüberdruckes in der Natur von dem zulässigen Porenwasserüberdruck auf 30 % desselben von ca. 10 bis 24 Tagen, sofern während der Dammschüttarbeiten der zulässige Porenwasserüberdruck von $17,5 \text{ kN/m}^2$ erreicht wurde.

In dem o.g. Zeitspektrum sind die für den Porenwasserdruckabbau günstigen als auch ungünstigen Randbedingungen enthalten. Als mittlerer Anhaltswert konnte eine Abbauzeit von rund 2 Wochen zugrundegelegt werden.

II. ERDSTATISCHE NACHWEISE

Die aus der Dammschüttung resultierenden Spreizspannungen werden von Baustahlgewebematten aufgenommen, die in der Dammaufstandsfläche innerhalb einer Kiesschüttung verlegt wurden. Außerdem wurde hierdurch eine lastverteilende Wirkung erzielt, die sich zur Überbrückung von Schwächezonen im Untergrund günstig erweisen sollte.

II.1 Zulässige Bodenpressung je Schüttphase

Mit der Kohäsion für die Anfangsfestigkeit $c_u = 14 \text{ kN/m}^2$ ergibt sich eine Grundbruchspannung von $\sigma_{\text{Bruch}} = 70 \text{ kN/m}^2$ ($\phi = 0$ - Analyse). Die zulässige Bodenpressung beträgt demzufolge bei schnellem Schüttvorgang und bei 2-facher Sicherheit $\sigma_{\text{zul}} = 35 \text{ kN/m}^2$ je Schüttphase. Dies entspricht bei einem Raumbgewicht des Dammschüttmaterials von $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$ einer Schütthöhe von 1,75 m. Mit einem Porenwasserdruckbeiwert von 0,4 wird bei Ausnutzung der zulässigen Bodenpressung ein zugehöriger Porenwasserüberdruck von rund 14 kN/m^2 erzeugt.

II.2 GröÖte zulässige Schütthöhe nach "Kezdi"

Für wassergesättigte, weichplastische bindige Böden gilt nach "Kezdi":

$$\max h = \frac{2 \cdot c_u}{\eta \cdot \gamma} \left(1 + \frac{\pi}{2} \right)$$

Mit einem Sicherheitsfaktor von $\eta = 2$ beträgt die maximale zulässige Schütthöhe $\max h = 1,8 \text{ m}$.

Das heißt nach einer Schütthöhe von 1,75 bis 1,8 m ist die zulässige Scherfestigkeit des sandigen Schluffes in der Phase für die Anfangsfestigkeit erreicht. Danach müssen in einer Schüttpause der Abbau der Porenwasserüberdruckspannungen und die damit eintretende Konsolidierung des Untergrundes abgewartet werden.

III. ANGABEN ZUR ÜBERWACHUNG DER SCHÜTTARBEITEN

Zur Gewährleistung eines sicheren Ablaufes der Dammschüttarbeiten wurde der örtlichen Bauleitung folgende Arbeitsanweisung zur Überwachung gegeben.

III. 1 Während der Schüttarbeiten

Die aufgebrachte Belastung infolge der Dammschüttung darf je Schüttphase die zulässige Bodenpressung von 35 kN/m^2 nicht überschreiten; die zugehörige Höhe je Schüttphase beträgt maximal 1,75 bis 1,8 m.

Der an der Baustelle gemessene Porenwasserüberdruck soll bei keiner Meßsonde $0,175 \text{ bar}$ ($\hat{=} 17,5 \text{ kN/m}^2$) wesentlich überschreiten (eine zeitweilige Über-

schreitung dieses Wertes um 10 bis 25 % kann zugelassen werden, da infolge der bereits aufgetragenen Dammlast eine fortschreitende Konsolidierung des Untergrundes erfolgt). Das jeweils zuerst eintretende Kriterium ist für das Einstellen der Schütтарbeiten maßgebend.

III.2 Während der Schüttpausen

Nachdem Schütttmaterial in einer Höhe von 1,75 bis 1,8 m eingebaut ist, bzw. sobald er gemessene Porenwasserüberdruck an einer der Meßsonden 0,175 bar überschreitet, ist eine Schüttpause so lange einzulegen, bis der Porenwasserüberdruck auf 30 % des gemessenen Maximaldruckes abgefallen ist.

IV. MESSUNG DES PORENWASSERDRUCKES AN DER BAUSTELLE

IV.1 Die Meßeinrichtung

Der durch die Dammschüttung im Untergrund erzeugte Porenwasserüberdruck wurde mit einer Meßelektronik der Firma Hottinger Baldwin Meßtechnik GmbH, Darmstadt sowohl während der Dammschütтарbeiten als auch noch 8 Wochen nach deren Beendigung in einem stündlichen Rhythmus gemessen und zur weiteren Auswertung automatisch registriert.

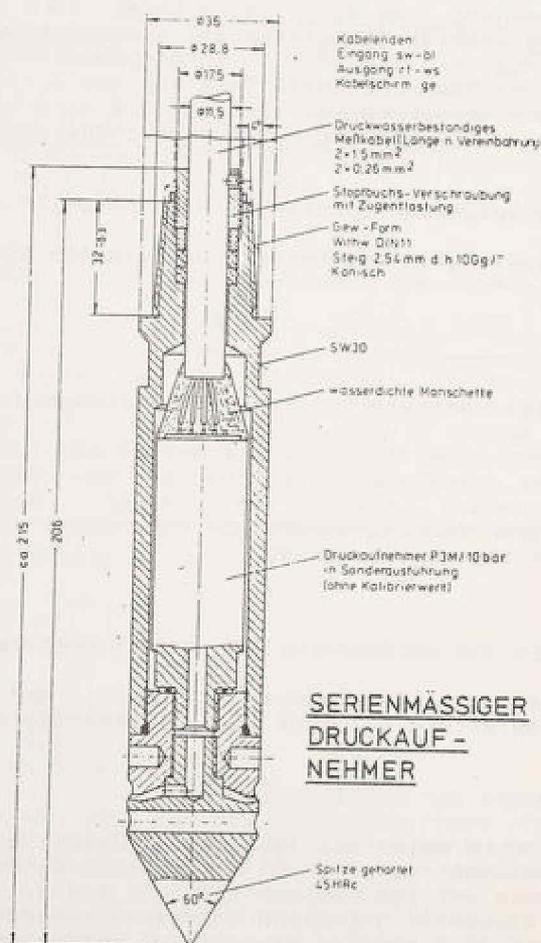


Abb. 6

Die Meßeinrichtung bestand im wesentlichen aus folgenden Teilen:

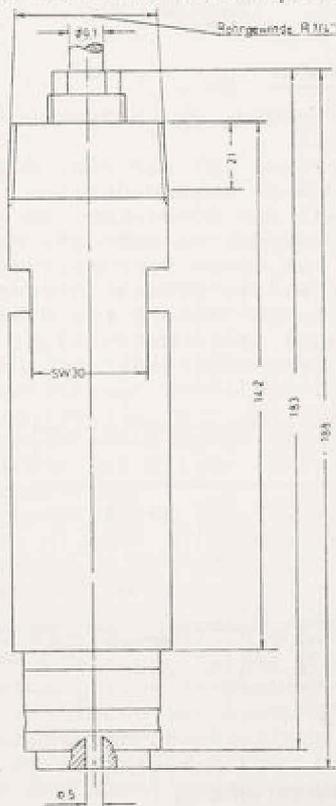
- 5 Porenwasserdruckaufnehmer Typ P 3 M/10 bar
- eine 6 - Kanal - Meßelektronik mit automatischer Registrierung (mit Digitalanzeige und Digitaldrucker)

Mit dieser Anlage wurden die in den 5 Druckaufnehmern gemessenen Porenwasserüberdrücke automatisch registriert und ausgedruckt, wobei die Meßdatenregistrierung durch eine eigene Zeitauslösesteuerung erfolgte. Im Druckprotokoll wurden Uhrzeit, Meßwert und Meßstellenummer abgebildet. Andererseits war mit der Anlage durch manuelle Bedienung jederzeit ein beliebiger Abruf der Meßwerte möglich. In Abb. 6 ist das Schnittbild eines serienmäßigen Druckaufnehmers der Firma Hottinger Baldwin Meßtechnik dargestellt.

IV.2 Einbau der Meßsonden

Bislang wurden üblicherweise bei Porenwasserdruckmessungen die Aufnehmersonden vertikal in den Boden unterhalb der Dammaufstandsfläche eingebaut. Dies erfolgte durch Eindrücken der Sonden in den Untergrund bzw. durch Einbringen der Sonden in vorgebohrte Löcher. Die Meßkabel wurden dann in der Dammaufstandsebene horizontal zur Registriereinrichtung geführt. In diesen Fällen war nach Abschluß der Dammschütтарbeiten eine Wiedergewinnung der relativ teuren Sonden (Stückpreis ca. DM 6.000,-) nicht mehr möglich.

In unserem Falle sollten die Sonden erstmalig zum weiteren Einsatz wiedergewonnen werden. Deshalb erfolgte der Einbau leicht zur Horizontalen geneigt in den Boden bis rund 1,5 m unter den Grundwasserspiegel. Hierbei konnte die bei den serienmäßigen Sonden vorhandene Rammspitze entfallen (vgl. Abb. 7).



MODIFIZIERTER DRUCKAUFNEHMER

Abb. 7

Die Sonden wurden durch PVC - Abdeckhauben gesteckt, wobei die Durchführungen mit Kunstharz abgedichtet wurden. Die Abdeckhauben wurden an PVC - Rohren befestigt, die bis zum Dammfuß verlängert wurden. Am Sondenende ein Stahlseil zum späteren Ziehen der Sonde angebracht, wobei während des Ziehens lediglich der Haftwiderstand in der Eindichtung der Sonde innerhalb der Abdeckhaube überwunden werden mußte. Danach konnten die Sonden frei durch die PVC-Rohre aus dem Dammuntergrund gezogen werden.

Zusätzlich zu der Kunstharzabdichtung an der Abdeckhaube wurde das im Hüllrohr verbliebene Sondenende mit den von der Firma Preussag, Darmstadt freundlicherweise zur Verfügung gestellten Bentonittonkugeln und dem speziellen Dichtungsmittel "SBF - Quellon" gegen das Hüllrohrinnere abgedichtet, um eine Entspannung des Porenwassers in das Hüllrohr hinein auszuschließen. Mit diesem Dichtmittel wurden sehr gute Erfahrungen sowohl bei der Verarbeitung als auch im späteren Zustand gemacht.

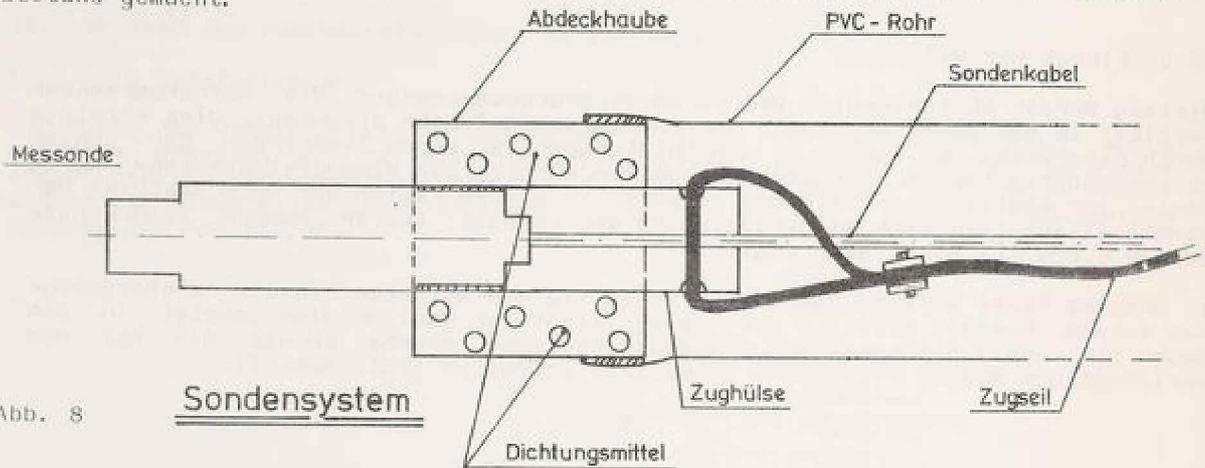


Abb. 8

Um ein Verschlammen der Wassereintrittsöffnungen am Sondenkopf zu vermeiden, wurde dieser mit einem Filtervlies ummantelt.

Eine schematische Darstellung des Sondensystems ist der Abb. 8 zu entnehmen. Die auf diese Weise montierten Sonden wurden an zwei Meßreihen in Baggergräben mittels offener Wasserhaltung verlegt, wobei der Sondenkopf am Grabenende in den anstehenden, ungestörten Boden eingedrückt wurde. Je Meßreihe hatten die Sonden einen seitlichen Abstand von mehr als 2 m, um einen Porenwasserdruckabbau durch das Grabensystem zu vermeiden. Außerdem waren die Sonden in verschiedenen Tiefen unter der Geländeoberfläche positioniert. In der Abb. 10 ist die Lage der Meßreihen sowie der Verlauf der Sondenkabel zur Meßstation im Dammgrundriß dargestellt; Abb. 9 zeigt den Querschnitt einer Meßreihe.

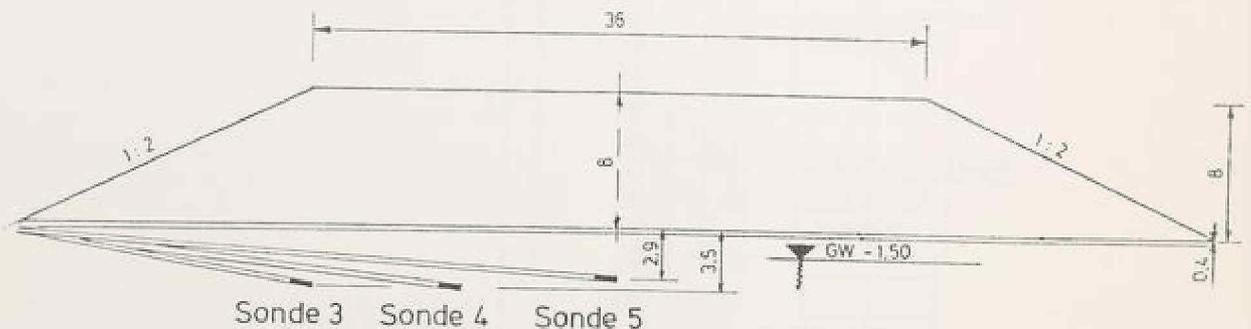


Abb. 9

Querschnitt Messreihe II

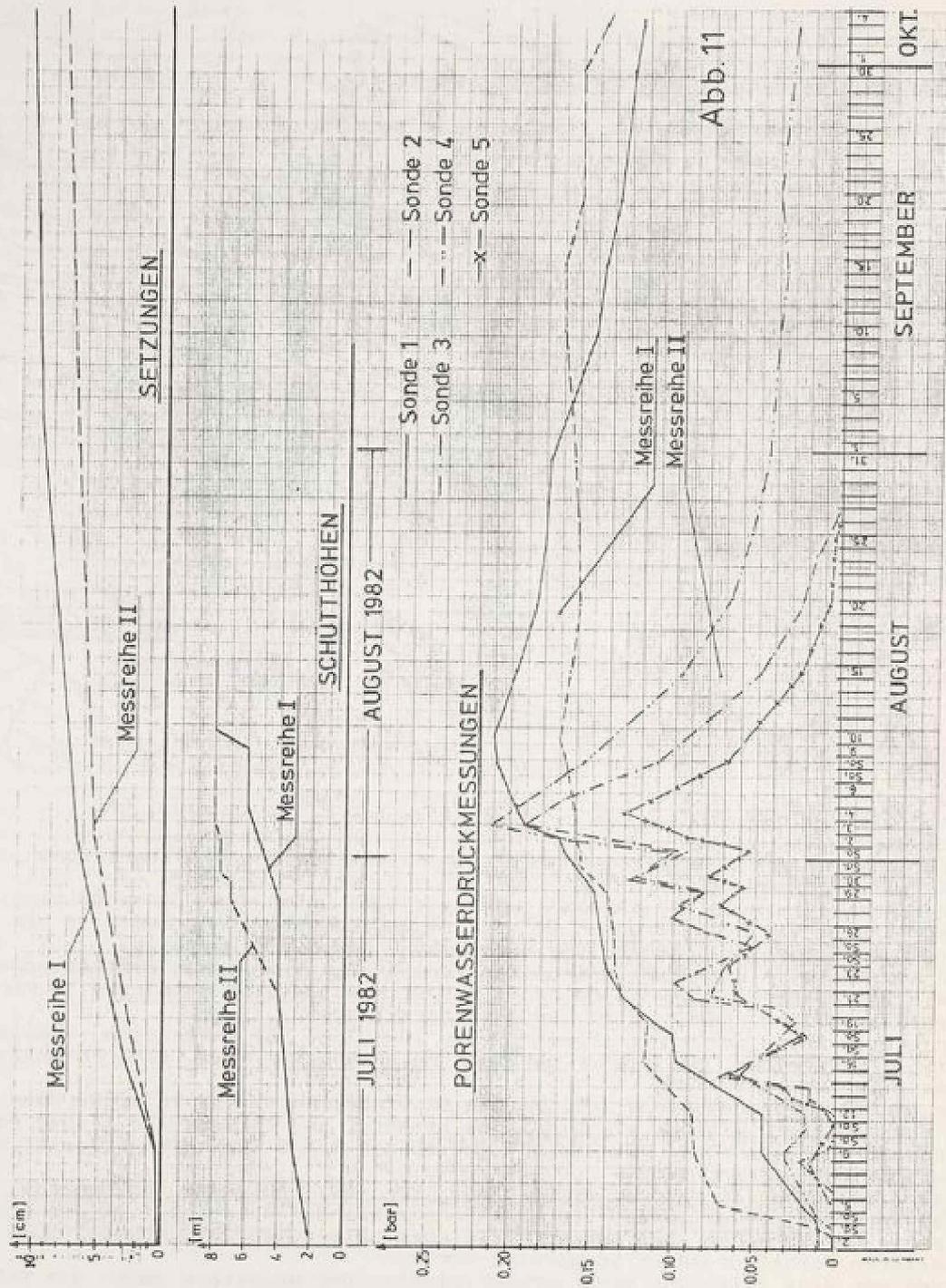


Abb. 11

Abb. 11

Mit zunehmender Schütthöhe unterschieden sich die Meßergebnisse von Meßreihe I (Sonden 1 und 2) wesentlich von denen in Meßreihe II (Sonden 3, 4 und 5). Bei den Sonden 1 und 2 stieg während der Werktage der Porenwasserdruck nahezu stetig an und blieb über das Wochenende relativ konstant. Im Gegensatz hierzu stieg bei den Sonden 3, 4 und 5 der Porenwasserdruck mit Wiederbeginn der Schütтарbeiten nach einem Wochenende des öfteren sprunghaft an. Unmittelbar mit dem Einstellen der Schütтарbeiten zu der Wochenendpause setzte ein zum Teil erheblicher Druckabbau über das Wochenende ein.

Die Ursache für das spontane und auf Änderungen der Belastungsgeschwindigkeit sehr empfindliche Reagieren der Porenwasserdrucksonden 3, 4 und 5 in der Meßreihe II wird auf eine nahegelegene Kanalisationsleitung zurückgeführt, die im Bereich von Meßreihe II kurz vor Beginn der Baumaßnahme am nördlichen Dammfuß neu verlegt wurde. Die Verfüllung des Kanalgrabens erfolgte mit Kies - Sand - Material, das sich später während der Schütтарbeiten als ideale Drainagemöglichkeit des sandigen Schluffes unter dem Damm erweisen sollte.

Bei einer Schütthöhe von rund 4 m (21.07.82) zeigten die in der Meßreihe I gemessenen Porenwasserdrücke eine stark ansteigende Tendenz bei der Marke 0,130 bar ($\hat{=}$ 13,0 kN/m²), so daß man sich entschloß, in diesem Abschnitt eine 8-tägige Schüttpause bis zum 28.07.1982 einzulegen.

In der Meßreihe II hingegen konnte die Dammhöhe auf rund 6 m ohne Einlegen einer Schüttpause gebracht werden (28.07.82), wobei hier die gemessenen Porenwasserdrücke zwischen 0,07 und 0,1 bar ($\hat{=}$ 7 und 10 kN/m²) lagen.

Nach einer kurzen Schüttpause von 2 Tagen im Bereich der Meßreihe II wurden am 29. und 30.07.1982 bei beiden Meßreihen 2 Schüttlagen von je 30 cm Dicke eingebaut. Hierbei stiegen die Porenwasserdrücke in der Meßreihe I geringfügig an, während in der Meßreihe II sprunghafte Druckzunahmen bis zu 0,04 bar ($\hat{=}$ 4 kN/m²) registriert wurden. Das folgende Wochenende führte in der Meßreihe II zu einem Druckabbau von etwa 0,03 bar, während in der Meßreihe I die Porenwasserdrücke nahezu konstant blieben.

Am 02. und 03.08.1982 wurde abermals vorsichtig mit geringen Schütthöhen weitergearbeitet, wobei in Meßreihe II der Damm auf seine Sollhöhe gebracht wurde. Hierbei stellte sich bei der Meßsonde 4 (unter der Dammachse) der maximal gemessene Porenwasserdruck von nahezu 0,21 bar ($\hat{=}$ 21 kN/m²) ein. Dieser Wert entsprach einer zeitweiligen Überschreitung des maximal zulässigen Porenwasserdruckes um rund 20 %. Der maximale Porenwasserdruck konnte ohne Gefahr während der Schütтарbeiten erzeugt werden, da aufgrund der vorausgegangenen Messungen in der Meßreihe II ein rascher Porenwasserdruckabbau zu erwarten war. Dies wurde auch bei den darauffolgenden Messungen mit den Sonden 3, 4 und 5 festgestellt.

In der Meßreihe I wurde vom 04.08.1982 bis zum 08.08.1982 eine weitere Schüttpause eingelegt und anschließend in dünnen Lagen der Damm bis zu seiner endgültigen Höhe geschüttet, wobei der maximal gemessene Porenwasserdruck ebenfalls die Marke 0,21 bar ($\hat{=}$ 21 kN/m²) nicht überschritt. Mit Beendigung der Schütтарbeiten klang in dieser Meßreihe der Porenwasserdruck nur sehr langsam ab. Acht Wochen später wurde bei Beendigung der Porenwasserdruckmessungen immerhin noch ein mittlerer Porenwasserdruck von 0,13 bar ($\hat{=}$ 13 kN/m²) bei den Sonden 1 und 2 festgestellt.

V. SETZUNGEN

Erst ab einer Schütthöhe von ca. 3 m wurden Setzungen im Zentimeterbereich festgestellt. Diese nahmen mit wachsender Dammhöhe zu, wobei die Setzungen im Bereich von Meßreihe I wegen der hier ungünstigeren Bodenverhältnisse rund 25 % größer waren als in Meßreihe II.

Bei Ende der Schütтарbeiten wurden in Meßreihe I rund 7 cm und in Meßreihe II rund 5,5 cm Setzung gemessen.

Ab September 1982 ist nur noch eine geringe Setzungszunahme zu beobachten.

Anfang April 1983 betragen die Setzungen in Meßreihe I rund 13 cm und in Meßreihe II rund 11 cm.

VI. SCHLUSSFOLGERUNG

Mit begleitenden Porenwasserdruckmessungen wurde eine kontrollierte schnelle Dammschüttung auf schlechtem Untergrund ermöglicht. Die Herstellung des 8 m hohen Autobahndammes konnte innerhalb von 9 Wochen erfolgen, wobei Schüttpausen erst ab einer Dammhöhe von 4 m erforderlich waren.

Mit den Porenwasserdruckmessungen wurden die Ergebnisse der Laboruntersuchungen sowie den anschließenden Berechnungen weitgehend bestätigt.

Der zusätzliche finanzielle Aufwand für die gesamte Einrichtung der Porenwasserdruckmeßanlage steht in einem vernünftigen Verhältnis zur Kostenersparnis gegenüber anderen möglichen Verfahren wie zum Beispiel Bodenaustausch, Einbau von Vertikaldrains oder einer sehr langsamen Schüttung, die aber in diesem Falle nicht möglich war. Dies gilt erst recht, wenn man berücksichtigt, daß in diesem Falle die üblicherweise verlorenen Meßsonden zum weiteren Einsatz wiedergewonnen wurden. Auch wären im Falle von Vertikaldrains oder einer langsamen Schüttung keine Aussagen während der Bauzeit über den Konsolidierungszustand im Hinblick auf die Grundbruchsicherheit möglich gewesen.

Letztlich sei der Firma Leonhard Moll, Niederlassung Frankfurt gedankt, für die hilfreiche Unterstützung während der Verlegung der Meßsonden sowie für die verständnisvolle Zusammenarbeit bei den Messungen und der daraus zu ziehenden Folgerung auf die Bautätigkeit.

Literaturangabe

- SCHULTZE / MUHS : Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten;
2. Auflage; Springer Verlag 1967
- STRIEGLER / WERNER : Dammbau in Theorie und Praxis;
Springer Verlag

LATERAL RESPONSE OF PILES IN A LAYERED SOIL SYSTEM

By

Dr. P. J. Pise, B.E., M.E. (P.E., C&H), Ph.D.
Assistant Professor
Department of Civil Engineering
Indian Institute of Technology
Kharagpur-721302 (INDIA)

SYNOPSIS

Elastic analysis of laterally loaded free-head and fixed-head piles embedded in a layered soil system has been carried out. Results are presented for piles of various lengths and stiffnesses for a wide range of cases of practical interest. Length to diameter/width ratio, pile flexibility factor, thickness of surface layer, elastic properties of the soil system and pile head condition, govern the lateral response of a pile. Quantitative estimates of these parameters on displacement, rotation and maximum moment coefficients have been presented in dimensionless terms.

Depth of surface layer controlling the behaviour of a pile depends on pile flexibility factor and layer coefficient i.e. ratio of elastic moduli of surface layer to bottom layer of soil. A stiff surface layer extending to one-tenth the length of a pile considerably reduces the displacement and rotation of flexible piles and maximum moment/fixed-head moment in stiff piles.

INTRODUCTION

Pile foundations used to support bridge abutments, piers, water-front structures, transmission line towers, multi-storeyed buildings, chimney etc. are subjected to lateral load in addition to vertical load. Sometimes, they receive lateral loads not from the superstructure, but from the surrounding soil on account of movements induced by different loadings. Lateral loads develop bending moments and shear forces in the piles which the foundation must resist. Besides, the lateral deflection and the slope of the pile axis is important from the stability consideration of the superstructure.

There are several theoretical solutions available to analyse the lateral response of piles. Most of them use the concept of modulus of subgrade reaction based on WINKLER's assumption. [MATLOCK and REESE (1960), DAVISSON and GILL (1963), BROMS (1964a), BROMS (1964b)]. For a realistic analysis, the subgrade modulus is usually considered to be a function of depth. Despite the mathematical convenience of the subgrade reaction theory, the consequent assumption of the soil as a Winkler or spring medium is unsatisfactory as no account is taken of the continuity of the soil mass. The effect of a layered soil system on the lateral response of piles using the concept of modulus of subgrade reaction has been studied analytically by DAVISSON and GILL (1963).

A satisfactory analysis for the behaviour of a single pile has been developed in which the soil is assumed to be an elastic continuum [SPILLERS and STOLL (1964), POULOS (1971, 1973) and GEORGE and CHAR (1974)]. In these analyses, the elastic modulus of soil is considered either constant or increasing linearly with depth. PISE (1981b, 1982) has analysed a free-head pile subjected to lateral load and presented typical results to show the influence of a two-layer soil system on pile behaviour. Later (1981a, 1983) the analysis has been extended to the fixed-head piles.

Scope of the Present Study:

An elastic analysis of a free-head pile subjected to lateral load and moment and that for a fixed-head pile under lateral load, embedded in a two-layer soil system, has been given here. It is similar to that employed by SPILLERS and STOLL (1964) and presented elsewhere by the author (1981a, 1981b, 1982, 1983). Solutions for displacements, rotations of pile head, maximum bending moment/fixed-head moment induced in piles are studied for wide range of cases of practical interest. The results are presented in a more general and dimensionless form involving the geometrical parameters of a pile, pile head condition, elastic properties of the soil layers and pile, and the thickness of the surface layer. It is believed that the results would provide guidelines to the practising engineers for the design and analysis of piles.

THEORETICAL ANALYSIS

The detailed analyses for a fixed-head pile and for a free-head pile have been given by the author (1981a, 1981b), elsewhere. The analysis for a free-head pile has been described briefly in the following paragraphs.

Analysis of A Free-Head Pile:

Fig. 1 shows the free-body diagram of a free-head floating pile, soil mass, and the elastic modulus of soil used in the analysis. The pile is of length L , width/diameter d , and constant flexibility $E_p I_p$. Horizontal load H and moment M , act at ground surface. L_s is the thickness of the surface layer. E_s and E_b are the elastic moduli of surface and bottom layers of soil respectively. For the purpose of carrying out analysis, the pile is divided into n elements, each of equal length $t = L/n$. Each element is acted upon by an uniform horizontal stress, p , which is approximated to a concentrated force $P = (t d)$, acting at the centre of the element.

The soil in the respective layers is assumed to be an ideal, isotropic, homogeneous, and elastic material. The displacement is assumed continuous across the interface of two layers. Although, MINDLIN's (1936) equations are valid for elastic, isotropic and homogeneous soil mass, they have been used to predict the deformation in non-uniform soil media by POULOS (1973, 1979) and GEORGE and CHAR (1974). For convenience and economy, MINDLIN's (1936) equation has been used to predict the horizontal displacements in the soil mass albeit approximately. Pile displacements have been obtained from the equation of flexure of a beam expressed in the finite difference form. The pile tip is assumed free to move and rotate.

By equating the soil and pile displacements at the element centres for points 2 to $(n-1)$ and using appropriate boundary conditions along with equations of equilibrium, sufficient equations result to evaluate the concentrated forces and, in turn, all other parameters like deflection, slope, shear, moment, soil reaction.

The following expressions are conveniently written for a pile embedded in a two-layer soil system

$$T = \frac{L_s}{L} \quad \dots (1)$$

$$C = \frac{E_t}{E_b} \quad \dots (2)$$

$$K_R = \frac{E_p I_p}{E_b L^4} \quad \dots (3)$$

in which T = layer thickness ratio; L_s = thickness of surface layer;
 C = layer coefficient and K_R = pile flexibility factor with reference to E_b .

Expressions For A Free-Head Pile:

$$M_m = m_m H L \quad \dots (4)$$

$$y_g = I_{yH} \frac{H}{E_b L} + I_{yM} \frac{M}{E_b L^2} \quad \dots (5)$$

$$\theta_g = I_{\theta M} \frac{H}{E_b L^2} + I_{\theta M} \frac{M}{E_b L^3} \quad \dots (6)$$

From Reciprocal Theorem

$$I_{\theta H} = I_{yM} \quad \dots (7)$$

in which M_m = maximum moment; m_m = maximum moment coefficient; y_g and θ_g = horizontal displacement and rotation of a pile head, respectively; I_{yH} and $I_{\theta H}$ = displacement and rotation influence factors for horizontal load only respectively; and I_{yM} and $I_{\theta M}$ = displacement and rotation influence factors for moment only, respectively.

Expressions For A Fixed-Head Pile:

$$y_g = I_{yf} \frac{H}{E_b L} \quad \dots (8)$$

and $M_f = m_f H L \quad \dots (9)$

in which I_{yf} = influence factor for deflection for a fixed-head pile; M_f = fixed-head moment; and m_f = fixed-head moment coefficient.

Typical Results

The accuracy of the results depends on the number of elements into which the pile is divided. POULOS (1971) noted that the use of 21 elements gives a reasonable compromise between sufficient accuracy and excessive computer time. In the present analysis the pile was divided into 20 elements. Poisson's ratio ν_s for both the layers was taken 0.5. L/d was assigned values of 10, 25, 50 and 100; $K_R = 10^{-5} - 10^0$; $C = 0.25 - 10$; and $T = 0.05 - 0.50$. Typical results have been presented in Figs. 2 - 11.

REVIEW OF RESULTS

Influence Factors For Displacement and Rotation:

I_{yH} , $I_{\theta H}$, $I_{\theta M}$, I_{yM} are plotted against K_R for layer thickness ratios $T = 0.1$ and 0.3 for typical C - values and $L/d = 10$ and 50 in Figs. 2 - 5. It is seen from Figs. 2 - 5, that for any T - value, these coefficients depend very

much on K_R and C . At any L/d ratio, each of them decrease as either K_R or C increases indicating decrease in ground displacement/rotation of pile head.

Fig. 6 shows the influence of K_R , L/d and C on I_{yH} , $I_{\theta H}$, $I_{\theta M}$, and I_{yf} for $T = 0.1$. It may be noted that for any K_R and C - value, these coefficients are more for slender piles.

The effects of layer coefficient C and layer thickness ratio T on I_{yH} and I_{yf} ; and on $I_{\theta H}$ and $I_{\theta M}$ are shown in Fig. 7 - 8 for $L/d = 50$ and typical K_R - values. It is observed that depth of surface layer controlling the lateral response of a pile depends significantly on pile flexibility factor K_R and layer coefficient C .

For stiff surface layer, $C > 1$, with respect to damping of I_{yH} and I_{yf} , points of diminishing returns are reached at $T \approx 0.20$, 0.10 and 0.05 for $K_R = 10^{-1}$ (stiff pile), 10^{-3} (flexible pile), and 10^{-5} (very flexible pile), respectively. For soft surface layer, e.g., $C = 0.25$, and $K_R = 10^{-1}$, I_{yH} as well as I_{yf} continue to increase with increasing T , whereas, at $K_R = 10^{-5}$, they increase steeply upto $T \approx 0.125$, and, thereafter the change is insignificant.

Results for $I_{\theta H}$ and $I_{\theta M}$ versus T are shown in Fig. 8 for $L/d = 50$ and typical K_R - values. The study, of the variation of these coefficients with T , lead to the conclusions which are practically identical to those drawn from Fig. 7 i.e., I_{yH} and I_{yf} versus T .

Effect of Pile Head Fixity:

Table 1 records the influence factors for a free-head and fixed head pile for $L/d = 50$ and $T = 0.1$ for typical K_R and C - values. It is noted that I_{yf} are considerably less than the values of I_{yH} , i.e., a fixed-head pile deflects less than a free-head pile subjected to the same horizontal load. Comparison between Fig. 7(a) and 7(b) substantiates the above conclusion for any T - value.

TABLE 1: DISPLACEMENT INFLUENCE FACTORS FOR A FREE-HEAD AND FIXED-HEAD PILE, ($L/d = 50$; $T = 0.10$)

Layer Coefficient, C (1)	$K_R = 10^{-5}$		$K_R = 10^{-3}$		$K_R = 10^{-1}$	
	I_{yH} (2)	I_{yf} (3)	I_{yH} (4)	I_{yf} (5)	I_{yH} (6)	I_{yf} (7)
0.25	68.73	30.81	15.61	6.70	7.19	2.17
0.50	41.24	19.90	12.58	5.95	6.41	2.09
1.00	24.19	11.75	9.07	4.86	5.27	1.97
2.00	14.32	6.54	5.83	3.56	3.89	1.75
10.00	4.97	1.50	1.55	1.13	1.24	0.92

Moment Coefficients:

The maximum moment coefficient m_m is shown in Fig. 9 for typical cases as a function of K_R . It is seen that at any L/d ratio, m_m increases with increasing K_R or decreasing C . At any K_R and C - value, m_m is generally higher for piles having larger L/d ratio. However, for relatively stiff piles, this is almost independent of L/d . Identical conclusions are drawn, for the variation of m_f

with K_R from Fig. 10. However, for $K_R > 0.5$ the restraining moment for relatively short piles, is slightly greater than for slender piles. For $C = 1$, and horizontal loading, the maximum moment occurs typically at a depth of between $0.1 L$ and $0.4 L$ below the surface (Results not incorporated). The stiffer the pile the lower is the point of maximum moment below the surface. These depths correspond to $0.05 L$ and $0.30 L$ for stiff surface layers having $C = 2 - 10$. The layer thickness ratio T , and L/d ratio, practically do not alter these values. For moment loading only, the maximum moment occurs always at the surface and is equal to the applied moment. For a fixed-head pile the maximum moment corresponds to the fixed-head moment and it occurs where the restraint is provided.

Plots of m_m versus T are shown in Fig. 11(a) for typical cases. At any K_R , it is observed that the curves pass through points of optimum magnification or reduction in m_m as $C < 1$ or > 1 , respectively. The curves at $K_R = 10^{-1}$ and 10^{-3} and $C > 1$ show that optimum reduction in m_m occurs at $T \approx 0.10$ and 0.075 ; thereafter, m_m increases with increasing T up to $T \approx 0.35$ and 0.15 , respectively; further increases in T do not change m_m . The curves, at $K_R = 10^{-5}$ and $C > 1$, show that the decrease in m_m with increasing T is negligible. Points of diminishing returns with respect to damping of m_m are reached at $T \approx 0.05$. For soft surface layer, $C < 1$, and $K_R = 10^{-1}$, 10^{-3} and 10^{-5} , optimum magnification in M_m occurs at $T \approx 0.30$, 0.20 , and 0.05 , respectively.

Fig. 11(b) shows the variation of m_f with T for typical cases. For stiff surface layer $C > 1$, points of diminishing returns with respect to damping of moments are practically achieved at $T = 0.20$ and 0.10 for $K_R = 10^{-1}$, and $K_R = 10^{-3}$ and 10^{-5} , respectively. For soft surface layer, $C < 1$, and $K_R = 10^{-5}$, optimum magnification in m_f occurs at $T \approx 0.10$, whereas for other K_R - values m_f significantly depends on T and C - values.

ILLUSTRATIVE EXAMPLES

Two hypothetical examples, one for a free-head pile, and the other for a fixed-head pile are solved here, using the results presented.

Example 1

A 30 cm steel pipe pile with free-head is embedded 7.5 m in a clay of stiff consistency and is subjected to a lateral load of 30 kN 1.2 m from the ground surface. Elastic modulus of the underlayer = 6 MPa, $I_p = 11.000 \text{ cm}^4$ and $E_p = 205 \text{ GPa}$. The ground line deflection and rotation of a pile head are computed for $C = 0.25, 0.50, 1.0$ and 2.0 for a surface layer thickness of 1 m.

From soil-pile data and Eqs. 1 and 3,

$$T = 0.133 \quad \text{and} \quad K_R = 1.18 \times 10^{-3}$$

$$H = 30 \text{ kN} \quad \text{and} \quad M = 36 \text{ kNm}$$

Using Figs. 2-4, for $K_R = 1.18 \times 10^{-3}$, $T = 0.133$, $L/d = 25$, and various values of C , influence factors I_{yH} , $I_{\theta H}$, I_{ym} , $I_{\theta M}$ have been interpolated. The ground line displacements and rotations have been evaluated from Eqs. 5 and 6 respectively. The results are recorded in Table 2.

Example 2

For the fixed-head pile having soil-pile characteristics as in example 1, calculate the ground line deflection and fixed-head moment for $C = 0.25, 0.50, 1.0$ and 2.0 .

I_{yf} and m_f for various C - values are interpolated using Figs. 5 and 10 respectively, for $L/d = 25$, $K_R = 1.18 \times 10^{-3}$, $T = 0.133$. The ground line displacements and fixed-head moments have been calculated from Eqs. 8 and 9, respectively. The results are presented in Table 3.

TABLE 2: RESULTS OF FREE-HEAD PILE (Ex. 1)

Layer coefficient, C (1)	Influence factors			deflection y_g in mm (5)	rotation θ_g in rad. (6)
	I_{yH} (2)	$I_{\theta H} = I_{yM}$ (3)	$I_{\theta M}$ (4)		
0.25	15.15	57.5	310	16.23	0.0095
0.50	11.10	39.0	270	11.55	0.0073
1.00	7.35	27.0	220	7.78	0.0055
2.00	4.70	19.25	180	3.51	0.0043

TABLE 3: RESULTS OF FIXED-HEAD PILE (Ex. 2)

Layer coefficient, C (1)	I_{yf} (2)	m_f (3)	deflection, y_g in mm (4)	fixed-head moment
				M_f in kNm (5)
0.25	6.75	0.161	4.45	- 3.62
0.50	5.30	0.136	3.53	- 3.06
1.00	4.25	0.120	2.83	- 2.70
2.00	2.85	0.099	1.90	- 2.23

From Tables 2 - 3, it is evident that the soil characteristics (modulus) influence the results considerably. In practice, it is possible to estimate elastic modulus of soil either from triaxial compression test results or otherwise. But, it is emphasized that the uncertainties in estimating the soil modulus would considerably influence the pile response and there is scope of research in this aspect.

SUMMARY AND CONCLUSIONS

The various factors which influence the lateral response of piles embedded in a layered soil system are, length to diameter ratio L/d , pile flexibility factor K_R , layer thickness ratio T , layer coefficient C and pile head condition. The quantitative estimates of these parameters on displacement, rotation and moment coefficients have been presented in dimensionless terms.

Influence factors I_{yH} , $I_{\theta H}$, I_{yM} , $I_{\theta M}$, I_{yf} and moment coefficients m_m/m_f are more for piles having large L/d ratio and lower C - value. With increasing K_R , influence factors for displacement and rotation decrease, whereas, m_m/m_f increase. The maximum moment occurs typically at a depth of between $0.1L$ and $0.4L$ below the surface. The lower value is associated with very flexible pile and higher with stiff pile. The fixed-head moment corresponds to the maximum moment for a fixed-head pile.

Depth of surface layer controlling the behaviour of a pile depends significantly on pile flexibility factor K_R and layer coefficient C .

Reductions in pile head displacement for $K_R \leq 10^{-3}$ (flexible pile) and in maximum moment/fixed-head moment for $K_R \geq 10^{-2}$ (relatively stiff pile), which are beneficial in practice, are greatly accomplished by a stiff surface layer extending approximately to one - tenth the length of a pile.

For stiff surface layer, points of diminishing returns with respect to reductions in displacement and rotation are achieved at $T \approx 0.20$ to 0.05 , the higher value being associated with stiff pile and the lower with very flexible pile. For a soft surface layer, the layer thickness ratio T , controlling the lateral response of a pile largely depends on K_R and C - value.

A fixed-head pile deflects less than a free-head pile subjected to the same horizontal load.

The illustrative examples indicate the applicability of the results to the problems of laterally loaded piles. The results may also be used to predict the lateral response of piles, partially restrained.

ACKNOWLEDGEMENTS

The study reported herein, constitute a part of the research programme undertaken by the author on "Laterally Loaded Pile Foundations" at Indian Institute of Technology, Kharagpur, India. The author is grateful to Prof. D. P. Ray, Head of the Department of Civil Engineering, for his encouragement during the study.

REFERENCES

1. BROMS, B.B. (1964 a): "Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Proc. Paper 3825, Vol. 90, SM 2, pp.27 - 63
2. BROMS, B.B. (1964 b): "Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.90, SM 3, Proc. Paper 3909, pp. 123 - 156
3. DAVISSON, M.T. and GILL, H.L. (1963): "Laterally Loaded Piles in a Layered Soil System", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 89, SM 3, Proc. Paper 3509, pp.63 - 94
4. GEORGE, K.G. and CHAR, A.N.R. (1974): "An Elastic Analysis for the Laterally Loaded Single Pile", Indian Geotechnical Journal, Vol. 4, No. 4, pp. 339 - 354
5. MATLOCK, H. and REESE, L.C. (1960): "Generalized Solution for Laterally Loaded Piles", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.86, SM 5, Proc. Paper 2626, pp. 63 -91
6. MINDLIN, R.D. (1936): "Force at a point in the Interior of a Semi-infinite Solid", Journal of Physics, Vol. 7, pp. 195 - 202

7. PISE, P.J. (1981 a): "Laterally Loaded Fixed-Head Piles in a Layered Soil System", Indian Geotechnical Journal, Vol.11, No. 2, pp. 140 - 152
8. PISE, P.J. (1981 b): "Laterally Loaded Piles in a Layered Soil System", International Journal of Structures, Vol. 1, No. 3, Paper No. 7, pp. 75 - 84
9. PISE, P.J. (1982): "Laterally Loaded Piles in a Two-layer Soil System", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, GT 9, Proc. Paper 17301, pp. 1177 - 1181
10. PISE, P.J. (1983): "Lateral Response of a Fixed-Head Pile", Accepted for Publication in the Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE
11. POULOS, H.G. (1971): "Behaviour of Laterally Loaded Piles: I - Single Piles" Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, SM 5, Proc. Paper 8092, pp. 711 - 731
12. POULOS, H.G. (1973): "Load - Deflection Prediction for Laterally Loaded Piles", Australian Geomechanics Journal, Vol. 6 3, No. 1, pp. 1 - 8
13. POULOS, H.G. (1979): "Settlement of the Single Piles in Nonhomogeneous Soil", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, GT 5, Proc. Paper 14575, pp. 627 - 641
14. SPILLERS, W.R. and STOLL, R.D. (1964): "Lateral Response of Piles" Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 90, SM 6, Proc. Paper 4121, pp. 1 - 9

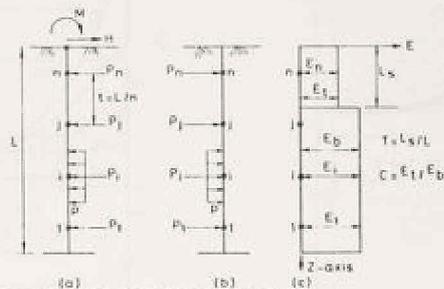


FIG 1(a) FREE BODY DIAGRAM OF A PILE
 (b) FREE BODY DIAGRAM OF SOIL MASS
 (c) ELASTIC MODULUS VARIATION OF SOIL USED

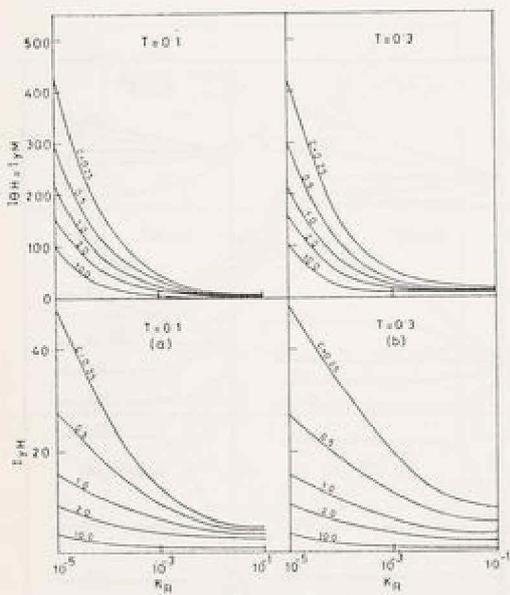


FIG 2 INFLUENCE FACTORS I_{yH} AND I_{0H} , ($L/d = 10$)

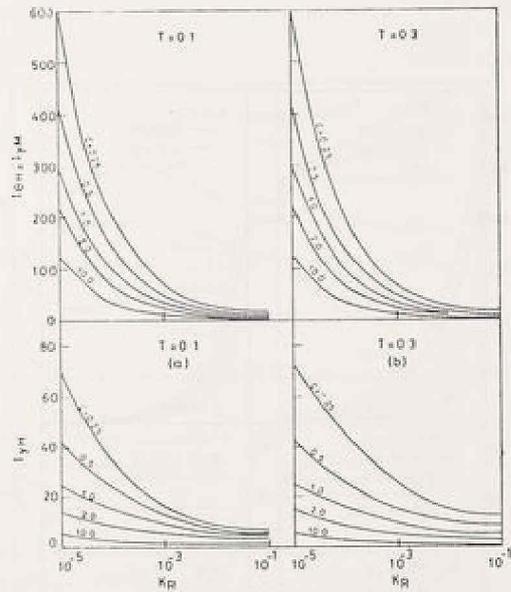


FIG 3 INFLUENCE FACTORS I_{yH} AND I_{0H} , ($L/d = 50$)

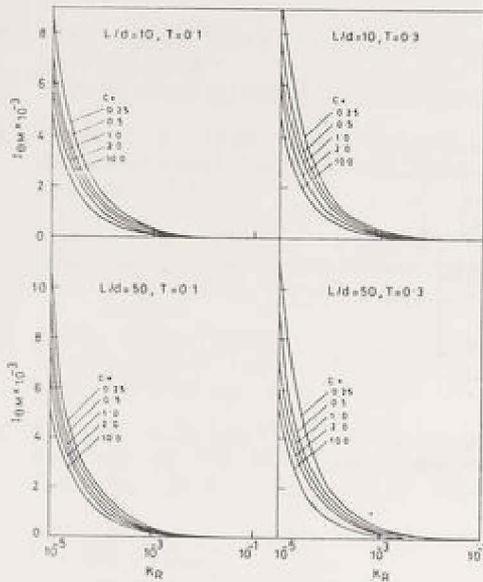


FIG. 4. INFLUENCE FACTORS I_{0M}

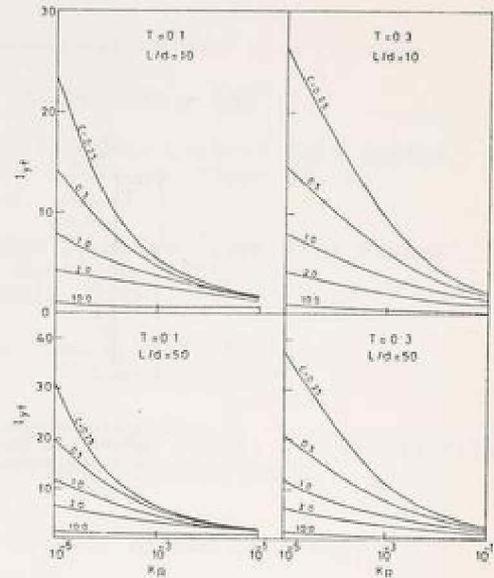


FIG. 5. INFLUENCE FACTORS I_{1Y}

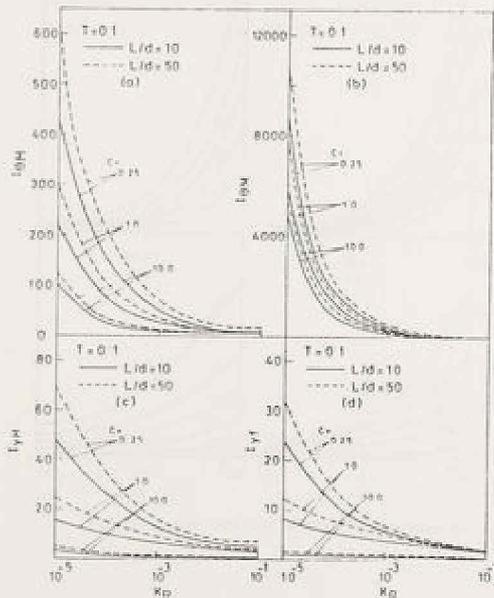


FIG. 6. INFLUENCE OF L/d AND C ON I_{1H} , I_{0H} , I_{0M} AND I_{1Y}

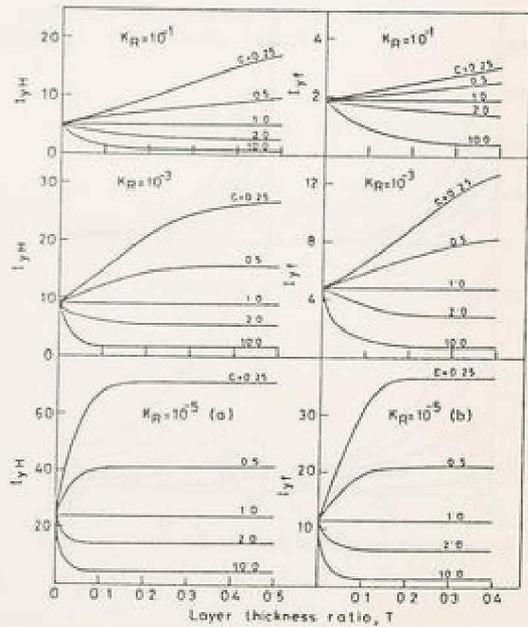


FIG. 7. INFLUENCE OF C AND T ON I_{1H} AND I_{1Y} , ($L/d = 50$)

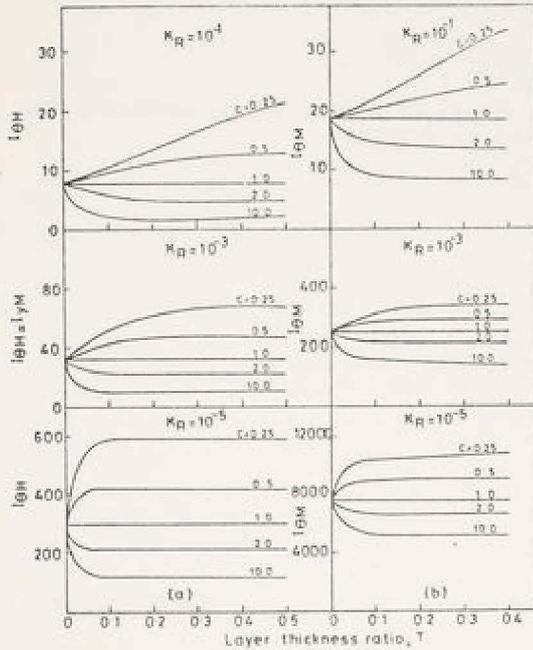


FIG. 8. INFLUENCE OF C AND T ON I_{GH} AND I_{GM} , ($L/d = 50$)

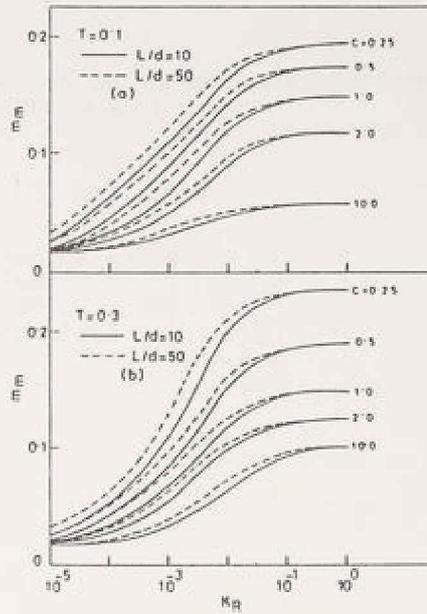


FIG. 9. MAXIMUM MOMENT COEFFICIENTS m_m

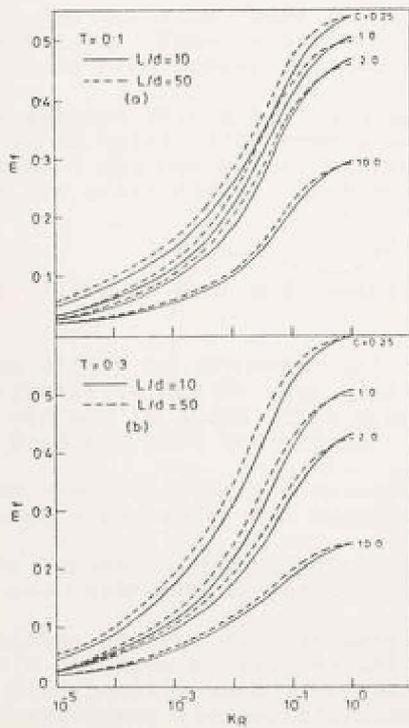


FIG. 10. FIXED-HEAD MOMENT COEFFICIENTS m_f

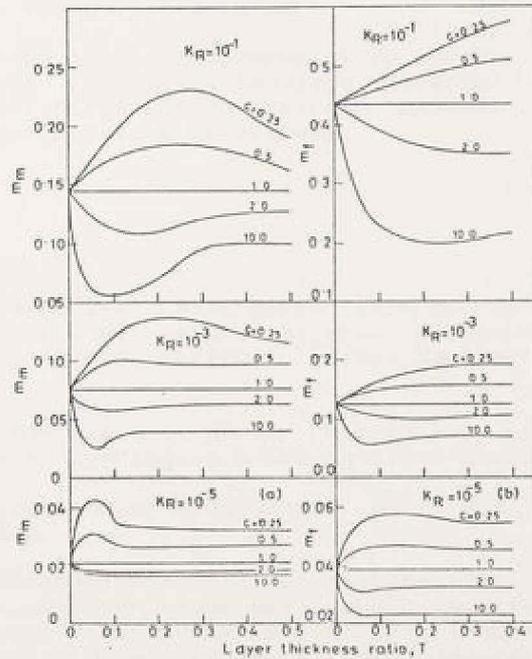


FIG. 11. INFLUENCE OF C AND T ON m_m AND m_f , ($L/d = 50$)



32
 33
 34
 35
 36
 37
 38
 39
 40
 41
 42
 43
 44
 45

UNTERFANGUNG EINES SECHSSTÖCKIGEN APPARTMENTHAUSES IN THESSALONIKI-GRIECHENLAND
NEIGUNGS- UND SETZUNGSBERECHNUNGEN

Dipl.- Ing. Dimitrios Theodossiadis
Beratender Ingenieur
Vas. Herakliou 20
Thessaloniki / Griechenland

I. ALLGEMEINES

Es handelt sich hier um ein Wohnhaus mit 33 Apartments. Seine Tragkonstruktion besteht aus Stahlbeton. Seine Gründung - aus Einzelfundamenten - kam auf tonigem-schluffigem Boden zu stehen.

Mit dem Bau des Wohnhauses wurde im Jahre 1975 begonnen. Als es Anfang 1977 bezugsfertig war, kamen mehrere Schäden zum Vorschein, während zugleich von den Eigentümern eine Schiefstellung des Hauses festgestellt wurde.

In der zweiten Hälfte 1977 gab es damit genug Anlaß um beunruhigt zu werden. Auf der anderen Seite, ließ eine schon laufende Gerichtsverhandlung zwischen den Eigentümern und dem Bauunternehmen keine sofortige Lösung erwarten. Deshalb beschloß die erste Partei, Sachverständige zur Beratung zu ziehen.

II. SITUATION AM ENDE DES JAHRES 1977

Wie aus BILD 1 zu entnehmen ist, hat das Wohnhaus Chalkidikis Str. Nr. 96 in Thessaloniki im Norden eine gemeinsame Grenze mit einem älteren gleichhohen Haus, während im Süden ein 5 m breiter Fußgängerweg verläuft. Dieses Nachbarhaus wurde auch vor 1975 errichtet.

Aus dem Schnitt desselben ist zu ersehen, daß die drei Häuser verschieden tief gegründet sind, wobei das beschädigte Haus die geringste Gründungstiefe besitzt.

Auf das Verhalten der Nachbarhäuser wird nicht näher eingegangen, weil sie bis heute kein Störungszeichen aufgewiesen haben.

Beim ersten Kontakt mit dem beschädigten Wohnhaus wurden Risse festgestellt, deren Bild auf eine klassische Setzungsmulde nach der Länge des Hauses schließen ließ. Gleichzeitig wurde zwischen den Häusern Nr. 96 und Nr. 98 an der Trennfuge eine Erweiterung festgestellt, deren Größe von 0 auf ca. 16 cm vom Bürgersteig bis zur höchsten Stelle zunahm.

Nach der Entwurfsstatik, wie auf BILD 2 vorgeführt wird, sollte das Wohnhaus von 46 Stützen- und 4 Scheibenfundamenten getragen werden. Schon aber während der

ersten Schaden- und Bestandsaufnahme wurde festgestellt, daß während der Konstruktion 4 Stützen, S30, S31, S32 und S47, vernachlässigt wurden. Diesbezügliche Informationen, die in dieser Zeit geholt werden konnten, deuteten auf eine "Handlung im letzten Moment" des Architekten oder des Bauunternehmers, weil diese Stützen im Wege standen.

Drei Tage später (1.9.1977) wurde über eine empfindliche Pendelkonstruktion, die an der Fassade des Hauses montiert wurde, mit der Messung der Abweichung von der Vertikalen begonnen. Die erste Messung brachte schon eine Abweichung von 19,3 cm in der Höhe von 19,5 m über Gelände. Danach wurde für die vordere Seite des Hauses ein Setzungsunterschied von ca. 15 cm errechnet, d.h. eine Drehung von 1/100.

Solch eine Größenordnung ist in Gebieten von frischen und nicht vorbelasteten Ablagerungen in Thessaloniki keine Ausnahme. Wir wissen, daß in der Regel nach 3 bis 5 Jahren die Setzungen abklingen und da Tiefgründungen besonders kostspielig sind, sind wir bereit diese Größenordnung zu akzeptieren und entsprechend zu dimensionieren.

Es war hier jedoch geboten mit besonderer Vorsicht vorzugehen, denn der Fall schien nicht eindeutig zu sein. Es kam noch hinzu, daß keiner der Konstrukteure die Bereitschaft zeigte, mit der Beratung zusammenzuarbeiten, um über mögliche Fehler und Sanierungsmaßnahmen Klarheit zu schaffen.

Uns erschien es wichtig festzustellen: (a) ob die Setzungen bzw. Setzungsunterschiede im Begriff waren abzuklingen oder umgekehrt, (b) ob die Setzungen mit der Vernachlässigung der 4 Stützen zu tun hatten und (c) ob lokale Störungen mit im Spiel waren. Maßnahmen könnte man vorschlagen erst nachdem ein einigermaßen klares Bild auf die Art der Maßnahmen hinweisen würde. So wurde beschlossen, eine Bodenuntersuchung durchzuführen, während täglich die Abweichung von der Vertikalen gemessen wurde. Auf BILD 1 wird die Lage der durchgeführten zwei Bohrungen angegeben. Ebenso wird die Lage von 6 Sondierungen angegeben, die mit dem Künzelstab nachträglich durchgeführt wurden.

Hierbei ist es wichtig zu vermerken, daß mit Beschlüssen über Erweiterung der Untersuchungskosten nicht rechtzeitig das Gewünschte erreicht wurde, weil die Eigentümer nicht immer einstimmig jeden neuen Kostenvoranschlag billigten.

III. DER ZEITRAUM IN DEM DIE BODENUNTERSUCHUNG STATTFAND

Die Durchführung der Bodenuntersuchung wurde beschlossen als festgestellt wurde, daß der Setzungsvorgang in eine Beschleunigungsphase geraten war. In derselben Zeit klagten die Eigentümer über neue Risse an Wänden und Tragkonstruktionen, Tür- und Fensterklemmen, Geräusche u.ä. Am zweiten Tag der Bodenuntersuchungen platzten Rohrleitungen im Haus während ein neuer Riss - diesmal im Treppenhaus - in Querrichtung des Hauses und durchgehend vom ersten bis zum dritten Stockwerk, die Trennung des Hauses an seiner engsten Stelle zwischen vorderem und hinterem Teil ankündigte.

Auf BILD 3 werden die Ergebnisse der Bodenuntersuchungen angegeben. Schon während der Probenentnahme und an Hand der Ergebnisse der Standard Penetration Tests wurde uns klar, daß wir es hier mit einem besonders setzungsempfindlichen Boden zu tun hatten, dessen Scherfestigkeit in Betracht gezogen werden mußte, nachdem die Einzelfundamente des Hauses, laut Entwurfsstatik, mit einer zulässigen Bodenpressung von 18 Mp/m^2 berechnet wurden.

Das Bodenprofil bis 16 m u.G. zeigte frische, nicht vorbelastete tonige/schluffige Ablagerungen, welche zum Teil mit Sand gemischt sind aber auch zum Teil organische Beimengungen beinhalten. Die Konsistenz im Profil geht nicht über den plastischen Zustand hinaus und ihrem Mittelwert nach, ist auf einen Boden im

breiigen Zustand zu schließen. An Hand dieser ersten Ergebnisse wird schon die Hoffnung auf eine Normalisierung der zu erwartenden Setzungen eingeschränkt.

Eine nach den Ergebnissen der Standard Penetration Tests geschätzte zulässige Bodenpressung liegt i.M. bei 8 Mp/m^2 , d.h. weit unter der für die Bearbeitung des Gründungsentwurfs angenommenen.

Überschlägige Setzungsberechnungen nach denselben Ergebnissen können die Schiefstellung des Hauses nicht rechtfertigen.

Die Beschleunigung in der Abweichung von der Vertikalen, die ständig neue Schäden im Wohnhaus verursachte und die Vermutung, daß der Spannungszustand infolge eines groben Fehlers in der Gründung kurz vor dem plastischen Zustand steht, führen die Eigentümer zum Beschluß, sobald wie möglich in die Gründung einzugreifen, um das Haus zu unterfangen. Die Eigentümer erklärten sich einverstanden, dieses Risiko einzugehen.

IV. ERSTE UNTERFANGUNGSPHASE

Nach einer Vorbereitungszeit von 7 bis 10 Tagen wurden zunächst die Fundamente 40, 41 und 42 freigelegt. Vorsichtshalber wurde dabei nur das Fundament 41 ganz freigelegt. Es ergab sich nun, daß diese Fundamente nur zur Hälfte ihres Volumens und exzentrisch ausgeführt wurden, wie auf BILD 4 zu erkennen ist.

Aufgrund dieser Tatsache wurde uns klar, daß hier andere Verhältnisse vorlagen als in den Entwurfsplänen angegeben. Ebenso wurde uns klar, daß wir eine Improvisierung nicht umgehen könnten.

So waren wir nach dieser Entdeckung nicht mehr auf der Suche nach irgendeiner Schuld, sondern auf dem schnellsten Weg dem Wohnhaus eine standfeste Aufstandsfläche zu verschaffen.

Weiteres Freilegen in Richtung Fußgängerweg ergab, daß mehrere Fundamente ähnlich ausgeführt wurden wie die zuerst freigelegten. Das Aufdecken in Richtung Treppenhaus zeigte, daß nicht nur die genannten Stützen vernachlässigt wurden sondern auch ihre Fundamente. Eine Nachprüfung der Lastverteilung des Aufgehenden auf die so entdeckte Gründungsgeometrie brachte für die Fundamente 40 bis 45 Sohlpressungen deren Größen bis über das doppelte der angenommenen zulässigen Bodenpressung hinausgingen. Besser war die Situation in den Fundamenten am Treppenhaus.

Der Gedanke, tiefere, standfeste Schichten für die Lastübertragung über Wurzelpfähle auszunützen schied aus, weil die lichte Abmessung im Keller den Einsatz der notwendigen Ausrüstung nicht zuließen. Außerdem waren wir des künftigen Verhaltens der Konstruktion nicht mehr sicher.

Wir wurden also zur Flächenunterfangung gezwungen, wobei zwischen den Stützen am Fußgängerweg und denen am Treppenhaus kein Hindernis im Wege stand, die Fundamente samt Stützen paarweise miteinander zu verbinden. Diese Möglichkeit, wie auf BILD 4 gezeichnet ist, wurde ausgenutzt und sofort in die Tat umgesetzt. Es wurde dabei für eine Rahmenkonstruktion gesorgt, welche sowohl die Aufstandsfläche vergrößerte als auch für eine genügende Steifigkeit in Querrichtung des Hauses garantierte.

Diese Rahmenkonstruktion, in der Form der Ummantelung von Fundamenten und Stützen, reicht bis zu den Balkenunterzügen unter der Kellerdecke. Zwecks besseren Verbunds wurde die Ummantelung an zugänglichen Stellen auch unter den Fundamenten geführt. Sauberkeit wurde mit Sorgfalt eingehalten und moderne Klebstoffe wurden benutzt um die Mantelwirkung leistungsfähiger zu gestalten. Auch moderne Instrumentation kam zur Anwendung, um alten mit frischem Beton über

Stahlbewehrung zuverlässig zu verbinden. In dieser Phase wurden insgesamt 8 Fundamentpaare auf diese Weise unterfangen.

Die Arbeiten dieser Phase dauerten vom 15.11 bis zum 23.12.1977. Unter vollem Bewußtsein der Gefahren dieses Eingriffs wurde täglich im evakuierten Haus in zwei Schichten gearbeitet. Uns erschien wichtig die Sohlpressungen herunterzudrücken, um ein plötzliches Nachgeben des Systems zu unterbinden. Hinsichtlich der Setzungen war uns klar, daß die Lastexzentrizitäten bis zur kritischen Beanspruchung der Tragkonstruktion noch über genügenden Spielraum verfügten.

Während dieser Zeit zeigten die Messungen der Abweichung von der Vertikalen, daß wir in der Beschleunigungsphase arbeiteten und durch den Eingriff nichts tun konnten um diese Beschleunigung einzuschränken. Wie aus der Zeitabweichungslinie auf BILD 5 erkennbar ist, setzte während der Unterfangungsarbeit eine Labilität ein, welche sich in der Kurve mit Bergen und Tälern bemerkbar macht.

Bis zum Abschluß der Unterfangungsphase nahm die Abweichung von der Vertikalen von etwa 19 auf 29 cm zu. Der Unterschied von 10 cm teilt sich in etwa 4 cm vor dem Eingriff und 6 cm während dessen. Die maximale Geschwindigkeit von 0,4 cm/Tag wurde während des Eingriffs registriert.

Nun waren wir nicht nur der laufenden Gefahr sondern auch der Tatsache bewußt, daß durch den Eingriff eine Verhaltensänderung zu erwarten war - wohl zu Gunsten des Wohnhauses - aber nicht einer künftigen Korrektur unbedürftig.

In der Zwischenzeit wurde bekannt, daß nach der schon abgeschlossenen Gerichtsverhandlung die Kosten für die Sanierungsmaßnahmen vom Bauunternehmer getragen werden würden.

Fast sofort nach Beendigung der ersten Unterfangungsphase begannen die Setzungsmessungen mit dem Nivellierinstrument. Bezugspunkte wurden in der Mehrzahl gesichert, um ungewollte Fehler zu vermeiden. In der ersten Zeit wurde jeden zweiten Tag gemessen und die Meßergebnisse wurden mit den Pendelangaben verglichen. Bei einer guten Übereinstimmung mit den Messungen an der Fassade des Hauses zeigte sich bald, daß die Beschleunigungsphase in eine Verzögerungsphase überging. Dies war nicht so früh zu erwarten, da durch die Erweiterung der Aufstandsfläche angenommen wurde, daß sich ein größerer Raum von weichem unvorbelastetem Boden am Setzungsverhalten beteiligen wird.

V. NACHTRÄGLICHE UNTERSUCHUNGEN - SETZUNGSMESSUNGEN

Nachdem wieder tiefer Atem geholt werden konnte, versuchten wir auf die Ursachen und Zusammenhänge näher einzugehen. In der Zwischenzeit lagen auch sämtliche Versuchsergebnisse vor.

Als erstes, wie auf BILD 6 ersichtlich ist, wurden 8 Sondierungen mit dem Künzelstab durchgeführt. Sie sollten Auskunft über die Gleichförmigkeit der Lagerungsdichte unter der Gründungssohle des Wohnhauses geben. Die Ergebnisse zeigten, daß es keinen bemerkenswerten Unterschied zwischen der Lage an der Grenze mit dem Nachbarhaus Nr.98 und der Lage am Fußgängerweg gab.

Die Nachprüfung der Setzungen mit Hilfe der Versuchswerte unter der Voraussetzung, daß unter der Gründung des Wohnhauses dieselben Bodenverhältnisse herrschten wie an den zwei Bohrungsstellen zeigte Setzungsunterschiede auf, deren Größenordnung von maximal 5 cm die festgestellte Neigungsgröße nicht rechtfertigte. Durch diese Nachprüfung könnte unter Umständen die Größenordnung der Gesamtsetzungen bestätigt werden. Pessimistisch beurteilt wurde aber dadurch die Größe der zu erwartenden Setzungen. Wie es sich aber später ergab, deckte sich die tatsächliche Entwicklung nicht mit der vorausgerechneten. Unter Prüfung standen weiter die Zeitfaktoren, wonach die Setzungen in etwa 5 Jahren abklingen

müßten.

Danach wurde angenommen, daß es zur Neigung kam als das Lastsetzungsverhalten zur Kette Lastsetzungszuwachs wechselte. Und es schien dabei zu bleiben, daß mit der durchgeführten Unterfangung dem Wohnhaus ein günstiger Sicherheitsfaktor gegen Grundbruch geboten wurde, denn dadurch erhielt das Wohnhaus eine insgesamt um ca. 46 % vergrößerte Aufstandsfläche, was eine Vergrößerung von ca. 137 % für die überbeanspruchten Fundamente bedeutete. Damit ging in der neugeschaffenen Gründungsfläche die mittlere Sohlpressung auf etwa 10 Mp/m^2 zurück. Diese Größe war für die neugeschaffene Gründungsfläche auf alle Fälle kleiner als die Größe der zulässigen Bodenpressung.

Weil aber die Vorhersage über nachträgliche Setzungen nicht den Erfolg des bisherigen Unternehmens andeutete, warteten wir die Entwicklung ab. Tag für Tag wurden wir Zeugen einer Bremsung der Setzungen unter der unterfangenen Fläche und zugleich einer Lastumlagerung, die eine Änderung des Setzungsverhaltens zur Folge hatte. Auf BILD 5 wird vorgeführt wie die negativen Setzungen S_A und S_G zu positiv wechseln und wie sie schneller zunahm gegenüber den Setzungen S_B bis S_I , um zu einem Maß zu kommen, welches für eine standfestere Lagerung des Wohnhauses garantierte. Man konnte schon erkennen, daß ein Teil der Kippung im Begriff war zurückzugehen. Allerdings war diese Entwicklung nicht gleichmäßig, weil der südöstliche Teil der Konstruktion noch Setzungen aufwies, die allen anderen voreilten. Ein Knick wurde in der Setzungsmulde erkannt während der schon erwähnte Riss im Treppenhaus länger und breiter wurde. Dies deutete auf eine Drillung infolge von unsymmetrischen Verhältnissen hin, und diese Drillung schien in voller Entwicklung zu sein.

Als aber das Sanierungsprogramm zur Behebung dieser neuen Entwicklung im Gange war, trat eine unerwartete Situation auf. Es waren die Erdbeben vom Jahre 1978, deren Entwicklung etwas über einen Monat in Anspruch nahm. Dabei kam es zu einem Hauptstoß von 6,2 Grad der Richterskala und zu mehreren Nebenstößen von über 5 Grad.

Unvorstellbar, welche Folgen diese Erdbeben für das Wohnhaus gehabt hätte, wenn es vor oder während der Unterfangung stattgefunden hätte. Wir wissen aber, daß nach der Durchführung der Unterfangung kein neuer Schaden hinzukam und daß die erweiterte Gründung ein einwandfreies Verhalten gezeigt hat.

An der Zeitabweichungslinie auf BILD 5 wird gezeigt, wie sich während der Stoßzeit die Neigung des Gebäudes an seiner Fassade entwickelte. Nach jedem stärkerem Stoß standen wir vor einer plötzlichen Neigungsänderung. Zugleich stellten wir fest, daß der Grundwasserspiegel um ca. 40 cm gestiegen war. Es dauerte dann einige Tage bis der Grundwasserspiegel zu seiner ursprünglichen Lage zurückkam und ebenso das Wohnhaus zu der vor dem Stoß gemessenen Neigung. Ähnliches Verhalten wurde an allen Meßstellen beobachtet.

VI. ZWEITE UNTERFANGUNGSPHASE

Mit dem Abklingen der Erdbebenstöße wurde die Arbeit für die zweite Unterfangungsphase aufgenommen. Die Erfahrung aus der ersten Phase und das Wissen, wo einzugreifen war, machte die Ausführung des Vorhabens leichter.

Angestrebt wurde eine Sohlpressung von ca. 10 Mp/m^2 auch für die südöstliche Ecke des Grundrisses, so daß an der - jetzt - meistbeanspruchten Stelle der Gründung ein gleichmäßiger Spannungszustand herrscht und entsprechend der Boden entlastet wird.

Einzelheiten dieses Vorhabens werden auf BILD 4 vorgeführt.

VII. VERFOLGEN DER SETZUNGEN BIS ZUM ABKLINGEN

Heute nach 5 Jahren sind wir sicher, daß es der Mühe Wert war, obwohl wir mehr nach Ingenieurgefühl und weniger nach Ingenieurkontrolle arbeiten mußten.

Aus dem Verlauf der Zeitsetzungslinien sind, wie auf BILD 5 gezeigt wird, die Setzungen an jeder Meßstelle zur Ruhe gekommen. Die Kippung als auch die Drillung des Hauses sind natürlich nicht ganz rückgängig geworden, jedoch sind jetzt keine Lastumlagerungen und Verformungen mehr zu befürchten.

Das Wohnhaus stabilisierte sich in einer verwundenen Lage. Es wird erwartet, daß es in dieser Lage ohne weitere Folgen auch alle Zwangsspannungen überstehen wird. Reparaturen an wichtigen Knoten sowie am RiB des Treppenhauses geben heute kein Zeichen für neuen Reparaturbedarf.

Allen pessimistischen Erwartungen entgegen stellten wir an Hand der Zeitsetzungslinien fest, daß sich das Wohnhaus unter seiner erweiterten Gründung nicht mehr als 5 cm gesetzt hat. Man glaubte, daß durch die Erweiterung ein größerer Raum in Anspruch genommen wurde. Dieser schränkte sich jedoch in Wirklichkeit zu einem kleineren Raum ein, dessen Tiefe von einem sehr hoch liegenden Setzungsherd bestimmt zu werden scheint.

Unter dem Gesichtspunkt, daß die Nachbarhäuser nicht an Setzungen leiden oder ihre Setzungen schon abgeklungen sind, dürfte der Setzungsherd nicht tiefer liegen als die nächsttieferen Gründungen, d.h. 2,0 bis 3,5 m unter der Gründungssohle, obwohl darunter und bis zur weniger zusammendrückbaren Schicht eine ca. 4 m mächtige Schicht vorhanden ist, welche nicht weniger zusammendrückbar ist als die darüberliegende.

Dieses Verhalten könnte unseres Erachtens über zwei Versuchsspuren im Labor verfolgt werden. Die erste Spur ist gedacht für die Entlastung des Bodens unter den alten Einzelfundamenten nachdem ein gewisser Konsolidierungsgrad erreicht wurde, während die zweite Spur für die Belastung desselben Bodens unter der Gründungserweiterung gedacht ist. Es wird erwartet, daß der "Kreuzungspunkt" dieser Zusammenhänge die Zusammendrückbarkeit des Bodens für den Belastungsfall nach der Unterfangung über den Versuchsweg bestimmt. Es wird also erwartet, daß über die Versuchstechnik die Abweichung zwischen gemessenen und vorausberechneten Setzungen geklärt wird.

In diesem Zusammenhang scheint noch interessant zu sein, wie sich die Setzungen an der Grenze mit dem Nachbarhaus entwickelt haben. Der triviale Fall, daß während der Gründungskonstruktion die Fundamente unseres Hauses in Berührung mit der steifen Kellerwand des Nachbarhauses gegossen wurden und anschließend, nach Überwindung des Reibungswiderstandes, der Weg für Setzungen frei gegeben wurde, ließ zu einer plausiblen Erklärung für die seitliche Abweichung und für die Verwindung des Hauses kommen. Wir wissen aber, daß am Nachbarhaus nichts von seitlicher Beanspruchung bemerkt wurde. Noch war es möglich während der zweiten Unterfangungsphase irgendeine Spur von Reibung unserer Fundamente auf der seitlichen Wand des Nachbarhauses wahrzunehmen. Außerdem müßte - aufgrund des bekannten Setzungsverhaltens bevor die erste Unterfangung zur Ausführung kam - eine Änderung der Kipprichtung und das "Aufhängen" unseres Wohnhauses auf dem Nachbarhaus bald zu erwarten sein.

Nachdem nun der triviale Fall nicht real zu sein scheint, die Setzungen abgeklungen sind, indem beim Nachbarhaus ihre Größenordnung die 5 cm nicht überstieg und unser Haus nicht mehr gegen das Nachbarhaus kippte, wird angenommen, daß das bisherige Setzungsverhalten unseres Hauses nur auf den erwähnten Übergang zum Lastsetzungszuwachs zurückzuführen ist. Dieser Prozeß konnte durch die Unterfangungen gestoppt werden. Er wurde sogar zum Teil rückgängig.

VIII. SCHLUSSBEMERKUNG

Mit dem vorgeführten Fall wurde der nicht planmäßige Weg der Sanierung einer Gründung beschrieben. Fehler in der Gründungskonstruktion lassen sich nicht sofort erkennen. Dies führt zwangsläufig zu Vermutungen und zu Eingriffen, die manchmal zu Fehlschlägen führen. Die Eingriffe in Gründungen sind meistens mit hohen Kosten verbunden und je nach begangenen Fehler ebenso mit einem entsprechenden Risiko.

Die Erfahrung aus dem vorliegenden Fall zeigt, daß ein Vorgehen step by step, wenn Zeit für Beobachtungen und Kritik vorgesehen wird, zu einem brauchbaren Ergebnis führen kann.

Es scheint noch sinnvoll zu sein, die vorliegende Arbeit mit der Rekonstruktion der Fehlerkette zu vervollständigen, wie sie beim Gerichtsprozess geklärt wurde. Der Bodenaushub an der Baustelle und die Entfernung der entsprechenden Ausrüstung waren abgeschlossen. Später, als der Bauunternehmer im Laufe der Gründungsausführung im Begriff war die Fundamente 40 bis 46 zu konstruieren, kam es zu einer Bodenrutschung an der Geländestufe Fußgängerweg-Gründungssohle, derenhalber er die Hälfte des Volumens dieser Fundamente konstruierte. Die Bauaufsicht kam per Zufall nicht an diesem Tag zur Baustelle. Es blieb also Zeit, die so leichtsinnig falsch konstruierten Fundamente mit Boden zu decken.

Hinzu kam noch die Entfernung der 4 Stützenfundamente. Dies belastet den Architekten, der in diesem Fall auf eigene Faust handelte. Er ordnete wohl das Umbemessen der Nachbarstützen an, wußte aber nichts von dem schon begangenen Fehler. Der Statiker, der ebensowenig informiert wurde nahm an, daß durch die Umbemessung der Stützen und durch eine konstruktive Verbindung der Fundamente, welche niemals zur Ausführung kam, genug getan sei.

Zum Glück sind solche Fehler und daraus entstehende Komplikationen sehr selten. "Erzwungene" Fehler sind jedoch in Griechenland üblich. Es geht meistens um Gründungsänderungen, die im letzten Moment entschieden werden, nachdem beim Aushub antike Funde gemacht wurden, welche nicht transportiert werden dürfen, aber nach Gesetz erhalten werden und noch begehbar sein müssen.

IX. ZUSAMMENFASSUNG

Ein sechsstöckiges Apartmenthaus, dessen Tragkonstruktion aus Stahlbeton besteht, kam auf einem setzungsempfindlichen Boden zu stehen.

Einer Reihe von Fehlern zufolge, welche während der Gründungskonstruktion begangen wurden, stellte sich dieses Haus schief. Die Setzungen kamen ca. 2 Jahre nach Baubeginn in eine Beschleunigungsphase. Die Schiefstellung wird auf den Übergang des Lastsetzungsspiels zur Kette Lastsetzungszuwachs zurückgeführt.

Es wurde versucht über eine Flächenunterfangung in zwei Konstruktionsphasen den Lastsetzungszuwachs zu unterbrechen, wobei dadurch auch eine größere Standsicherheit angestrebt wurde.

Nachträgliche Messungen 5 Jahre nach der Ausführung der Unterfangung zeigen, daß das Lastsetzungsspiel zu Ende gekommen ist und daß ein Teil der Schiefstellung rückgängig wurde.

Die für das unterfangene Haus vorausberechneten Setzungen und Schiefstellungen sind größer als die gemessenen. Diese Abweichung wird auf einen hochliegenden Setzungsherd zurückgeführt.

LITERATUR

1. DIN 4123 Gebäudesicherung im Bereich von Ausschachtungen Gründungen und Unterfangungen
2. Amman, P., Breth, H. Über die Setzungen von Hochhäusern und die Biegebeanspruchung von Gründungsplatten - Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau, TH Darmstadt, Heft 19, 1977
3. Johnson, S.M. Deterioration, maintenance and repair of structures - Mc Graw Hill Book Co 1965
4. Rybicki, R. Schäden und Mängel an Baukonstruktionen - Werner Verlag, Düsseldorf, 1972
5. Tassios, T.P. Column beam joints failed under seismic loading repaired and rested under seismic loading - 6th W.C.E.E., N. Delhi, 1977
6. Resins and concrete Symposium University of Newcastle Upon Tyne, England, 1973

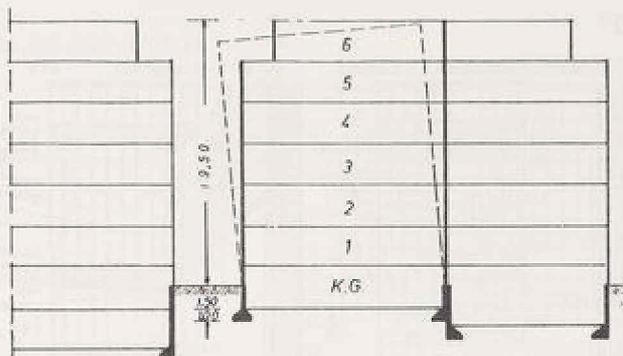
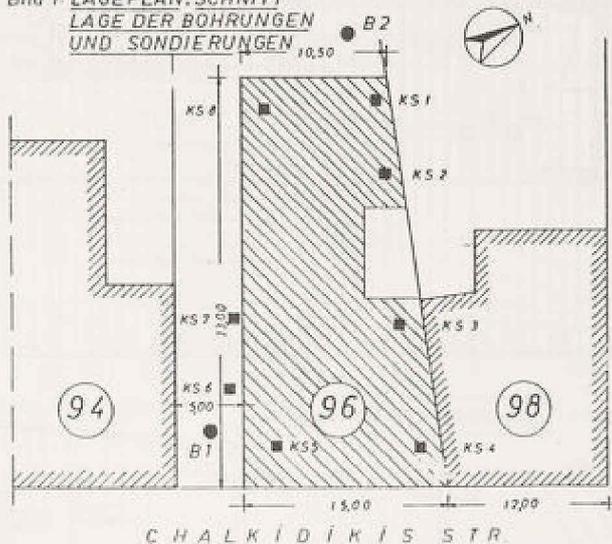


Bild 1: LAGEPLAN, SCHNITT
LAGE DER BOHRUNGEN
UND SONDIERUNGEN



Apartment-haus in Thessaloniki - Chalkidiki Str. 96

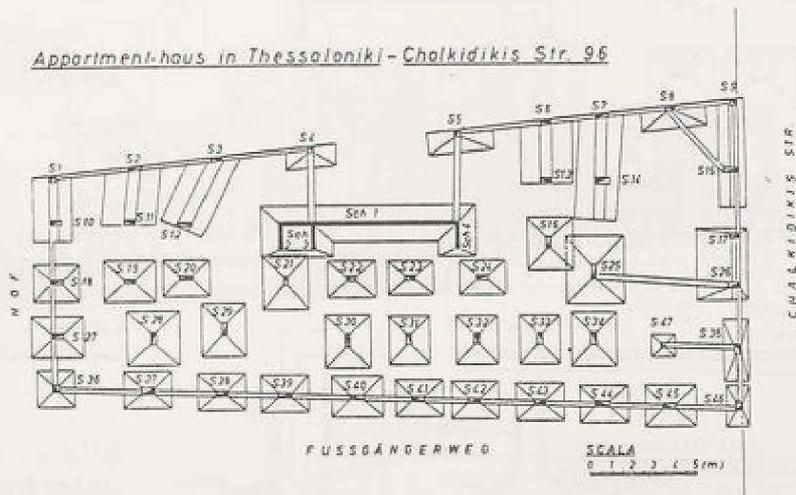
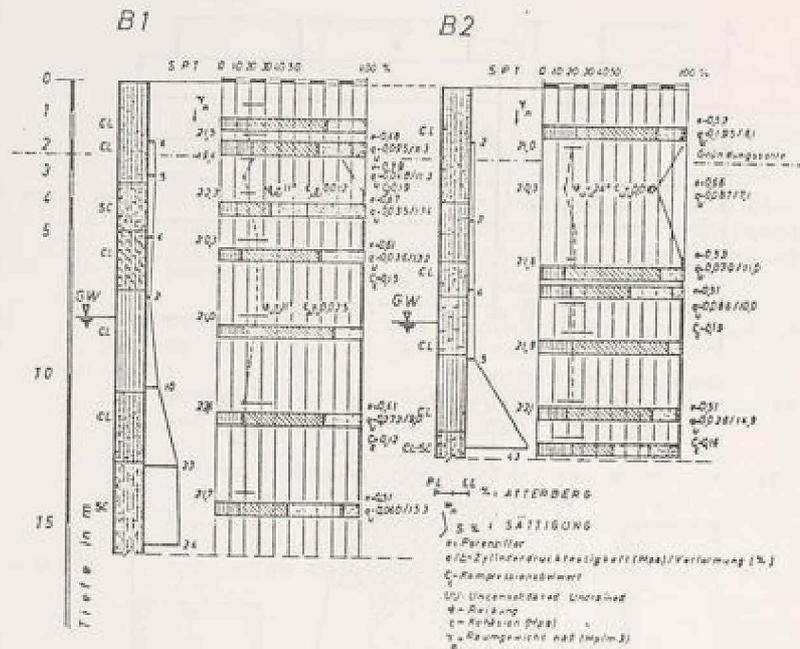


Bild 2: Ursprünglicher Gründungsentwurf

Bild 3: ERGEBNISSE DER BODENUNTERSUCHUNG



Apartment-haus in Thessaloniki - Chalkidikis Str. 96

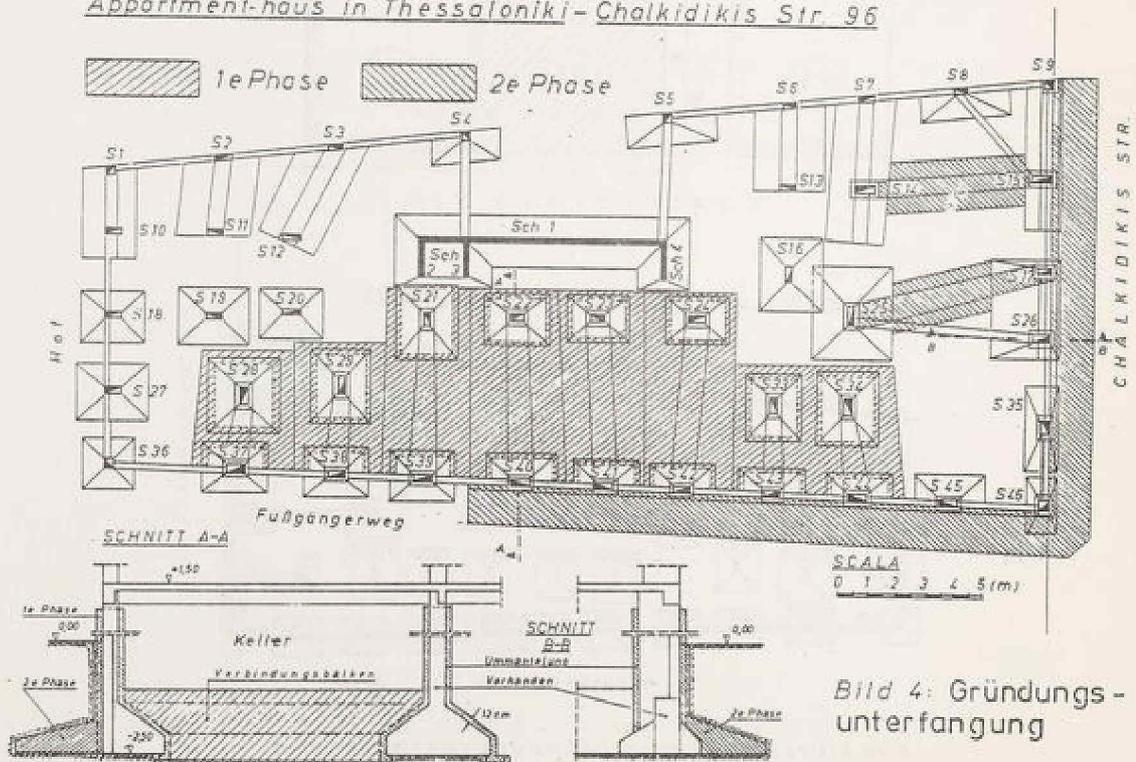


Bild 4: Gründungsunterfangung

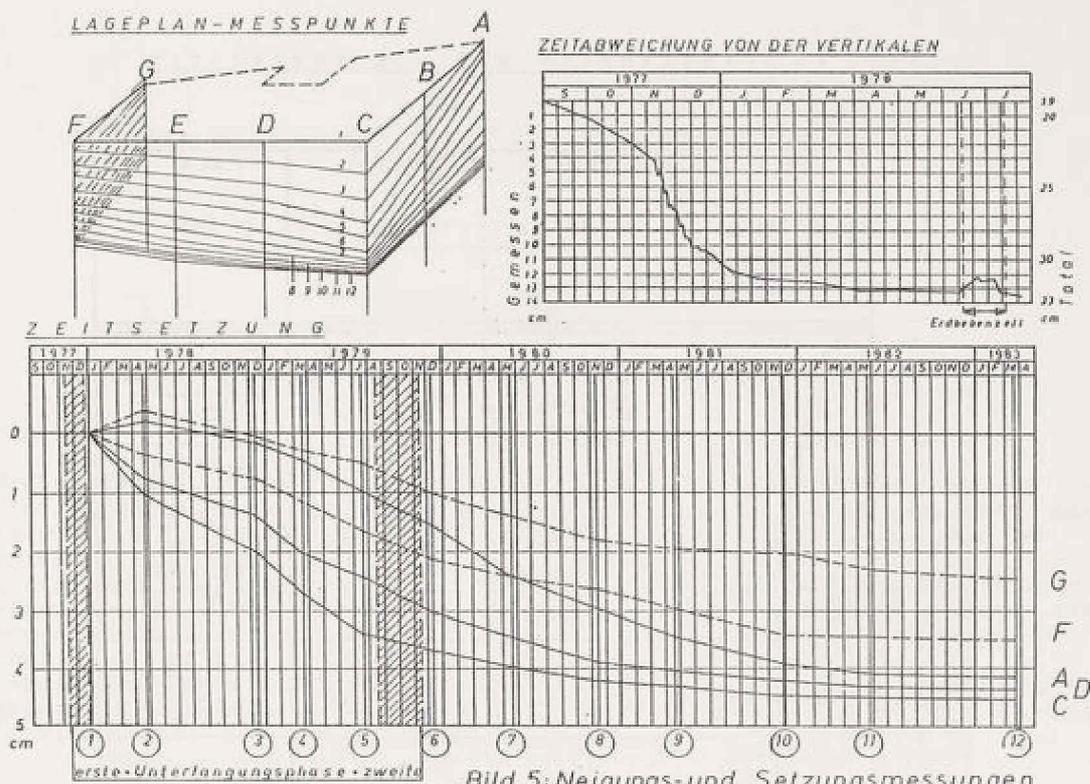
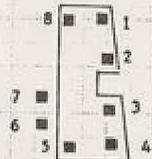
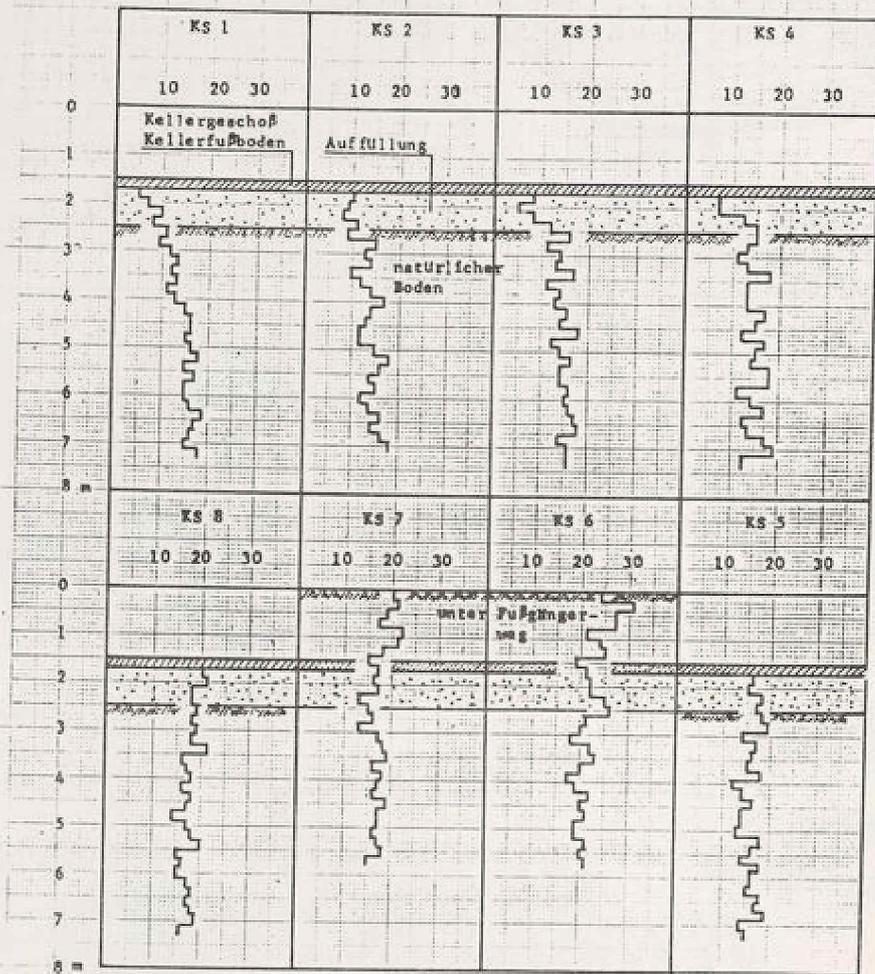


Bild 5: Neigungs- und Setzungsmessungen

Bild 6: SONDIERUNGEN MIT DEM KUNZELSTAB



Lage der Sondierungen

"DIE BAUGRUBE FÜR DEN NEUBAU DES ERWEITERUNGSGEBÄUDES
ZAHNÄRZTEHAUS IN MÜNSTER"

Dr.- Ing. Reinhard Wolff
STRABAG BAU-AG, Köln

1) Einleitung

Im Herbst 1982 wurde die Zweigniederlassung Münster der Strabag Bau-AG von dem Versorgungswerk der Zahnärztekammer Westfalen-Lippe beauftragt, die Baugrube und den Rohbau für die Erweiterung des Zahnärztehauses in Münster zu erstellen.

Nach dem Entwurf der Architekten H.U. Roesler und G. Altstetter, Münster, entstand der Neubau des Erweiterungsgebäudes. In diesem Gebäude gibt es zwei Untergeschosse, die als Tiefgarage genutzt werden, Erdgeschoß und zwei Obergeschosse.

Die Abmessungen der Untergeschosse betragen 34 x 60 m. Die erforderlichen Baugrunduntersuchungen wurden vom Erdbaulaboratorium Essen Prof. Dr.-Ing. J. Schmidbauer Nachf. durchgeführt.

2) Problemstellung

Für die Erstellung der beiden Untergeschosse war es notwendig, einen durch Verpressanker gestützten Baugrubenverbau zu erstellen. Da das Grundstück nicht wesentlich größer als die Abmessungen der Untergeschosse war, mußte aus Platzgründen der Verbau in den später zu errichtenden Neubau einbezogen werden.

Weiterhin durfte wegen der Gefahr von Setzungen für die vorhandene Nachbarbebauung und wegen der Schonung des Grundwasserhaushaltes keine Grundwasserabsenkung vorgenommen werden.

Es kamen daher als Baugrubenverbau nur die in Bild 3 aufgezeigten Verbaumaßnahmen in Frage, die nicht nur die vorher genannten Randbedingungen erfüllten, sondern auch durch Einbeziehung der Verbauwand in das spätere Gebäude eine äußerst wirtschaftliche Bauweise darstellten.

Vorschlag a) war eine konventionelle Schlitzwand, bei der über Nischen die Deckenlasten in den Untergrund abgeleitet werden. Nachteil der Schlitzwand ist, daß die Schlitzwandlamellenfugen austrocknen können und später zu Durchfeuchtungen führen können. Aus diesem Grunde wurde der Vorschlag b) entwickelt, der nur in dem Bereich der Lamellenfugen und den Ansichtsflächen Fertigteillemente vorsah.

Die Fertigteile in den Lamellenfugen waren mit Verpresskanälen ausgestattet, um eventuell undichte Fugen planmäßig verpressen zu können.

Der wirtschaftlichste Vorschlag war jedoch der Vorschlag c), bei dem eine Spundwand in einen Schlitz eingehängt wurde.

3) Baugrund

Der Baugrund in dem Bereich des Neubaus ist für Münster typisch. Danach steht ab Geländeoberkante (ca. + 59 m ü NN) zunächst eine Anschüttung, die zum Teil aus Schotter, Bauschutt oder Mutterboden besteht, an. Darunter folgen in Wechsellagerung Fein- bis Mittelsande und sandige Schluffe, die teilweise organisch sind. Die einzelnen Sand- und Schluffschichten wechseln in ihrer Höhenlage und Mächtigkeit sehr stark, so daß kein einheitlicher Schichtaufbau angegeben werden kann. Ab einer Tiefe von ca. 8,0 m unter Gelände beginnt der Mergel, der in seiner oberen Zone verwittert ist und eine halb feste bis feste Konsistenz aufweist.

Mit zunehmender Tiefe wird der Mergel fester und geht in eine gesteinharte Zustandsform über. Die Verwitterungszone ist etwa 0,5 bis 1,0 m dick.

Das Grundwasser ist nicht stahlangreifend. Aufgrund eines erhöhten Sulfatgehaltes jedoch als schwach betonangreifend einzustufen.

Der maximal mögliche Grundwasserstand liegt bei + 56,80 m ü. NN.

Der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert des verwitterten Mergels wurde aufgrund eines Pumpversuchs zu $K = 5$ bis 15×10^{-6} m/sec ermittelt.

4) Baugrubenherstellung

Entscheidend für eine einwandfreie und wirtschaftliche Herstellung des Baugrubenverbaus ist das Bauverfahren, mit dem die Spundwand in den Boden eingebracht wird. Das Eindringen der Spundwand, das bisher in Münster mit gutem Erfolg angewandt wurde, schied hier aus technischen und wirtschaftlichen Gründen aus.

Um jedoch eine mindestens freie Auflagerung der Spundwand im Mergel zu gewährleisten, war eine Einbindung von mindestens 2,30 m im Mergel erforderlich. Auf Grund der Ergebnisse der Rammsondierungen mit der schweren Rammsonde, die Werte von 100 Schlag pro 10 cm Eindringtiefe aufzeigte, war o. g. Einbindetiefe nicht durch Eindringen zu erreichen. Der Einbau einer 2. oder 3. Ankerlage unterhalb des Grundwasserspiegels wäre zu teuer geworden.

Eine weitere Möglichkeit wäre es gewesen, die Baugrubenwand im unteren Teil nach innen auszusteiern, wobei zunächst vor der Spundwand eine Böschung verbleibt, die Sohle im Mittelteil erstellt wird und die Aussteifung dann gegen die Sohle erfolgte. Diese Möglichkeit ergab aber keinen wirtschaftlichen Bauablauf.

Der Bauherr entschloß sich daher, den Sondervorschlag der Strabag Bau-AG anzunehmen, die Spundwand in einen vorher mit einem Schlitzwandgreifer ausgehobenen Schlitz einzuhängen.

Der Schlitz wurde, wie beim Schlitzwandverfahren üblich, oben durch Leitwände gesichert und mit einem neuen von der Tochterfirma der Strabag Bau-AG, der Fa. Schafir + Mast, entwickelten Schlitzwandgreifer von 9 t Eigengewicht aus gehoben. Die Herstellung des Schlitzes im Bereich des gesteinharten Mergels ergab keine Probleme. Der Vorteil des neuen Greifers lag in seinem hohen Eigengewicht, das durch die achtfache Scherung des Flaschenzuges am Greifer beim Aushub nahezu ohne Abminderung voll auf den Zähnen ruhte und dem Greifer somit eine hohe Reißkraft verlieh.

Die Stützflüssigkeit im Schlitz war ein Bentonit-Zement-Gemisch (50 kg/cbm Bentonit und 175 kg/cbm HOZ), das nach dem Einhängen der Spundwände erhärtete und für einen guten Verbund zwischen Spundwand und Erdreich sorgte.

Der Verbund zwischen Erdreich und Spundwand war erforderlich, da für die Einhaltung der Auftriebssicherheit eine Mantelreibung von mindestens 15 kN/qm erforderlich war. Die Auszugversuche ergaben nach einem Prüflast von 34 Tagen eine Grenzschubspannung von über 100 kN/qm. Die Spundwand war einfach verankert. Die Anker wurden im Mergel verankert und mit einer Prüflast von ca. 900 kN ohne Probleme belastet. Die Gebrauchslast betrug ca. 600 kN.

Die Spundwandschlösser wurden später im Bereich des drückenden Grundwassers wasserdicht verschweißt.

5) Stahlbetonsohle

Die Stahlbetonsohle wurde aus wasserundurchlässigem Beton hergestellt und übernahm somit auch die Funktion der Abdichtung gegen drückendes Wasser. Die Arbeitsfugen wurden durch Einlegen von Fugenbändern abgedichtet. Die Abdichtung des Anschlusses der Stahlbetonsohle an die Spundwand wurde durch ein in die Spundwandtäler eingeschweißtes Blech erreicht. Dieses Blech bindete gleichzeitig in die Stahlbetonsohle ein. Als zusätzliche Sicherheit wurde an diesem Blech ein Injektionsschlauch befestigt, der später bei Undichtigkeiten planmäßig verpresst werden kann. Somit können Umläufigkeiten von Wasser um das Blech verhindert werden.

6) Zusammenfassung

Bei drückendem Grundwasser und einem hohen Ausnutzungsgrad der Grundstückfläche ist es sinnvoll, den Baugrubenverbau in das später zu errichtende Bauwerk einzubeziehen. Hierzu eignen sich Schlitzwände oder in Schlitz e eingehängte Spundwände. Besonders zu beachten ist hierbei, daß im Brandfall die Spundwände nicht durch Normalkräfte infolge der Deckenlasten belastet werden. Die Deckenlasten sollten hierbei durch vorgesezte Stahlbetonstützen entlastet werden. Weiterhin zeigt sich, daß durch eine Weiterentwicklung der Schlitzwandgreifer auch mehrere Meter tiefe Schlitz im gesteinsharten Mergel ohne Probleme ausgehoben werden können.

Bildverzeichnis

- Bild 1 Bohrprofil und Sondierdiagramm
- Bild 2 Ermittlung der Wasserdurchlässigkeit des verwitterten Mergels
- Bild 3 Verschiedene Möglichkeiten des Baugrubenverbaus unter Einbeziehung der Baugrubenwand als endgültige Bauwerksaußenwand
- Bild 4 Herstellung des Schlitzes
- Bild 5 Anschluß der Stahlbetonsohle an die Spundwand
- Bild 6 Ergebnis der Auszugversuche und Festigkeitsentwicklung

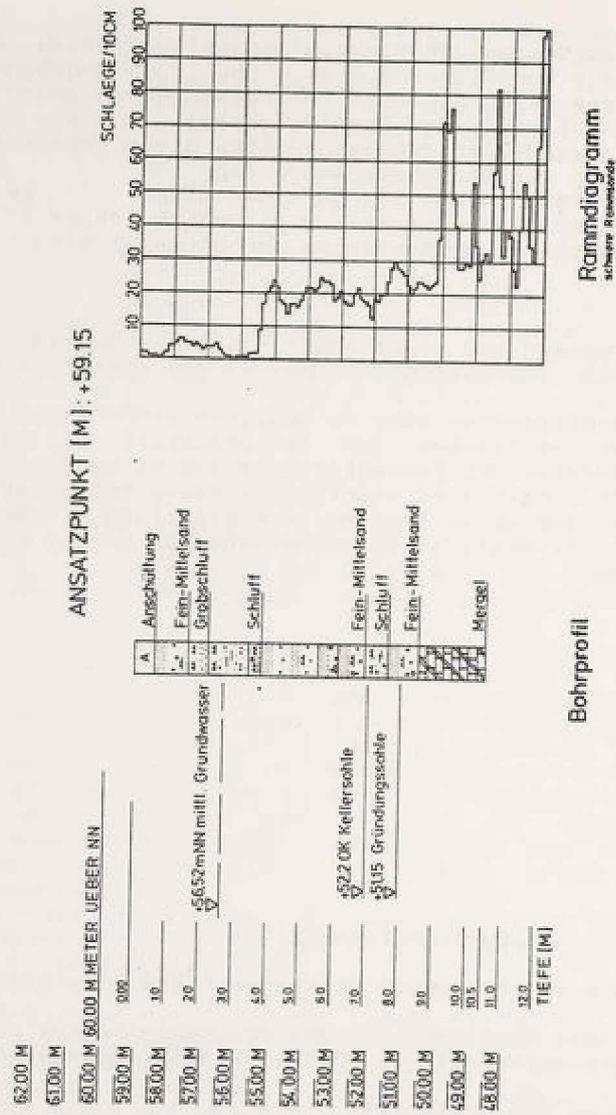


Bild 1 : Bohrprofil und Rammdiagramm

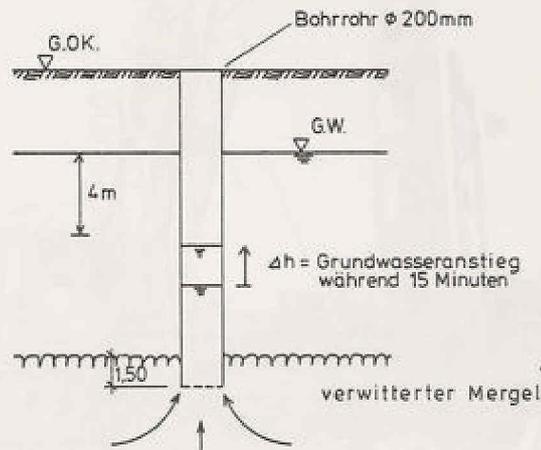


Bild 2 : Ermittlung der Wasserdurchlässigkeit des verwitterten Mergels

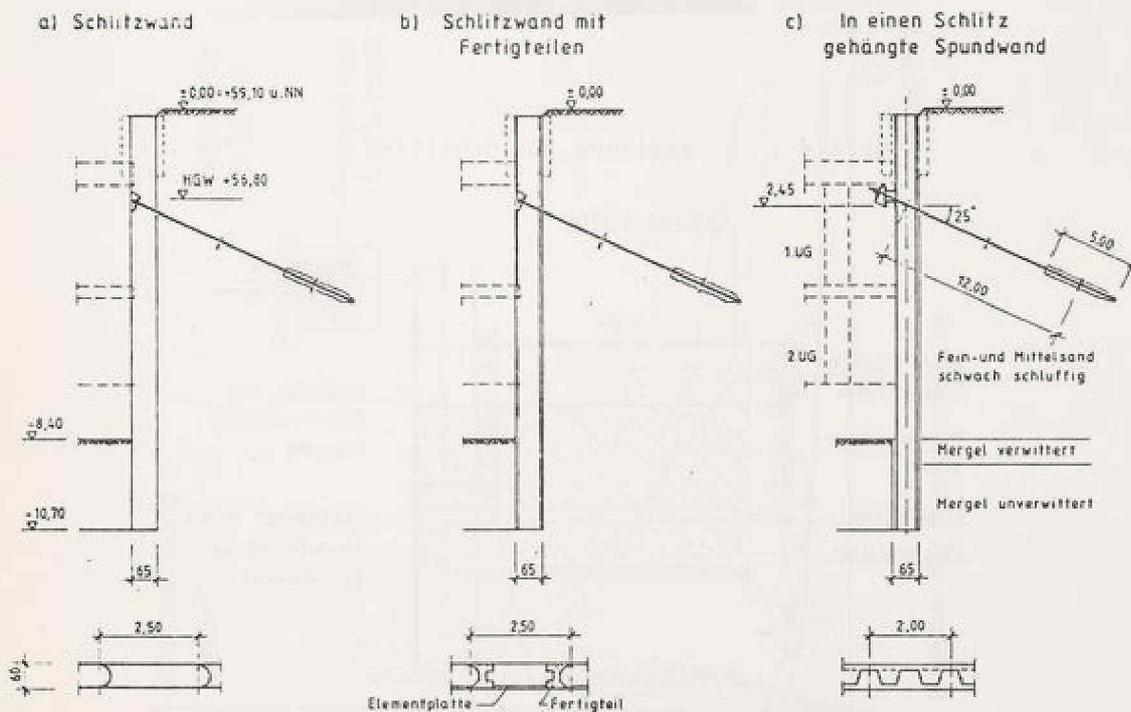


Bild 3 : Verschiedene Möglichkeiten des Baugrubenverbaues unter Einbeziehung der Baugrubenwand als endgültige Bauwerksaußenwand



Bild 4 : Herstellung des Schlitzes

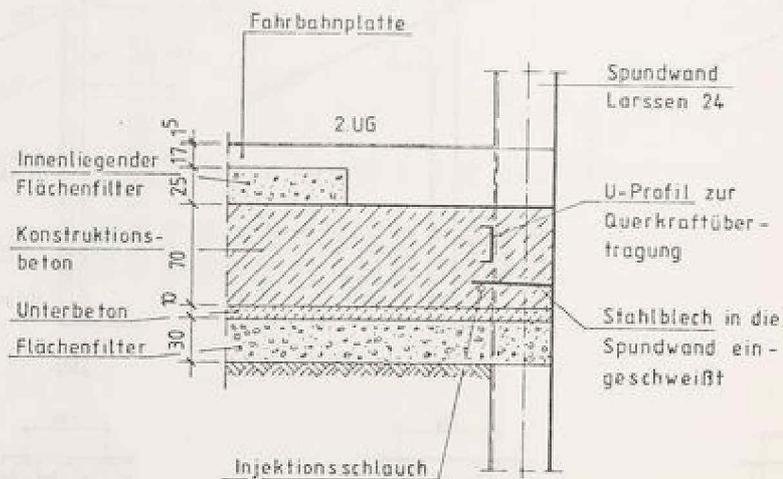


Bild 5 : Anschluß der Stahlbetonsohle an die Spundwand

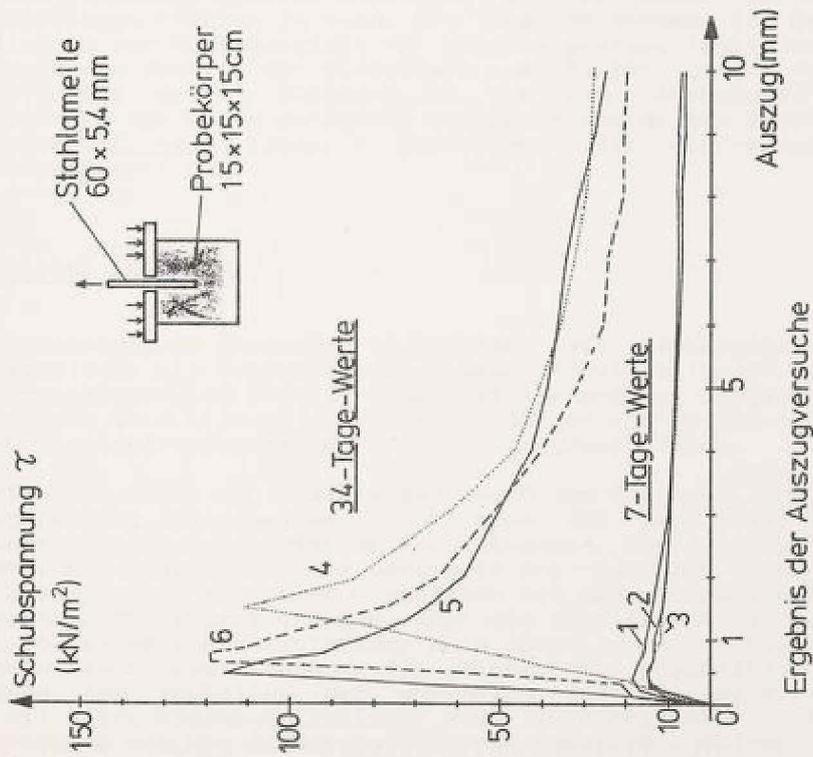
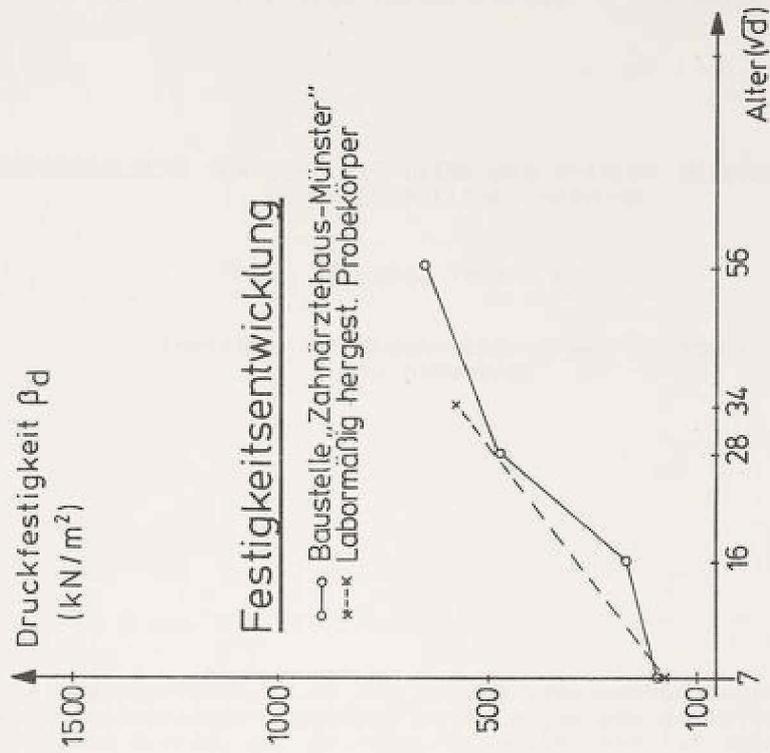


Bild 6 : Ergebnis der Auszugversuche und Festigkeitsentwicklung

Beiträge zu Staudambau und Bodenmechanik - Festschrift zum 70. Geburtstag von
o. Prof. em. Dr.-Ing. Herbert Breth - Darmstadt 1983

KLEINMASSTÄBLICHE VERSUCHE MIT BIEGSAMEN PFÄHLEN IM SAND, BEANSPRUCHT
DURCH SCHWELLENDEN NEIGUNG

Prof. Dr.-Ing. Thomas Dietrich

Institut für Bodenmechanik und Grundbau
TH DARMSTADT

VORWORT

Experimentelle Bodenmechanik, d.h. die Lösung bodenmechanischer Randwertprobleme mit Hilfe von Modellversuchen, gehörte seit langem zum gewählten Aufgabengebiet des Jubilars, Herrn o. Prof. em. Dr.-Ing. H. Breth. Sie ist auch das Thema dieser Abhandlung über kleinmaßstäbliche Versuche mit biegsamen durch schwelkende Neigung beanspruchten Pfählen im Sand. Die Versuche wurden in Berlin, in der Fachgruppe Tiefbau der Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM) durchgeführt. Sie wurden gefördert vom Senator für Wirtschaft von Berlin unter dem Kennzeichen ERP 2411. Ich danke meinen Kollegen in der BAM, insbesondere Herrn Dr.-Ing. U. Holzlöhner, für viele anregende Gespräche und meinen Technikern, insbesondere Herrn staatl. gepr. Techn. P. Wassermann, für die sorgfältige Durchführung der Versuche.

1. DIE PRAKTISCHE AUFGABE

Pfähle finden mannigfache Anwendung im Bauwesen als Einzelpfähle oder Pfahlgruppen. Meist bilden sie Subsysteme komplexer Konstruktionen wie Kaianlagen, Brücken oder Hochhäuser. Im Zuge der Rationalisierung des Baugeschehens ist es erforderlich, auch beim Entwurf von Pfahlgründungen von Erfahrungsregeln zu wissenschaftlich fundierten Bemessungsverfahren fortzuschreiten.

Ein Pfahl ist meist nicht nur unmittelbar durch den Baugrund gestützt, sondern auch noch anderweitig festgehalten. Ferner kann die den Pfahl beanspruchende Kraftgröße oder Verschiebungsgröße an verschiedenen Stellen des Pfahles eingepreßt werden. Ein Pfahl, auf eine bestimmte Art gestützt und auf eine bestimmte Art beansprucht, wird hier - zusammen mit dem stützenden Baugrund - als System betrachtet. Die Untersuchungen, über die hier berichtet wird, betreffen Systeme, die in einem wohldefinierten, noch näher zu erläuternden Sinne einfach sind. Im Rahmen eines vom Senator für Wirtschaft unterstützten Forschungsvorhabens wurde das Verhalten der erwähnten Systeme unter zyklischer Beanspruchung mit Hilfe kleinmaßstäblicher Modellversuche untersucht. Das Ziel des Forschungsvorhabens war die Bereitstellung von Faktoren, welche es gestatten, den Einfluß der Zyklenzahl beim Entwurf entsprechender Bauwerke in einfacher Weise zu berücksichtigen.

2. PROBLEMLÖSUNG

2.1 ANALYTISCHE METHODE ODER EXPERIMENTELLE METHODE ALS TEIL DER NATURWISSENSCHAFTLICHEN METHODE

Ingenieurwissenschaft und Naturwissenschaft unterscheiden sich in ihren Aufgabenstellungen. Die Aufgaben der ersteren stellt - wie auch im vorliegenden Falle - die Praxis. Ingenieurwissenschaft und Naturwissenschaft gleichen sich in der Methode der Problemlösung. Beide benutzen sie die von G. GALILEI (1638) geschaffene naturwissenschaftliche Methode. Diese läßt sich in vier Schritte einteilen (LINDSAY/MARGENAU, 1957):

- I) Die Beobachtung gewisser Phänomene führt zu Hypothesen über Beziehungen, die in einem Teil der Natur bestehen und die dort beobachteten Phänomene regieren.
- II) Die Umsetzung der hypothetischen Beziehungen in mathematische Formeln liefert ein mathematisches Modell des betrachteten Naturausschnittes.
- III) Mit Hilfe des mathematischen Modells werden Prognosen über bis jetzt unbekannte Phänomene aufgestellt.
- IV) Die Prognosen werden überprüft durch Vergleich mit den wirklichen Phänomenen. Die Differenz zwischen Wirklichkeit und Prognose gibt Anlaß zur Verbesserung der ursprünglichen Hypothesen und zur Wiederholung der Schritte II, III und IV.

In moderner Terminologie bewirkt Schritt II eine Abbildung des betrachteten Naturausschnittes in mathematische Objekte, nämlich in die Mengen jener Wertetupel, welche die hypothetischen Beziehungen erfüllen. Die Elemente der Wertetupel sind hier die Werte mechanischer Größen wie Orts- und Zeitkoordinaten, Spannungen und Verzerrungen usw. Der in Schritt IV vorgesehene Vergleich bewirkt ebenfalls eine Abbildung und zwar hier der mechanischen Begriffe auf Messungen und Beobachtungen, die an dem interessierenden Naturausschnitt vorzunehmen sind. Wenn die Abbildungsfunktion des Schrittes II treffend gewählt wurde, stellt die Abbildungsfunktion des Schrittes IV ihre Umkehrfunktion dar. M.a.W.: Wenn das mathematische Modell treffend gewählt wurde, treffen die Prognosen zu.

In der Physik unterscheidet man Experimentalphysik und theoretische Physik. (TERZAGHI (1942) prägte den Begriff "theoretische Bodenmechanik", das Wort "Experimentalbodenmechanik" ist jedoch nicht gebräuchlich.) Die Schritte I und IV kennzeichnen die Tätigkeit des Experimentalphysikers. Schritt II ist eine gemeinsame Unternehmung von Experimental- und theoretischer Physik. Schritt III liegt ganz in der Domäne der theoretischen Physik. Hier findet die Anwendung der Mathematik statt. Wenn es sich um Kontinuumsphysik handelt (speziell wie hier um Kontinuumsmechanik) besteht das mathematische Modell aus Aussagen über Beziehungen an einem Raumelement oder einem materiellen Teilchen und aus Randbedingungen. Es hat die Form eines Systems von Differentialgleichungen. Die Prognose neuer Phänomene (Schritt III) ergibt sich dann im Prinzip durch Integration der Differentialgleichungen über Raum und Zeit, oder - wie man auch sagt - durch Lösung eines Randwertproblems. Um die Prognose tatsächlich zu erhalten, benutzt man, je nach Lage der Dinge, verschiedene Methoden. Hauptsächlich handelt es sich um drei Methoden:

DIE ANALYTISCHE METHODE Ursprünglich versteht man darunter die Anwendung der Infinitesimalrechnung und später die Anwendung jeder Art von symbolischen Operationen, d.h. logischen und mathematischen Umformungen (Beispiel: Dimensionsanalyse). Neben der Ermittlung der Lösung des Rand-

wertproblems gehören in die Domäne der analytischen Methode auch Untersuchungen über Existenz und Eindeutigkeit der Lösung und somit die Prognose von Instabilitäten.

DIE NUMERISCHE METHODE Das Differentialgleichungssystem wird nach der Methode der Finiten Elemente oder einem anderen numerischen Verfahren durch Gleichungen für die Inkremente ersetzt. Mittels eines geeigneten Algorithmus werden die gesuchten Funktionen punktweise ermittelt. Instabile Erscheinungen, oft von großer Bedeutung, lassen sich mit Hilfe der numerischen Methode und ebenso mit der folgenden Methode nur schwer erkennen.

DIE EXPERIMENTELLE METHODE Man kennt ein physikalisches System, das den Beziehungen des mathematischen Modells gehorcht * und deshalb "physikalisches Modell" des interessierenden Naturausschnittes genannt wird. Durch Änderung der Randbedingungen des physikalischen Modells führt man jene Zustände und Prozesse (d.h. Folgen von Zuständen) herbei, die den Inhalt der Prognosen ausmachen. Insbesondere bestimmt man so die in den Differentialgleichungen auftretenden unbekannt Funktionen. Im Gegensatz zur numerischen Methode erhält man die Funktionen nicht punktweise, sondern man erhält in jedem Augenblick das ganze Feld der Funktionswerte (tatsächlich läßt sich dieser Vorteil aber nicht voll nützen, weil man die Feldgrößen gewöhnlich nur in einigen Punkten messen kann *). Manchmal wird der interessierende Naturausschnitt selbst als physikalisches Modell benutzt. Die implizierte Abbildungsfunktion und somit das implizierte mathematische Modell äußert sich dann in der Wahl der zu messenden und zu steuernden Größen. Die Anwendung eines physikalischen Modells in der beschriebenen Weise wird als experimentelle Methode bezeichnet.

Die Überprüfung der Prognosen (Schritt IV) kann - je nach den Umständen - auf verschiedene Weisen erfolgen:

- man sucht die vorausgesagten Phänomene in der Natur (z.B. die Spuren eiszeitlicher Vorbelastung im mechanischen Verhalten bindiger Böden)
- man wartet sie ab (z.B. die Setzung eines Dammes)
- man führt sie herbei im Experiment (wie z.B. in Kap. 2.6 beschrieben).

Die Experimente am interessierenden Naturausschnitt zur Überprüfung der Prognosen darf man nicht verwechseln mit den Experimenten am physikalischen Modell, die der Gewinnung von Prognosen dienen. Mit Rücksicht auf die Rolle des physikalischen Modells im Rahmen der naturwissenschaftlichen Methode kann man es auch Analogrechner nennen.

In den Ingenieurwissenschaften handelt es sich oft darum, Prognosen für einen Naturausschnitt aufzustellen, der einer Klasse angehört, für die schon ein befriedigendes mathematisches Modell vorliegt. Auf eine Überprüfung des Modells wird dann verzichtet. Eine Aufgabe dieser Art liegt vor, wenn Spannungs- und Verschiebungszustände der Tragwerke in der Baustatik oder des elastischen Halbraumes in der Bodenmechanik ermittelt werden sollen. Zur Lösung solcher Aufgaben werden alle drei Methoden, die analytische, die numerische und die experimentelle Methode verwendet, letztere insbesondere in der Form von Modellversuchen. Manchmal muß dann der Einfluß des Modellmaßstabes berücksichtigt werden. Diese Feststellung bedeutet, daß in solchen Fällen das im Modellversuch untersuchte System kein physikalisches Modell des interessierenden Naturausschnittes ist.

*) in dieser vereinfachten Ausdrucksweise wird der Übergang von den Gedanken-
dingen der Mathematik zu dem realen Ding "physikalisches Modell", also die
Umkehrung der zum mathematischen Modell des interessierenden Naturausschnittes
führenden Abbildung, wie üblich unterschlagen (SYNGE, 1960).

Die Versuche, über die im folgenden berichtet wird, dienten sowohl der Prüfung von Prognosen (Schritt IV) die mittels der analytischen Methode erhalten worden waren, als auch der Erstellung von Prognosen mittels der experimentellen Methode (Schritt III). Die Versuche dienten m.a.W. sowohl der Überprüfung wie der Anwendung eines bestimmten mathematischen Modells des interessierenden Naturausschnittes.

2.2 DAS MATHEMATISCHE MODELL

Bei dem abzubildenden Naturausschnitt handelt es sich um einen biegsamen Pfahl im Sand (Bild 2.2/1), dessen oberem Ende eine Beanspruchung eingeprägt wird. Die Erfahrung zeigt, daß das mechanische Verhalten solcher Systeme nicht regellos sondern gesetzmäßig ist. Gesetzmäßigkeiten entsprechen Beziehungen, die zwischen den Größen und Eigenschaften herrschen, mit deren Hilfe wir das System und sein Verhalten beschreiben. Diese Beziehungen lassen sich einteilen in

- Stoffgesetze
- Randbedingungen und
- besondere kinematische Beziehungen.

Dazu kommen

- die allgemeinen Prinzipien der Mechanik.

Über die drei ersten Arten von Beziehungen wurden Hypothesen aufgestellt. Die Prinzipien der Mechanik können hier als Naturgesetze betrachtet werden, die nicht mehr hypothetisch sind und keiner Prüfung bedürfen.

Die mathematisierten Hypothesen bilden zusammen mit den mechanischen Prinzipien das mathematische Modell des betrachteten Naturausschnitts.

In folgender Liste sind die hypothetischen und naturgesetzlichen Beziehungen in Worten wiedergegeben. Die entsprechenden Formeln findet man in den einschlägigen Lehrbüchern und angegebenen Aufsätzen.

Stoffgesetze

- H1) Der biegsame Pfahl wird abgebildet auf einen hyperelastischen (d.h. die gesamte Formänderungsenergie speichernden) Balken.
- H2) Der aus Sand bestehende Baugrund wird abgebildet auf einen psammischen Halbraum, das ist eine kontinuumsmechanische Repräsentation eines Sediments aus unzerbrechlichen, in einem wohldefinierten Sinne starren Körnern, deren Wechselwirkung von der Coulomb'schen Reibung regiert wird (D, 1976).

Randbedingungen

- H3) Der Pfahl ist in Höhe der Sandoberfläche gelenkig gestützt.
- H4) An dieser Stelle wird eine schwellende Neigung eingeprägt.
- H5) Die Pfahloberfläche besitzt eine konstante Rauigkeit.
- H6) Der Anfangszustand des psammischen Halbraumes ist homogen.

Kinematische Hypothesen

- H7) Die Verzerrungen des Balkens sind klein.
- H8) Die maßgebenden Verzerrungen des Halbraums sind klein.
- H9) Die Verschiebungen des betrachteten Systems sind klein gegenüber den Systemabmessungen.
- H10) Der psammische Halbraum bewegt sich - soweit die Bewegung für die Ermittlung der Biegelinie des Pfahles erfaßt werden muß - quasiplan (D, 1981).

Allgemeine mechanische Prinzipien

In einem abgeschlossenen System gilt:

- P1) Erhaltung der Masse; P2) Erhaltung der Energie; P3) Erhaltung des Impulses;
- P4) Erhaltung des Drehimpulses; P5) Die Entropie kann niemals abnehmen

H1 und H7 zusammen besagen, daß die Technische Biegelehre gilt. H1, H7 und H9 zusammen besagen, daß die Balkentheorie gilt. H2, H6, H8 und H9 zusammen besagen, daß die Stoffgleichungen des psammischen Halbraumes in der Nähe des homogenen, sedimentierten Zustandes gelten (D, 1982). H1 und H2 zusammen besagen, daß das System keine Relaxation und kein Kriechen kennt und somit zeitunabhängig ist. H2, P2 und P5 zusammen besagen, daß der psammische Halbraum Formänderungsenergie verbraucht aber nicht speichert und nicht abgibt, d.h. er ist vollkommen anelastisch. Anelastizität und Zeitunabhängigkeit kennzeichnen plastisches Verhalten. Der psammische Halbraum kennt also nur plastische Formänderungen.

Die Voraussetzungen für die Gültigkeit der Hypothesen, welche den Pfahl betreffen, also H1, H3, H4, H5, H7 und H9 sind leicht zu überblicken. Fraglich ist dagegen die Gültigkeit der Hypothesen, die den Sand betreffen, vor allem H2 (können auch kleine Verzerrungen in erster Linie plastischer Natur sein?), H8 (nach der gängigen Meinung ist die Nichtlinearität im Verhalten von Pfählen auch unter kleinen Lasten durch den Einfluß der Gebiete mit großen Verzerrungen bedingt) und H10 (sind die Voraussetzungen für quasiplanen Verhalten simultan erfüllbar?).

Hypothesen wie die obigen (ganz abgesehen von den mechanischen Prinzipien) lassen sich nicht nach Inspektion eines einzigen Systems formulieren. Man muß sich vielmehr vorstellen, daß diese Untersuchung einen Zyklus bildet in einer langen Kette von Zyklen, die jeweils aus den Schritten I, II, III, IV der in Kap 2.1 beschriebenen naturwissenschaftlichen Methode bestehen.

2.3 BESCHRÄNKUNG AUF SELBSTÄHNLICHE SYSTEME

Hypothesen wie H2, H8 und H10 lassen sich schwerlich direkt überprüfen. Man muß deshalb versuchen, Konsequenzen dieser Hypothesen aufzufinden (Schritt III der naturwissenschaftlichen Methode), die sich nachprüfen lassen, ohne die Einführung weiterer Annahmen ad hoc zu erfordern. Solche Konsequenzen lassen sich am einfachsten für selbstähnliche Sonderfälle gewinnen (D, 1983). Zu dem System von Bild 2.2/1 gibt es zwei, in Bild 2.3/1 und 2.3/2 dargestellte selbstähnliche Sonderfälle. Jedes dieser Systeme ist selbstähnlich bezüglich der Intensität der eingprägten Neigung, d.h. wenn letztere monoton anwächst, durchläuft jedes dieser Systeme eine Folge ähnlicher Zustände. Ein Aspekt des Zustandes ist die Biegelinie des Pfahles. Ein anderer ist die Verteilung seiner Biegemomente. In Bild 2.3/1 und 2.3/2 sind die selbstähnlichen Biegelinien und die selbstähnlichen Momentenlinien skizziert. Selbstähnlichkeit kann man als Präzisierung des intuitiven Begriffes der Einfachheit auffassen.

2.4 ANALYTISCHE LÖSUNGEN (PROGNOSEN)

Mit den in (D, 1983) beschriebenen Methoden gewinnt man, ausgehend von den Hypothesen des in Kap.2.2 beschriebenen mathematischen Modells, folgenden Ausdruck für das auf die Balkenbreite bezogene Biegemoment M_z des selbstähnlichen Sonderfalls von Bild 2.3/1

$$M_z = \gamma_0 l_E^3 \alpha^{\frac{3+2v}{4+v}} \left(\frac{l_E}{b} \right)^{\frac{4}{4+v}} \theta_\infty \left[\frac{z}{l_\alpha}, n \right] \quad (1)$$

Um Lesefehlern vorzubeugen werden die Klammern, welche die Reihenfolge der Operationen regeln, als runde Klammern und die Klammern, welche die Argumentenliste einer Funktion einschließen, als eckige Klammern geschrieben. γ_0 ist das anfängliche Raumbgewicht, b die Pfahlbreite,

$$l_E = \sqrt[4]{EJ / (b \gamma_0)} \quad (2)$$

die nur aus Querschnittseigenschaften gebildete elastische Länge, z die (senkrechte) Koordinate eines Pfahlquerschnittes, n gibt an, wie oft die Neigung schwellend eingepägt wurde.

$$l_\alpha = l_E \left(\frac{b}{l_E} \right)^{\frac{v}{4+v}} \alpha^{\frac{1-v}{4+v}} \quad (3)$$

ist eine längenartige Größe (d.h. eine Größe von der physikalischen Dimension einer Länge). v bezeichnet den minimalen Verfestigungsexponenten des psammischen Stoffes (D, 1982).

Wenn das Argument n weggelassen wird, beschreibt Gl(1) die Entwicklung der Momentenlinie unter monotoner Beanspruchung. (Letztere bildet den Anfang des ersten Lastspiels der zyklischen Beanspruchung.) Man sieht, daß dann aufeinanderfolgende Zustände ähnlich sind. Für ein bestimmtes $z/l_\alpha = \text{const}$ und für 2 eingepägte Neigungen α_1 und α_2 und die zugehörigen Abszissen z_1 , z_2 und Momente M_1 , M_2 gilt dann:

$$z_2 = z_1 \frac{l_{\alpha_2}}{l_{\alpha_1}}, \quad M_2 = M_1 \left(\frac{\alpha_2}{\alpha_1} \right)^{\frac{3+2v}{4+v}} \quad (4)$$

Mit wachsender Neigung α breitet sich also die Momentenlinie und ebenso die Biegelinie vom Pfahlkopf beginnend nach unten aus. Schließlich ergreift die Biegung auch den Pfahlfuß. Solange das noch nicht der Fall ist, verhält sich der Pfahl wie ein unendlich langer Pfahl und gehorcht der Gl(1).

Für den selbstähnlichen Sonderfall von Bild 2.3/2 erhält man

$$M_z = \gamma_0 \left(\alpha \frac{l}{b} \right)^{\frac{1}{v}} \theta_0 \left[\frac{z}{l}, n \right] \quad (5)$$

Als längenartige Größe tritt hier die Pfahllänge l selbst auf. Die Biegemomente erfassen hier von Anfang an den ganzen Pfahl. Die Biegesteifigkeit EI hat keinen Einfluß mehr, der Pfahl verhält sich wie ein starrer Körper, wie auch aus der Biegelinie ersichtlich ist.

Für $z/l = 0$ liefern Gl(1) und Gl(5) das für die Bemessung des Pfahles maßgebende maximale Biegemoment M . Es ist gleich dem Moment, mit dem der Pfahl der eingepägten Neigung α widersteht.

Auf doppelt-logarithmischen Papier muß sich die Abhängigkeit des maximalen Moments M von der eingepägten Neigung α gemäß Gl(1) und (5) als gerade Linien abbilden, deren Neigungen den Exponenten $(3+2v/4+v)$ und $1/v$ entsprechen. Der Einfluß wiederholter Einprägung der Neigung v muß sich gemäß Gl(1) und (5) als Faktor abspalten lassen. Bei doppelt-logarithmischer Auftragung äußert sich diese Tatsache in der Parallelität der entstehenden Kurven. Durch entsprechende Verschiebungen müssen sie sich zur Deckung bringen lassen. Obige Prognosen sind

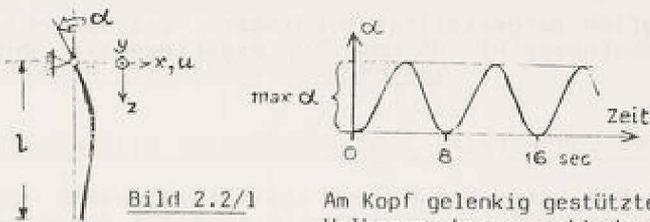


Bild 2.2/1

Am Kopf gelenkig gestützter Pfahl im psammischen Halbraum, beansprucht durch schwellende Neigung. Allgemeiner Fall.

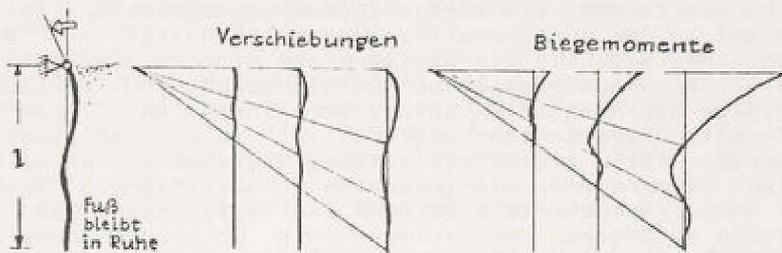


Bild 2.3/1

Selbstähnlicher Sonderfall von Bild 2.2/1. Tief eingebettet, $1/l\alpha \rightarrow \infty$

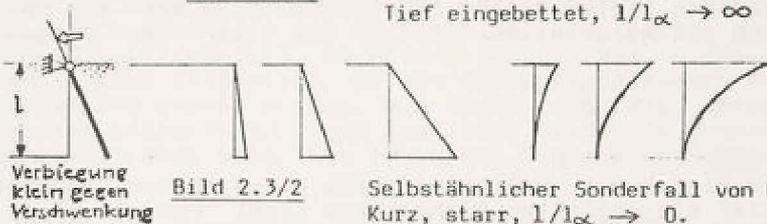


Bild 2.3/2

Selbstähnlicher Sonderfall von Bild 2.2/1. Kurz, starr, $1/l\alpha \rightarrow 0$.

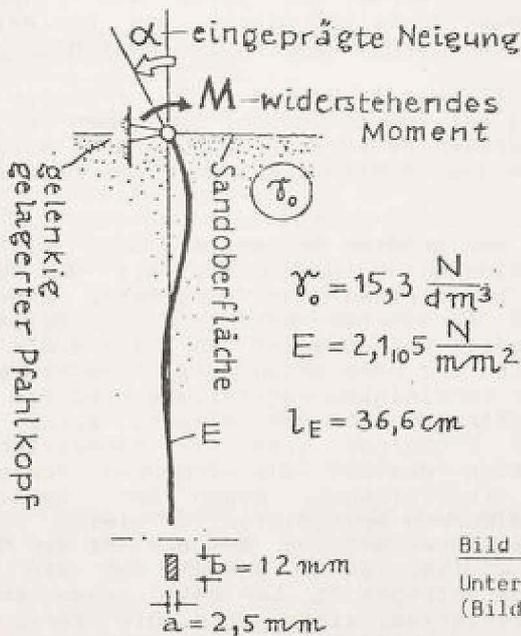


Bild 2.6/1

Untersuchtes System (Bild 2.3/1 entsprechend)

Konsequenzen sämtlicher anfänglich aufgestellten Hypothesen. Sie lassen sich, im Gegensatz zu den fraglichen Hypothesen H2, H8 und H10, experimentell gut nachprüfen.

2.5 EIN PHYSIKALISCHES MODELL

Wenn wir eine Folge von Haufwerken betrachten, die aus elastischen, zerbrechlichen, rauen Körnern bestehen und sich nur in der Intensität der Belastung unterscheiden sonst aber gleich sind, so werden wir einen umso geringeren Einfluß von elastischer Kornverformung und Kornzertrümmerung bemerken, je kleiner die Intensität der Belastung ist. Bei verschwindender Intensität der Belastung verhält sich ein solches Haufwerk wie ein Haufwerk aus starren und unzerbrechlichen Körnern (D, 1976). Wenn außerdem seine Beanspruchung so verläuft, daß eine kontinuumsmechanische Repräsentation seines Verhaltens durch CAUCHY-Spannungen und erste Deformationsgradienten möglich ist (also das Konzept des einfachen Stoffes anwendbar ist), stellt ein solches Haufwerk ein physikalisches Modell eines psammischen Körpers dar. Die genannten Voraussetzungen treffen zu für kleinmaßstäbliche Modellversuche im trockenen oder gefluteten Sand solange keine schmalen Scherzonen auftreten, und solange die Belastung quasistatisch erfolgt (D, 1976). Eine kleinmaßstäbliche Realisierung des Systems von Bild 2.3/1 bzw. 2.3/2 stellt also ein physikalisches Modell des mathematischen Modells aus Kap 2.2 dar. Ein kleinmaßstäbliches System nach Art von Bild 2.3/1 oder 2.3/2 ist aber auch ein Naturausschnitt, an dem wir die Prognosen des Kap. 2.4 überprüfen können.

2.6 VERSUCHE

Untersucht wurde das in Bild 2.6/1 gezeigte System eines an der Sandoberfläche gelenkig gestützten, tief eingebetteten Pfahles aus Stahl von 5×12 mm Querschnitt und 1500 mm Länge. Beansprucht wurde das System durch die dem Pfahlkopf eingeprägte schwellende Neigung α , wie ebenfalls in Bild 2.6/1 dargestellt. In sieben Versuchsreihen mit Wiederholungen wurde die maximale Neigung α von 1,29 % bis 7,14 % variiert. Gemessen wurde das durch die Einprägung der Neigung α geweckte widerstehende Moment M . Es ist gleich dem maximalen Biegemoment des Pfahles, welches den erforderlichen Querschnitt bestimmt.

Die Versuchseinrichtung (siehe D, 1977) war im Rahmen eines früheren Vorhabens für Versuche mit wechselnder Neigung entwickelt worden. Im Rahmen des Vorhabens ERP 2411 wurde sie so ergänzt, daß beliebige zyklisch variierende Neigungen eingepreßt werden können, darunter auch die in Bild 2.6/1 gezeigte rein schwellende Neigung.

Im folgenden wird die Situation bei der größten Neigung $\alpha = \alpha_{max}$ mit dem Wort "Berg" und die Situation bei der kleinsten Neigung $\alpha = 0$ mit dem Wort "Tal" bezeichnet. Bild 2.6/2 zeigt die gemittelten und normierten Momente M_{berg} . Bild 2.6/3 zeigt die gemittelten und normierten Momente M_{tal} . Beide sind in Abhängigkeit von der Zahl der Lastspiele aufgetragen. In Bild 2.6/4 sind die geglätteten Hüllkurven der gemittelten und normierten Berg- und Talmomente in einer Darstellung vereinigt. (In der vereinigten Darstellung sind die normierten Momente auf kartesischen Skalen aufgetragen in den Bildern 2.6/2 und 2.6/3 dagegen auf logarithmischen Skalen.) Ergänzend sind die normierten und geglätteten Hüllkurven der extremalen Momente aus früheren Versuchen mit eingepreßter wechselnder Neigung eingezeichnet. Wegen der Symmetrie der Beanspruchung sind hier Berg- und Talkurven spiegelbildlich gleich, im Gegensatz zu den Berg- und Talkurven bei schwellender Neigung. Aus der Art der Normierung, $M_{berg}(n)/M_{berg}(1)$ und $M_{tal}(n)/M_{berg}(1)$, ist zu sehen, daß die Kurven in Bild 2.6/4 die in der Zielsetzung des Antrages zu ERP 2411 genannten Faktoren darstellen, welche den Einfluß der Zyklenzahl wiedergeben. Die Versuche wurden in locker sedimentiertem Berliner Sand (DEGEBO-Sand) durchgeführt.

3. DISKUSSION DER VERSUCHSERGEBNISSE

3.1 EXPERIMENTELLE ÜBERPRÜFUNG DER ANALYTISCHEN PROGNOSEN

Die beiden Diagramme des Bildes 2.6/5 zeigen, daß der Einfluß der eingepprägten Neigung auf das maximale Biegemoment des Pfahles bei erstmaliger monotoner Beanspruchung auf doppelt-logarithmischem Papier nach Elimination der zufälligen Streuungen durch eine gerade Linie wiedergegeben wird, d.h. er folgt einem Potenzgesetz, der Form der Gl (1) entsprechend. Für den minimalen Verfestigungsexponenten v wurde in anderen Versuchen (siehe Kap. 2.2 des Schlußberichtes zum Forschungsvorhaben ERP 2411, bzw. (D, 1982)) der Wert $1/2,75 = 0,364$ erhalten. Hiermit errechnet sich der Wert des Exponenten von α in Gl(1) zu $(3+2v)/(4+v) = 0,854$. Geraden dieser Neigung sind in beiden Diagrammen von Bild 2.6/5 eingezeichnet. (Die Versuche des oberen Diagrammes unterscheiden sich von denen des unteren Diagrammes erst im Laufe der weiteren Beanspruchung. Im oberen ist sie wechselnd im unteren schwellend.)

Falls die Beanspruchung nicht monoton erfolgt (was ja für den weiteren Verlauf der eingepprägten Neigung zutrifft) sagt Gl(1) voraus, daß zwei Beanspruchungen, die sich nur um einen skalaren Faktor unterscheiden, Biegemomentenverläufe erzeugen, die sich ebenfalls nur um einen skalaren Faktor unterscheiden. Durch die Reduktionen $M_{\text{berg}}(n)/M_{\text{berg}}(1)$ in Bild 2.6/2 und $M_{\text{tal}}(n)/M_{\text{berg}}(1)$ in Bild 2.6/3 wird dieser Faktor eliminiert, so daß die entsprechenden Punktfolgen aller Versuche zur Deckung kommen müssen. Man sieht, daß die Versuchsergebnisse dieser Forderung etwa entsprechen, und zwar umso besser je größer die absoluten Werte der gemessenen Größen sind, was wegen der begrenzten Meßgenauigkeit zu erwarten ist.

Aus den dargelegten Umständen folgt, daß speziell die Hypothesen H2, H8 und H10 wesentliche Züge im Verhalten des einen seitlich beanspruchten Pfahl stützenden Sandes treffend wiedergeben.

3.2 ERMITTLUNG DES EINFLUSSES WIEDERHOLTER BEANSPRUCHUNG MIT HILFE DER EXPERIMENTELLEN METHODE

Soweit sich die Hypothesen aus Kap.2.2 aufgrund der Vergleiche des letzten Kapitels als zutreffend erwiesen haben, können die Versuchsergebnisse nun als Aussagen eines Analogrechners betrachtet werden, welche den Einfluß wiederholt eingepprägter schwellenden Neigung für alle Systeme wiedergeben, die durch die genannten Hypothesen erfaßt werden. Für den praktischen Gebrauch wurden die Versuchsergebnisse ausgeglichen und in Bild 2.6/4 auf halb-logarithmischem Papier durch glatte Kurven wiedergegeben. Als Ergänzung sind noch die früheren Versuche mit wechselnder Neigung entsprechenden Kurven (D,1977) eingetragen. Hat man nun mit Hilfe einer verfügbaren Methode das für die Bemessung maßgebende maximale Biegemoment $M(1)$ unter erstmaliger Neigung α ermittelt, so erhält man die extremalen Momente nach n Lastspielen aus

$$M_{\text{berg}} [n] = M[1] \cdot \kappa_{\text{berg}} [n]$$

und

$$M_{\text{tal}} [n] = M[1] \cdot \kappa_{\text{tal}} [n]$$

Praktische Aufgaben werden im allgemeinen weder einem homogenen Halbraum entsprechen noch Miniaturpfähle betreffen, so daß es sinnlos ist, mehr als 1 bis 2 geltende Ziffern der Faktoren κ zu beachten.

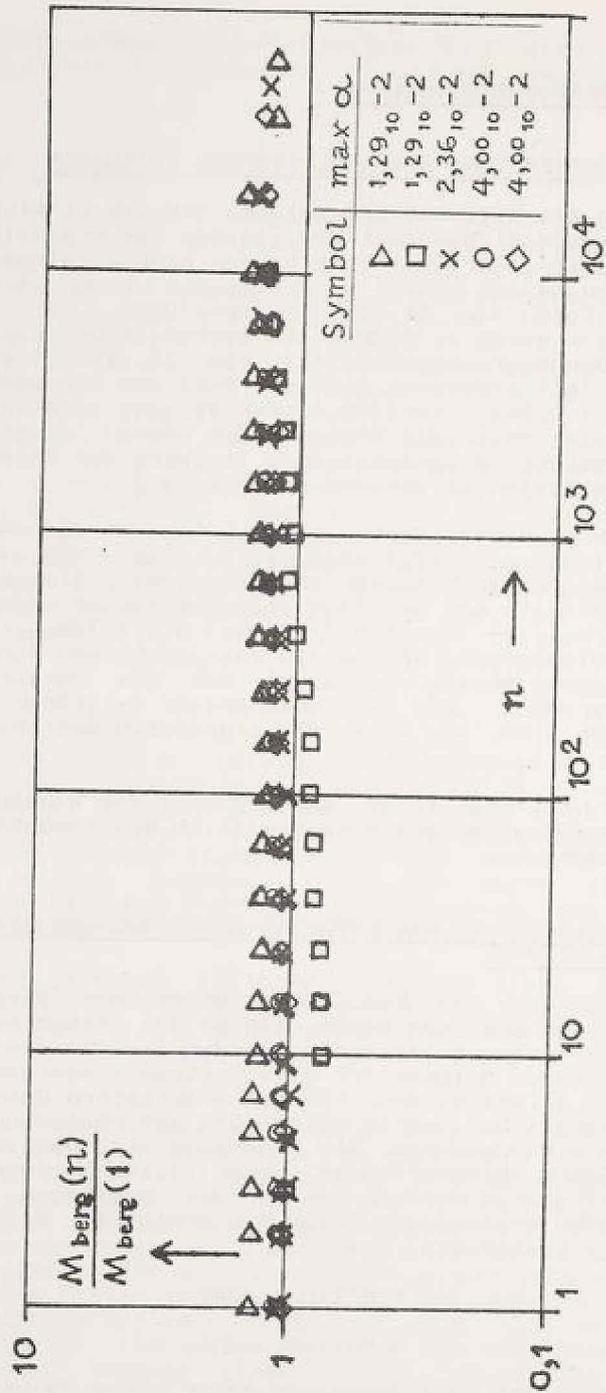


Bild 2.6/2 Normierte extreme Bergmomente M_{berg} infolge schwellender Neigung

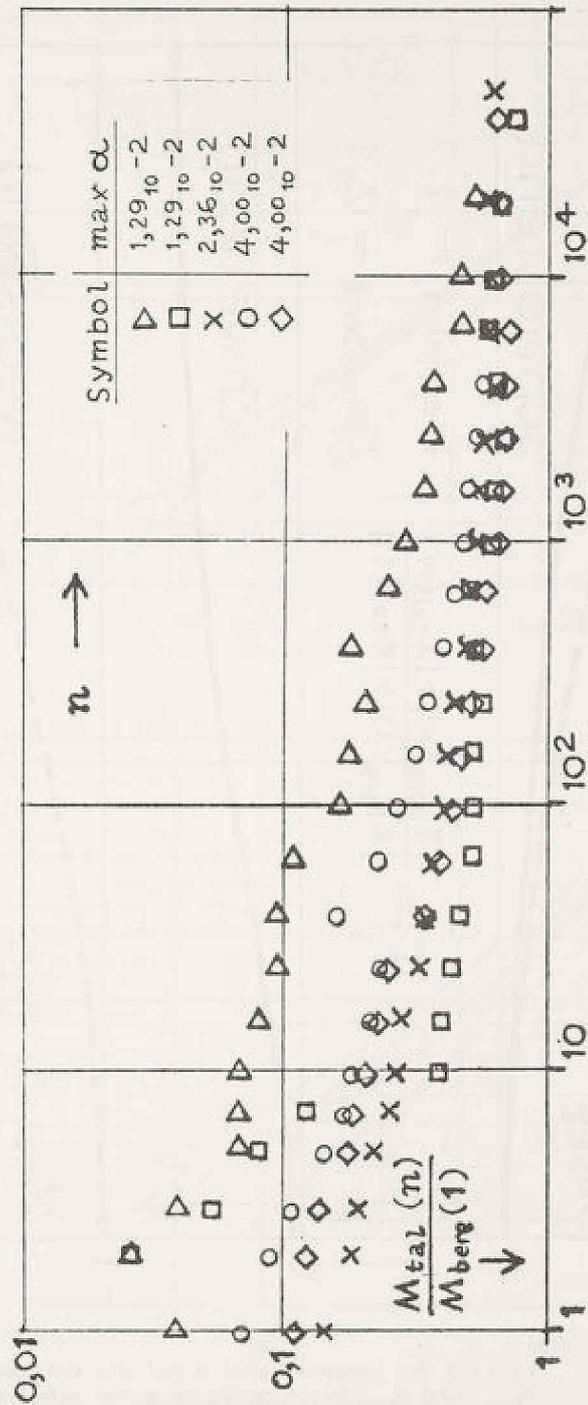


Bild 2.6/3 Normierte extreme Talmomente M_{tal} infolge schwelender Neigung

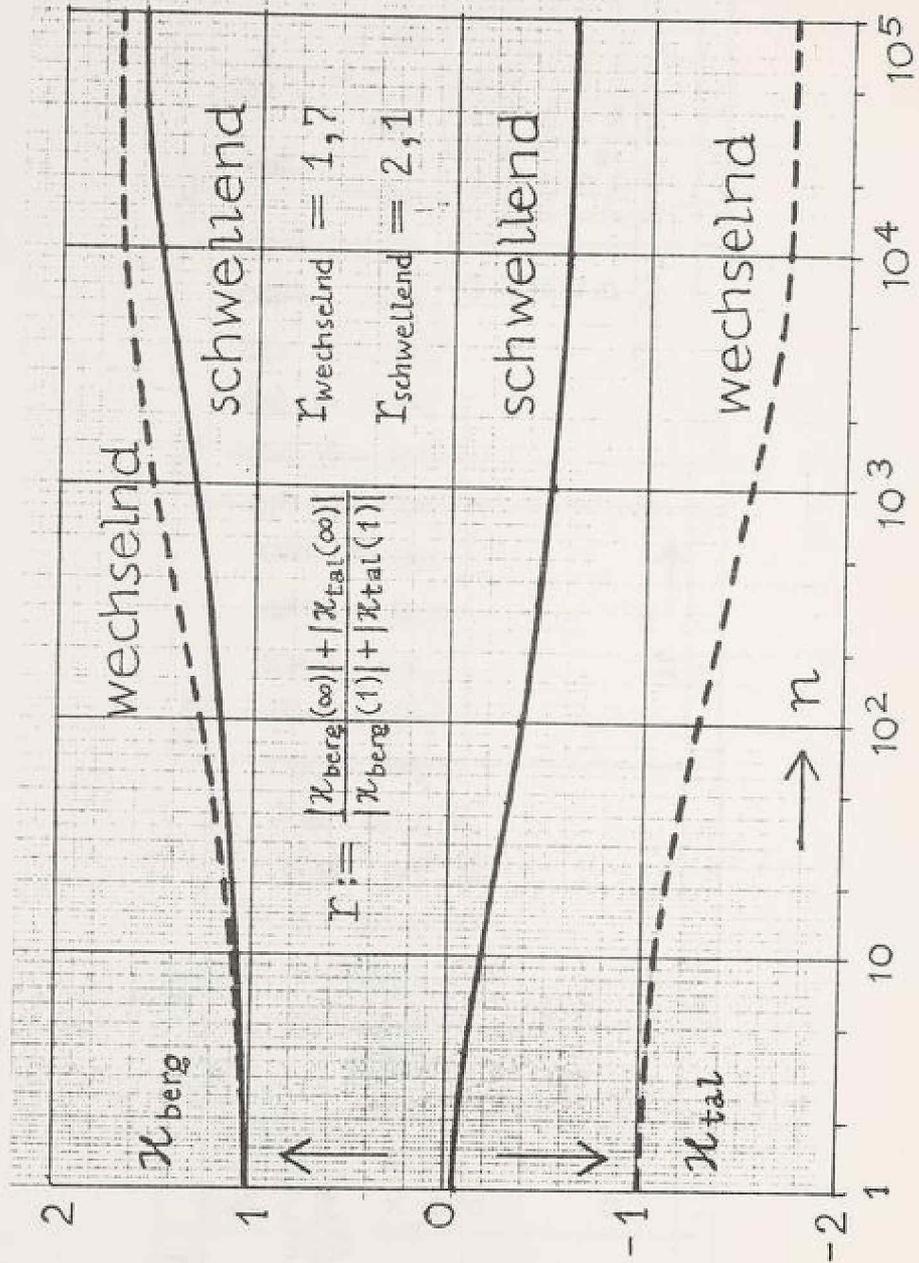


Bild 2.6/4

Einfluß der Lastspielzahl n auf die extremalen Momente M_{berg} und M_{tal} bei Einprägung einer schwellenden Neigung (ERP 2411) und einer wechselnden Neigung (DIETRICH, 1977)

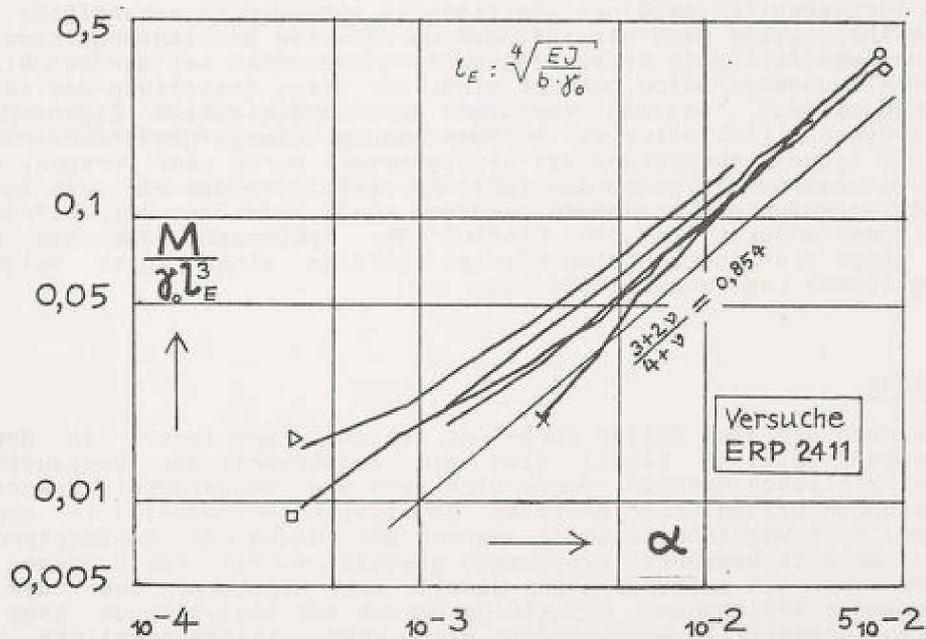
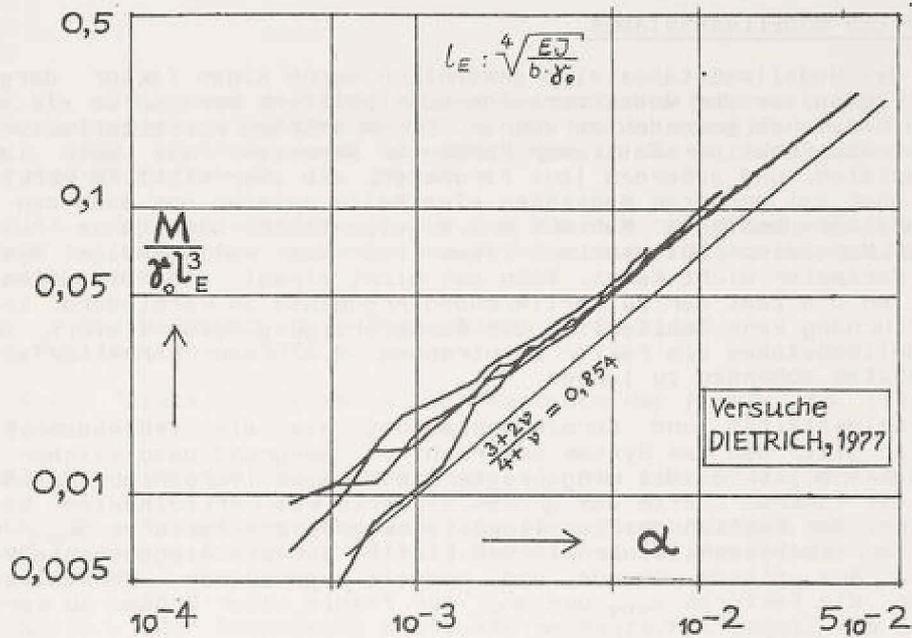


Bild 2.6/5

Widerstehendes Moment M in Abhängigkeit von der monoton wachsenden, eingepprägten Neigung α . Der theoretische Wert 0,854 ergibt sich mit Hilfe des Wertes $1/\nu = 2,75$ aus DIETRICH (1982).

3.3 EINFLUSS DES MODELLMAßSTABES

Der Einfluß des Modellmaßstabes wird gewöhnlich durch einen Faktor dargestellt, mit dem die Ergebnisse der Modellversuche multipliziert werden, um sie auf Bauwerke großen Maßstabes anwenden zu können. Einen solchen Korrekturfaktor muß man aber zunächst als Funktion sämtlicher Parameter ansetzen, die auch im Modell eine Rolle spielen, und außerdem jene Parameter, die zwar nicht im verkleinerten Modell wohl aber bei größeren Maßstäben eine Rolle spielen und eben den Einfluß des Modellmaßstabes bedingen. Man muß m. a. W. eigentlich das ganze Problem in verschiedenen Maßstäben untersuchen. Wenn man das vollständige System der regierenden Parameter nicht kennt, kann man nicht einmal die Dimensionsanalyse heranziehen, um die Zahl der zu variierenden Argumente zu vermindern. Erst eine solche Untersuchung kann schließlich die Rechtfertigung dafür liefern, den Einfluß des Modellmaßstabes als Faktor abzutrennen, d. h. den Korrekturfaktor nur vom Modellmaßstab abhängen zu lassen.

Wenn man Kornelastizität und Kornzertrümmerung als die fehlenden Einflüsse betrachtet, so gilt, daß das System aus Pfahl und Baugrund umso weicher ist, je größer der Maßstab ist. Da die eingeprägte Größe eine Verschiebungsgröße ist, werden dann die inneren Kräfte des großen Bauwerks vom verkleinerten Modell zu groß angegeben. Der Einfluß des Modellmaßstabes auf die Faktoren χ_{berg} und χ_{tal} ist aber sicher erheblich kleiner als der Einfluß auf die Biegemomente M_{berg} und M_{tal} selbst. Aus diesem Grunde und mangels genauerer Kenntnisse wird vorgeschlagen, die Faktoren χ_{berg} und χ_{tal} für Pfähle aller Größen zu verwenden.

3.4 EINFLUSS DER LAGERUNGSDICHTE

In früheren Versuchen (D, 1966) mit seitlich in Höhe der Sandoberfläche zyklisch belasteten Pfählen hatte sich gezeigt, daß der Einfluß der anfänglichen Dichte des Baugrundes ebenfalls als Faktor abgespalten und daher bei der zu Bild 2.6/4 führenden Normierungsoperation gekürzt wird. Für diese Abspaltung gab es jedoch keine weiteren Belege, so daß sie für eine individuelle Eigenschaft des untersuchten Systems (inklusive der Art der Beanspruchung) gehalten werden konnte. Inzwischen ist die Abspaltung des Dichtefaktors durch neue Versuche mit verschiedenen Systemen bestätigt worden (HETTLER, 1981), so daß sie auch für Pfähle mit eingepprägter Neigung angenommen werden kann. Die in Bild 2.6/4 dargestellten Faktoren drücken also den Einfluß der Zyklenzahl auf das maximale Biegemoment eines tiefeingebetteten Pfahles infolge eingepprägter Neigung für alle (anfänglichen) Lagerungsdichten aus.

ZUSAMMENFASSUNG

Einleitend werden die zwei Rollen dargelegt, welche Experimente in der Ingenieurwissenschaft spielen. Einmal sind sie unentbehrlicher Bestandteil der naturwissenschaftlichen Methode, deren sich auch die Ingenieurwissenschaft bedient. Zum anderen bilden Experimente am physikalischen Modell (= experimentelle Methode) eine Möglichkeit unter anderen zur Lösung von Randwertproblemen, die im Rahmen bereits bewährter Hypothesen gestellt wurden. Für biegsame Pfähle im Sand werden dann ein mathematisches Modell, d. h. Hypothesen über die dieses System regierenden Beziehungen, und einige daraus auf analytischem Wege gewonnene Prognosen vorgestellt. Schließlich wird über kleinmaßstäbliche Versuche berichtet, mit denen die Prognosen überprüft wurden. Gleichzeitig dienten diese Versuche zur Ermittlung des Einflusses wiederholter Beanspruchung (am Pfahlkopf eingepprägte schwellende Neigung) mittels der experimentellen Methode. Der Einfluß auf die extremalen Biegemomente wurde in Form von Faktoren dargestellt, mit denen das maximale Moment bei einmaliger Beanspruchung zu multiplizieren ist, um das Moment bei wiederholter Beanspruchung zu erhalten.

Literatur:

- GALILEI, G.: "Discorsi e dimostrazioni matematiche intorno a due nuove scienze attenenti alla meccanica e ai movimenti locali", Padova, 1638; Deutsch von A. von Oettingen in Ostwalds Klassiker der Naturwissenschaften Nr. 11, 24, 25.
- HETTLER, A.: "Verschiebungen starrer und elastischer Gründungskörper in Sand bei monotoner und zyklischer Belastung", Diss. Universität Karlsruhe, 1981
- LINDSAY, R.B./ MARGENAU, H.: "Foundations of Physics", Dover Publications, 1957
- SYNGE, G.L.: "Classical Dynamics", in Handbuch der Physik, Bd. III/1, Springer, 1960
- TERZAGHI, K.: "Theoretical Soil Mechanics", New York 1942, John Wiley
- DIETRICH, Th.: "Modellversuche mit biegsamen langen Dalben unter wiederholter Belastung im Sand", Mitt.bl.Bundesanst. f. Wasserbau Nr. 23, 1966, S. 1-40
- DIETRICH, Th.: "Der Psammische Stoff als mechanisches Modell des Sandes", Dissertation Universität Karlsruhe 1976
- DIETRICH, Th.: "Experimental Study of Flexible Piles in Sand, Cyclically Displaced at Low Frequency", Intern. Symp. on Testing in Situ of Concrete Structures devoted to the 30th anniversary of RILEM foundation. Preliminary Reports of , Budapest, RILEM 1977, Vol. I, pp. 233-244
- DIETRICH, Th.: "On the Validity of Winklers Principle", Proc 10th ICSMFE, Stockholm, 1981, Vol. II, pp. 103-108
- DIETRICH, Th.: Schlußbericht zum Forschungsvorhaben ERP, 2411, Feb 83, Senator für Wirtschaft - II F, Senat von Berlin, Martin-Luther-Str. 105, 1000 Berlin 62

The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that every entry should be supported by a valid receipt or invoice. This ensures transparency and allows for easy verification of the data.

In the second section, the author details the various methods used to collect and analyze the data. This includes both manual and automated processes. The goal is to ensure that the information is both reliable and up-to-date.

The third part of the document focuses on the results of the analysis. It shows a clear upward trend in the data over the period covered. This indicates that the current strategy is effective and should be continued.

Finally, the document concludes with a series of recommendations for future actions. These include further refining the data collection process and exploring new opportunities for growth. The author expresses confidence in the future success of the project.

DER STELLENWERT VON THEORIE UND EMPIRIE IM GRUNDBAU

Prof. Dr.-Ing. Eberhard Franke

Institut für
Bodenmechanik und Grundbau
T H Darmstadt

Mehr als in den anderen Disziplinen des Bauingenieurwesens gibt es im Grundbau und in der Bodenmechanik kontroverse Diskussionen über die Wertigkeit von Theorie und Empirie. Die Ursache dafür ist der Unterschied in den Baustoffen, mit denen man es in den verschiedenen Fachgebieten zu tun hat. Im Stahl- und Stahlbetonbau und selbst im Holzbau sind aus Versuchen an einer fast beliebig großen Zahl von Probekörpern so vollständige empirische Einsichten in das Materialverhalten der Baustoffe gewinnbar, daß daraus ein für alle mal mit Hilfe mathematisch-statistischer Methoden Sicherheitskoeffizienten abgeleitet werden können, deren Einhaltung dann die Anwendung des theoretischen Instrumentariums der Technischen Mechanik und der Festigkeitslehre fast ohne Einschränkung gestattet, zum Beispiel zum Nachweis der Einhaltung zulässiger Spannungen. Es ist ganz offensichtlich, daß "gewachsener" Boden und Fels als die wesentlichen Baustoffe des Grundbaus dieses Vorgehen nicht in gleicher Weise gestatten (s. Franke 1972 a).

Lediglich im Ausnahmefall der Herstellung künstlicher Erdbauwerke wie zum Beispiel für Verkehrs- und Staudämme gibt es Möglichkeiten wie im Stahl- und Stahlbetonbau Sicherheitskoeffizienten mit statistischen Methoden zu ermitteln. Aber in der Regel muß man im Grundbau in jedem Einzelfall abwägen, inwieweit man bei der Vorhersage der Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Baugrund auf Erfahrungen angewiesen ist und inwieweit man durch Anwendung theoretischer Mittel das zu erwartende Bauwerksverhalten treffsicher genug beschreiben oder doch wenigstens eingrenzen kann. Deshalb ist im Grundbau die Frage nach der Wertigkeit von Theorie und Empirie nicht mit irgendwelchen grundsätzlichen Feststellungen im Sinne von allgemeingültigen Rezepturen zu beantworten, wie man sie in anderen Ingenieurdisziplinen in Form der mit statistischen Methoden gewinnbaren Sicherheitskoeffizienten hat. Als einzige Möglichkeit bleiben dann dem Grundbausachverständigen, der sich sowohl der Theorie als auch der Empirie verpflichtet fühlt, neben fremder Erfahrung vor allem das eigene Erlebnis, um ein sicheres Verständnis der Rolle von Theorie und Empirie in der Grundbaupraxis zu gewinnen.

Will man dieses Verständnis weitervermitteln, so ist man auf den Bericht über Erlebnisse mit beispielhaften Einzelaufgaben angewiesen. Leider haben solche Berichte erfahrungsgemäß keinen guten Wirkungsgrad, weil persönliches Erlebnis als Lehrstoff nur sehr begrenzt vermittelt werden kann. Deshalb muß im Hochschullehrstoff die Vermittlung der Kenntnis technischer Einzelheiten und der Theorie im Vordergrund stehen. Trotzdem dürfte es unumgänglich sein, wenigstens schon zu versuchen, während der Hochschulausbildung einen Eindruck von der Wertigkeit von Theorie und Empirie zu vermitteln. Denn nur so ist dem zunehmend beklagten Zustand abzuhelpfen, daß die Lücke zwischen den theoretischen Entwicklungen und deren praktischer Anwendbarkeit im Grundbau immer größer wird. Zudem schaffen Praktiker wie Theoretiker zusätzliche Verwirrung insofern, als beide dazu neigen, ihre Positionen zu überziehen. So ist die Position des Praktikers aus den technischen Büros der Großfirmen und den entsprechenden Ingenieurbüros, die sich meist in erster Linie dem Stahlbetonentwurf verpflichtet fühlen, um es schlagwortartig auszudrücken, häufig die folgende: Theorieanwendung auf dem Baugrund ist fast aussichtslos; am besten man verläßt sich von vornherein auf den gesunden Menschenverstand und seine persönlichen Erfahrungen. Wenn aber solche Praktiker bodenmechanische Theorien anwenden, so tun sie es in der Regel dann so vorbehaltlos wie für die Baustoffe, mit denen sie es im Normalfall zu tun haben, d. h. ohne hinreichende Rücksicht auf die geologischen Besonderheiten. Auf der anderen Seite erzielt die extrem theoretische Bodenmechanik mit immer komplizierteren Stoffgesetzen für den Boden immer weiterreichende und vielversprechendere Berechnungsergebnisse und der Theoretiker aus dem eigenen Fach neigt dann allzuoft dazu, die Praxisanwendbarkeit seiner Arbeitsergebnisse zu überschätzen. - Bei dieser Sachlage dauert es dann erfahrungsgemäß immer eine Reihe von Jahren, bis der seine Arbeit auf dem Gebiet von Bodenmechanik und Grundbau beginnende Ingenieur festen Grund unter den Füßen fühlt. Um ihm bei diesem mühsamen Geschäft zu helfen, sollte an der Hochschule wenigstens versucht werden, ihm eine Ahnung davon zu vermitteln, wo die Grenzen der Theorie liegen und wo die Erfahrungsgrundlage unverzichtbar ist. Dazu sollen die folgenden Beispiele und ihre Kommentierung beitragen.

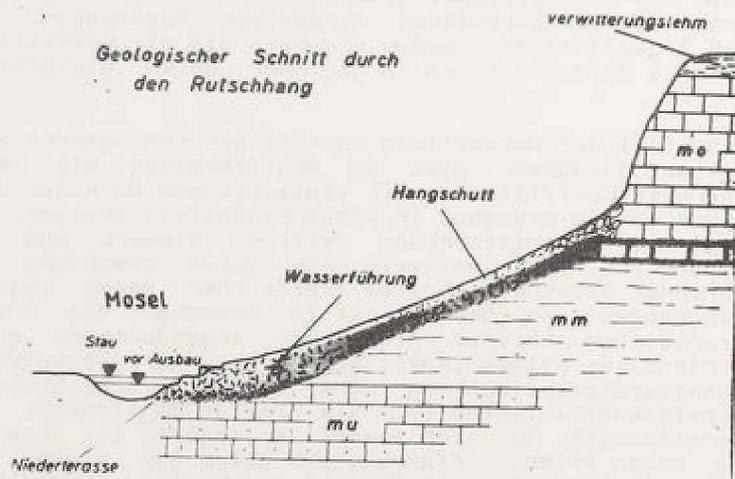


BILD 1

Das erste Beispiel soll zeigen, wie manchmal schon recht simple Theorieanwendung und die richtige Deutung der geologischen Situation zur Aufklärung zunächst schwierig erscheinender Zusammenhänge führen kann. Bei einem Rutschungsfall im mittleren Muschelkalk an der Mosel (BILDER 1,2,3) schien es so, als ob durch Baumaßnahmen am Moselufer ausgelöste Bewegungen von Januar bis Oktober 1964 nach 6 bis 7 cm wieder zur Ruhe kämen, dagegen erreichten sie um Weihnachten dann Wege von 6 bis 7 m (BILDER 4,5), wobei eine Straße und eine wichtige Eisenbahnstrecke am Moselufer zerstört wurden (Franke 1976).

Die Ursache dieser ungewöhnlichen Wiederbeschleunigung der Rutschungsbewegung war aufzuklären. Eine weitere Frage stellte sich, als die Scherversuche ergaben, daß der Reibungswinkel φ im abrutschenden mittleren Muschelkalk etwa 28° war; die Hangneigung β dagegen nur bei 14° lag. Das schien ein Widerspruch zu sein, weil bei einer Hangstandsicherheit $\eta = 1$ die Hangneigung β etwa gleich φ sein muß, wobei aus der geologischen und morphologischen Situation zu folgern ist, daß die Natur solche Hänge mit der Sicherheit $\eta = 1$ aufbaut. Die Lage als Prallhang der Mosel (s. BILD 2) hat nämlich zur Folge, daß das hangseitige Ufer in geologischen Zeiträumen immer weiter erodiert wird. Dadurch wird der Hang immer weiter zurückgedrängt. Von der Dolomitsteilwand des oberen Muschelkalks (s. BILD 1) bricht Blockschutt ab und wandert zusammen mit verwittertem mittleren Muschelkalk talwärts zur Mosel hin. Dabei wird die flache Neigung im mittleren Muschelkalk nur zum einen Teil durch dessen Verwitterungsprodukt, das ist fetter Tonmergel, bestimmt, zum anderen aber von der Sickerwassereinspeisung durch Regen und vor allem durch Sickerwasseraustritt aus dem stark klüftigen Dolomit am oberen Hangende.



BILD 2

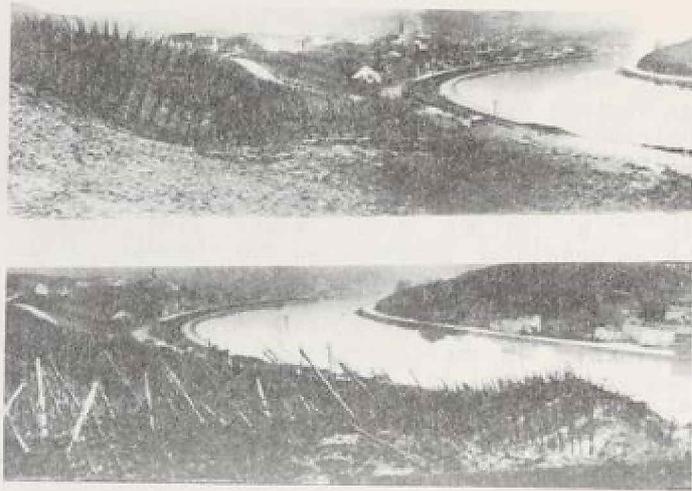
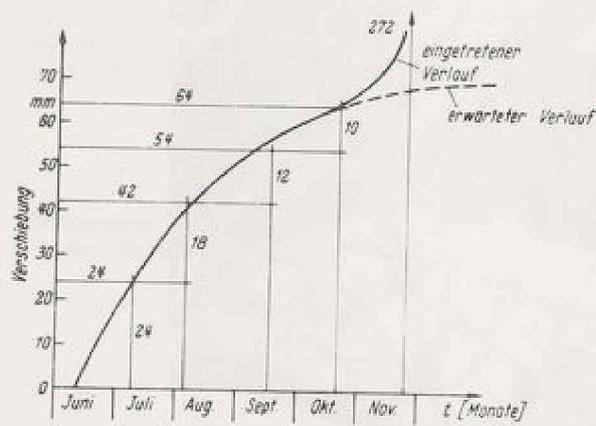


BILD 3



Rutschung Nittel, Verschiebungen am Böschungsfuß

BILD 4

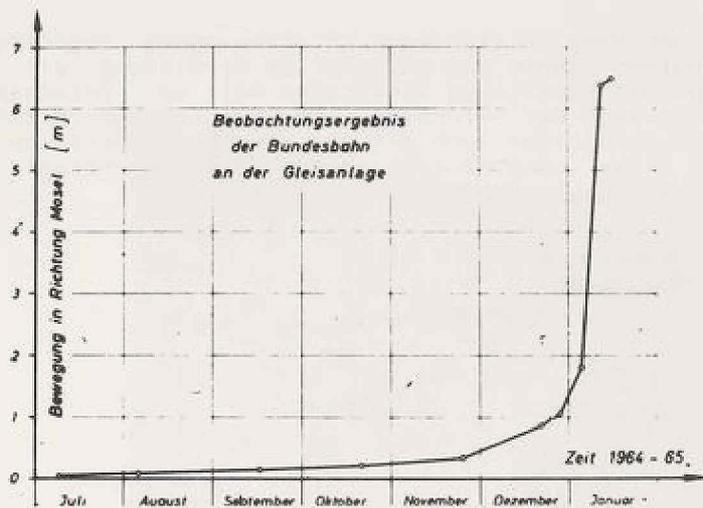


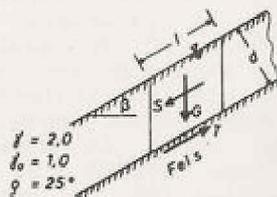
BILD 5

Berücksichtigt man nun den hangparallelen Sickerstrom gemäß BILD 6, so sieht man, daß für die aus der Geologie des Hanges zu folgernde Sicherheit $\eta = 1$ sich zu:

$$\tan \beta = \tan \varphi / 2$$

ergibt, d. h. zwischen dem versuchstechnisch ermittelten Reibungswinkel der Rutschmassen und der Hangneigung besteht kein Widerspruch. Außerdem ist die Wiederbeschleunigung der Rutschbewegung nicht mehr überraschend, nachdem mit der Theorieanwendung auf Bild 6 exakt nachgewiesen werden konnte, daß und warum für den Hang die schon aus der geologischen Situation zu folgernde Sicherheit $\eta = 1$ ist.

Hang mit böschungparallelem Grundwasserstrom.
Wasserspiegel in der Geländeoberfläche.



1) Rutschsicherheit ohne Grundwasserstrom ($s = 0$):

$$\eta = \frac{T}{G \cdot \sin \beta} = \frac{G \cdot \cos \beta \cdot \tan \varphi}{G \cdot \sin \beta} = \frac{\tan \varphi}{\tan \beta} = \eta$$

2) Rutschsicherheit mit Grundwasserstrom:

$$\eta = \frac{T}{G \cdot \sin \beta + S} = \frac{l \cdot d \cdot \hat{\sigma}_0 \cdot \cos \beta \cdot \tan \varphi}{l \cdot d (\hat{\sigma}_0 \cdot \sin \beta + \hat{\sigma}_w \cdot i)}$$

Mit $\hat{\sigma}_0 = \hat{\sigma}_w$ und $i = \sin \beta$ ist $\eta = \frac{\tan \varphi}{2 \cdot \tan \beta}$

BILD 6

Dementsprechend ist der Hang in ständiger Kriechbewegung begriffen und selbst geringfügige Baumaßnahmen können zum Beispiel in Verbindung mit Niederschlägen Rutschungen auslösen. Das bestätigen Rückfragen bei der ortsansässigen Bevölkerung. So findet also auch der S-förmige-Zeitverschiebungsverlauf von Bild 4 seine Aufklärung, die im übrigen auch mit der Kriechhypothese von Bjerrum (1973) erklärt werden kann. Diese Erkenntnisse waren dann Grundlage für die Entscheidung über die Sanierungsmaßnahmen im Hanggebiet.

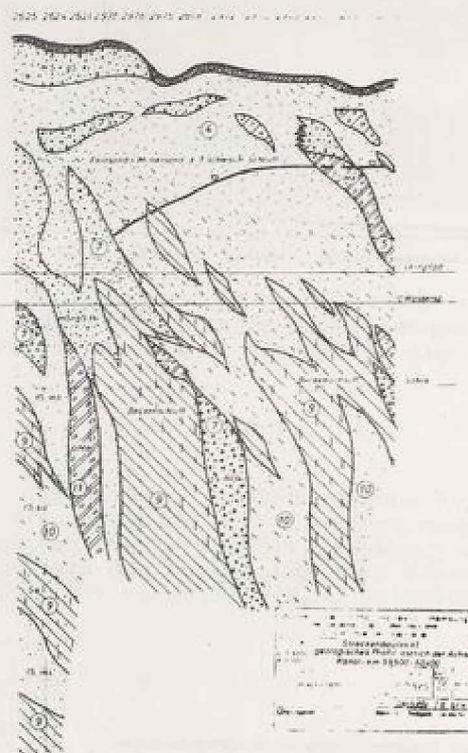


BILD 7

Schwieriger waren die Zusammenhänge in einem zweiten Rutschungsfall zu erkennen, der beim Bau des Elbe-Seitenkanals eintrat. Hier hat intensive und jahrzehntelang betriebene Bemühung um Erkenntnis bis jetzt nur zu qualitativen Einsichten geführt (s. Franke 1976). Die geologische Situation war hier die folgende: Pleistozäne Sande, Geschiebemergel, Beckentone und -schluffe sind durch Gletscher der Saalevereisung, die einige 100 m Dicke gehabt haben können, wild durcheinander geschoben worden (BILD 7). Zu bauen waren in diesem Fall Einschnitte bis zu 20 m Tiefe. Eingetretene Rutschungen (BILDER 8,9) in kleineren Einschnitten hinterließen Böschungsneigungen von etwa 1:5. Da der Grundwasserspiegel beim Bau zunächst erheblich über der Einschnittsohle lag (s. BILD 7), wirkte - wie bei der Moselrutschung - ebenfalls eine Sickerwasserströmung rutschungsfördernd mit. Fest stand, daß in Sand und Geschiebemergel 1:3 geneigte Böschungen mit $\tan \beta < (\tan \phi / 2)$ noch gehalten hätten.



BILD 8



BILD 9

Als rutschungsverursachender Boden waren also die tieferliegenden Beckentone und -schluffe zu verdächtigen. Sieht man sich Proben aus diesem festen, überkonsolidierten, geologisch hoch vorbelasteten Boden an, so fällt eine Art Mikro-Klüftung auf (BILDER 10, 11).

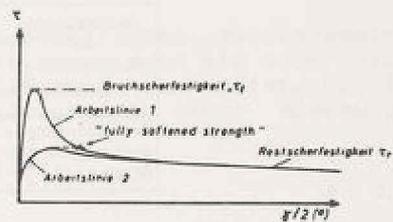
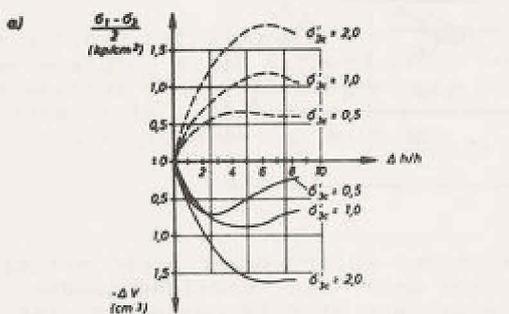


BILD 10

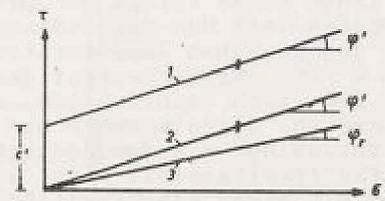
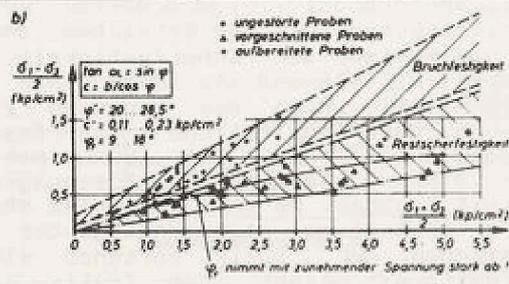


BILD 11

Längs entsprechender Risse sind die diagnetischen Bindungen der festen Bodensubstanz zerstört. Bei Scherbeanspruchung neigt solcher Boden zu Dilatanz, d.h. zu Volumenvergrößerung. Dabei öffnen sich die Risse oder wenigstens wird die sie zusammenpressende Normalspannung vermindert, so daß der an die Risse angrenzende Boden sich unter Wasseraufnahme entspannt. Er weicht also auf und es kommt eine Entfestigung des Bodens zustande. Zu beachten ist, daß dieser Vorgang sich in bindigen Böden wegen dessen geringer Wasserdurchlässigkeit über je nach Größe der Scherbeanspruchung mehr oder weniger große Zeiträume von Wochen bis zu Jahrzehnten erstreckt, was zu dem Langzeitcharakter der Rutschungen führen kann. Der Entfestigungseffekt durch Bodenaufweichung in der Scherzone wird zusätzlich dadurch verstärkt, daß nach größeren Scherverformungen die Gleitflächen bevorzugt längs vorhandener Risse verlaufen. Diese werden dabei geglättet und in die Gleitfläche einreguliert, wie man an den glänzenden Bruchflächenteilen der im Labor abgescherten Bodenproben (BILD 11) sieht. In den letzten 30 Jahren hat sich für die Beurteilung solcher Fälle die Einführung des Begriffes "Restscherfestigkeit" als nützlich erwiesen, das ist die Scherfestigkeit, auf die der ursprüngliche Bruchwert nach Scherwegen in der dm - Größenordnung abfällt. Da in den normalen Prüfmaschinen Scherwege dieser Länge nicht zur Verfügung stehen, kann man zur Ermittlung der Restscherfestigkeit die Proben vor der Prüfung in der zu erwartenden Gleitflächenrichtung zerschneiden und schafft damit von vornherein glatte Gleitflächen, in denen von Anfang an schon bei kleinen Scherverformungen die Restscherfestigkeit gemessen wird.



a) Scherfestigkeit τ in Abhängigkeit von der Scherverformung $\gamma/2$.
Arbeitslinie 1 für überkonsolidierten Boden
Arbeitslinie 2 für normalkonsolidierten Boden



b) Schergerade 1 für τ_b - Werte
Schergerade 2 für "fully softened strength"
Schergerade 3 für τ_r - Werte } nach Bildteil a

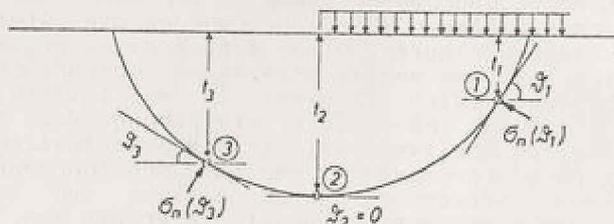
Ergebnisse von Triaxialversuchen mit Beckenton
(T_{60} Su₄₁ S₁₁, $w_L = 63\%$, $w_p = 27\%$, $I_p = 36\%$)

a) Drahtzieversuche, $\Delta h/h$ % = Änderung der Probenhöhe
b) Ergebnis der Scherversuche mit Beckenton

BILD 12

BILD 13

Auf BILD 12 sieht man die Differenz der Ergebnisse von Scherversuchen mit normalen und mit solchen vorgeschnittenen Bodenproben. Auf der Grundlage dieser Erkenntnisse kann man nur so viel sagen: Es ist hoffnungslos, die zutreffenden Scherparameter auf Theoriegrundlage ermitteln zu wollen. Die vom Boden bei Scherbeanspruchung im Bruchzustand aufgebrauchte Festigkeit wird irgendwo zwischen der maximalen Bruch- und der Restscherfestigkeit liegen. Der entsprechende Unterschied ist auf BILD 13 noch einmal an den Schergeraden gezeigt. Unbefriedigend für den Praktiker ist natürlich, daß dann die ganze Spanne zwischen den Geraden 1 und 3 bei der Dimensionierung der Böschungsneigung zur Wahl steht.



Punkt	③	②	①
Konsolidations-zustand	$\begin{matrix} \downarrow \sigma_{1c} = \delta \cdot l_3 \\ \leftarrow \sigma_{2c} = K_0 \cdot \sigma_{1c} \end{matrix}$	$\begin{matrix} \downarrow \sigma_{1c} = \delta \cdot l_2 \\ \leftarrow \sigma_{2c} = K_0 \cdot \sigma_{1c} \end{matrix}$	$\begin{matrix} \downarrow \sigma_{1c} = \delta \cdot l_1 \\ \leftarrow \sigma_{2c} = K_0 \cdot \sigma_{1c} \end{matrix}$
Bruchzustand mit Gleitflächen-neigung φ	$\begin{matrix} \sigma_{1f} \\ \sigma_{2f} \\ \varphi_3 = 45 - \frac{\varphi}{2} \end{matrix}$	$\begin{matrix} \sigma_{1f} \\ \sigma_{2f} \\ \varphi_2 = 0 \end{matrix}$	$\begin{matrix} \sigma_{1f} \\ \sigma_{2f} \\ \varphi_1 = 45 + \frac{\varphi}{2} \end{matrix}$
Hauptspannungs-drehung bis zum Bruch $\alpha = 45 + \frac{\varphi}{2} - \vartheta$	90°	$45 + \frac{\varphi}{2}$	0

BILD 14

Die Ursache dafür ist bekanntlich, daß sich der Rutschkörper nicht wie ein starres Gebilde verhält, sondern am unteren Ende mehr ein Erdwiderstands- und am oberen Ende ein Erddruckverhalten ähnlich wie auf BILD 14 vorhanden ist, womit entsprechend unterschiedliche Spannungs - Verformungs - Eigenschaften verbunden sind. So ist bei der Entwicklung der Verschiebungen bis zum Erreichen des Bruches längs eines Teiles der Gleitfläche das Maximum der Scherfestigkeit gemäß dem oberen Teil von BILD 13 noch nicht erreicht, während sie längs eines anderen Teils jedoch schon überschritten sein kann. Wie groß die irgendwo zwischen Bruch - und Restscherfestigkeit liegende durchschnittliche Scherfestigkeit längs der sich schließlich einstellenden Gleitfläche ist, kann man nicht vorhersagen. Deshalb müßte man bei der Dimensionierung der Böschungsneigung vorsichtshalber mit der Restscherfestigkeit rechnen. Da möglicherweise aber der Scherfestigkeitsabfall nicht so groß wird, rechnet man nach vorliegenden Erfahrungen mit einer Scherfestigkeit, die zwischen der "fully softened strength" (s. BILD 13 oben) und der Restscherfestigkeit liegt. Der "fully softened strength" entspricht im unteren Bildteil etwa die Schergerade 2. Insofern kann man die zur Wahl stehenden Schergeraden auf den Bereich zwischen den Geraden 2 und 3 einengen. Auch das war im vorliegenden Fall noch ein Unterschied zwischen den Reibungswinkeln von 10° und 20° . Wenn man bedenkt, daß je nach Wahl eines dieser Winkel ein Unterschied in der Böschungsneigung von etwa 1 : 3 bis 1 : 10 herauskommt und der entsprechende Kostenunterschied für die Erdarbeiten auf etwa 1000 m Länge etliche Millionen DM betrug, kann auch dieses Ergebnis nicht befriedigen. Aber mehr zu leisten ist auf diesem Gebiet die Theorie bis heute nicht in der Lage.



BILD 15

In einem solchen Falle müssen sich dann eben alle Baubeteiligten zusammensetzen und unter Abwägung aller Risiken einen Kompromiß ansteuern, wenn sie sich nicht auf eine absolut sichere 1:10 geneigte Böschung festlegen lassen wollen. So ist es in diesem Falle zu der mehr oder weniger spekulativen Wahl einer Böschungneigung von 1:7 gekommen (s. BILD 15).

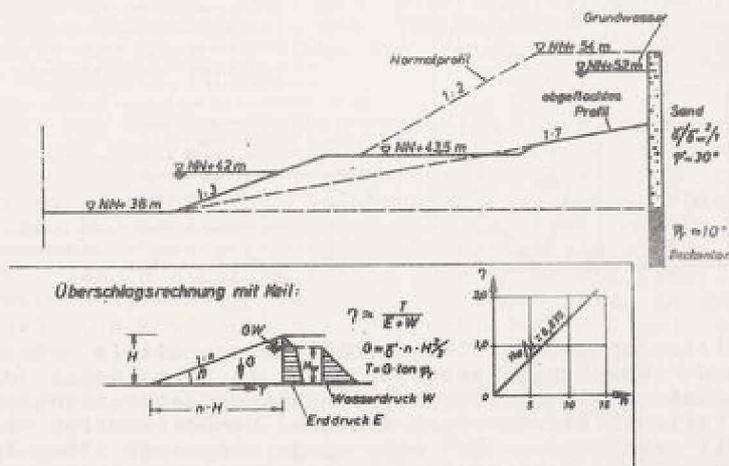


BILD 16

Es versteht sich, daß unter den gegebenen geologischen Verhältnissen jeder Versuch der Anwendung verfeinerter Verfahren zur Böschungsberechnung unangemessen wäre; deshalb ist - wie auf BILD 16 gezeigt wird, lediglich das Gleichgewicht am Böschungsdreieck auf einfachste Weise berechnet worden, wobei - wie das Bild zeigt - sich die Standsicherheit 1 für die Böschungsneigung 1:7 ergab. 1:10 wurde für kreisförmige Gleitflächen erhalten. - Die Leistung der Theorie ist in diesem Falle also recht unbefriedigend. Allerdings hätte man ganz ohne Theorieanwendung bei der Wahl einer angemessenen Böschungsneigung noch mehr im Dunkeln getappt. Erwähnenswert ist zu den Böden dieser Art noch folgendes: Falls in solchen Böden Böschungen unter Ausnutzung ihrer Kohäsion, d. h. unter Festigkeitsausnutzung über den Reibungsanteil hinaus angelegt werden sollen, wird die zeitabhängige Festigungsveränderung völlig undurchschaubar. Man erhält dann steilere Böschungen, unter denen aber Porenwasserüberdruck entsteht, dessen rechnerische Berücksichtigung unter diesen Verhältnissen bisher völlig ausichtslos ist. Auch über den sonst üblichen Ansatz einer sogenannten undränierten Scherfestigkeit kommt man hier nicht weiter. Hierzu gibt es in der Literatur eine Reihe Berichte über Schadensfälle (s. z. B. Skempton und La Rochelle 1961).

Das nächste Beispiel betrifft ebenfalls das Problem der Vorausberechnung der Standsicherheit, jedoch mit einer mehr auf das Grundsätzliche gerichteten Zielsetzung. Es soll gezeigt werden, welche besonderen Empfindlichkeiten in der Bodenmechanik berührt werden, wenn es um die Festlegung der Sicherheit geht, und zwar sowohl was ihre Definition als auch ihre Größe betrifft.

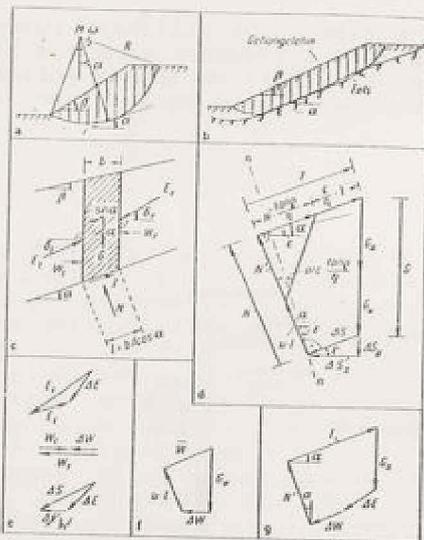


BILD 17

- tan ϕ = Reibungskoeffizient
- c = Kohäsion
- β = Gelände- bzw. Böschungsneigung
- n = Lamellenanzahl
- G = Gewicht der Lamelle einschließlich des enthaltenen Porenwassers
- G_0 = Gewicht der Lamelle unter Berücksichtigung des Auftriebs
- G_w = Gewicht des von der Lamelle verdrängten Wasservolumens
- u = Wasserüberdruck in der Lamellenoberfläche
- W_L = Wasserdruck auf die linke Lamellenoberfläche
- W_R = Wasserdruck auf die rechte Lamellenoberfläche
- E_L = Erdruck auf die linke Lamellenoberfläche
- E_R = Erdruck auf die rechte Lamellenoberfläche
- δ_L = Neigung des Erdrucks auf die linke Lamellenoberfläche
- δ_R = Neigung des Erdrucks auf die rechte Lamellenoberfläche
- $\Delta E = E_L + E_R$ = resultierender Erdruck auf die Lamellenoberfläche
- $\Delta W = W_L + W_R$ = resultierender Wasserdruck auf die Lamellenoberfläche
- $\Delta S = \Delta E + \Delta W$ = resultierende Lamellenoberflächenkraft
- B = Stauungskraft = $G_w + \Delta W + u \cdot l$
- α = Gleitflächenneigung gegen die Horizontale
- ϵ = Neigung von ΔS gegen die Horizontale
- 1) Bodenkörper mit kreisförmiger Gleitfläche und Lamellenanordnung
- M = Gleitkreismittelpunkt
- R = Gleitkreisradius
- ω = Öffnungswinkel des Kreisabschnitts
- 2) nichtkreisförmige Gleitfläche
- 3) Kräfte an der Einzellamelle
- 4) Kräfte an n Lamellen
- 5) Zusammensetzung der resultierenden Lamellenoberflächenkraft ΔS
- 6) Darstellung der Stauungskraft B in der Einzellamelle
- 7) Andere Möglichkeit der Darstellung des Kräftebruchs an n unter Verwendung der Stauungskraft

Unter weniger komplizierten geologischen Verhältnissen als im vorigen Beispiel wird zur Berechnung der Böschungsstandsicherheit in der Regel das sog. Lamellenverfahren benutzt, weil mit diesem die Baugrundeigenschaften und entsprechende sprunghafte Festigkeitsänderungen einfach berücksichtigt werden können (BILD 17). Es handelt sich hier um eine praxiserprobte Theorie, die ihre empirische Ergänzung bei der Festlegung der erforderlichen Sicherheiten gegen

den Bruch finden muß. Im folgenden ist nur der Fall der Bruchsicherheit längs kreisförmiger Gleitflächen behandelt, die aus der Momentengleichgewichtsbetrachtung für den gesamten Bruchkörper errechnet wird. Ganz entsprechend kann aus dem Horizontalkraft-Gleichgewicht die Bruchsicherheit für nichtkreisförmige Gleitflächen errechnet werden.

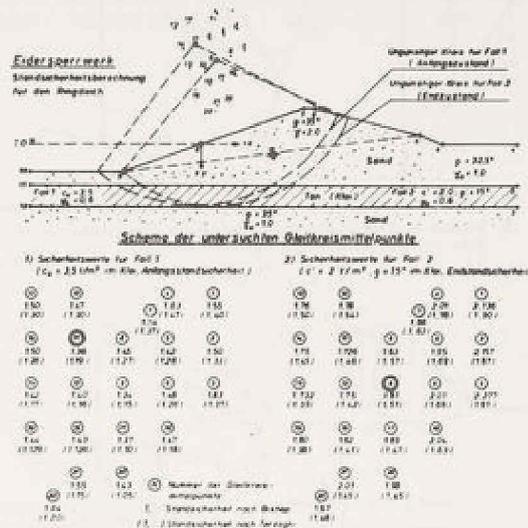
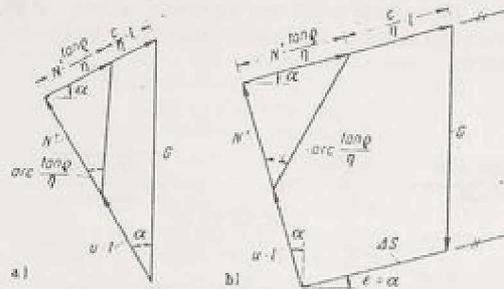


BILD 18

Das Lamellenverfahren ist ein Probierversahren, mit dem aus einer großen Zahl angenommener Gleitflächen die ungünstigste herauszufinden ist. Zum Beispiel ist im oberen Teil von Bild 18 ein Feld von Gleitkreismittelpunkten eingetragen; für jeden von diesen sind Gleitkreise mit verschiedenen Radien untersucht worden. Für jeden Bruchkörper, der durch eine dieser Gleitflächen vom tieferen Untergrund abgetrennt wird, war die Gleichgewichtsbetrachtung zur Standsicherheitsermittlung anzustellen. - Als Voraussetzung für das Verständnis der Rolle der Empirie muß zunächst etwas die Entwicklung der Theorie des Lamellenverfahrens ausgeführt werden:

Sieht man einmal von den schon durch Fellenius (1926) entwickelten graphischen Lösungen ab, so hat wohl als erster Krey (1936) das Gleichgewicht am in Lamellen aufgeteilten Bruchkörper rechnerisch untersucht. Wie noch bei vielen anderen nach ihm entsprechen seiner rein rechnerisch vollzogenen Ableitung Kraftecke für die einzelnen Bruchkörperlamellen nach BILD 19, links oben, die sich bei der üblichen Voraussetzung eines konstanten Sicherheitsbeiwertes η für alle Lamellen des Bruchkörpers jedoch nicht schließen. Die Größe des Lamellengewichtes G und die beiden anderen Richtungen im Krafteck liegen fest, so daß überhaupt nicht denkbar ist, daß sich Kraftecke mit Unterschieden in G und den beiden anderen Richtungen für das gleiche η schließen. Offenbar wird das deshalb oft nicht erkannt, weil die Kraftecke für die Einzellamellen nicht kontrolliert werden, sondern nur das Gleichgewicht am gesamten Bruchkörper Berechnungsziel ist. Erst wenn man die in den Lamellenseitenflächen wirkenden Kräfte mit der Summe ΔS berücksichtigt, wird der damit verbundene Fehler erkennbar (s. BILD 19, rechts oben).



a. Krestrek zu Formel (4) bei Vernachlässigung der Lamellenseitenkräfte
 b. Krestrek zu Formel (4) mit Berücksichtigung von parallel zur Gleitfläche resultierender Lamellenseitenkräfte

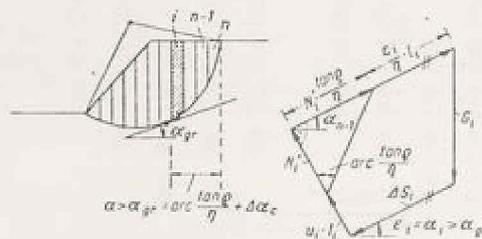


BILD 19

Es lag in der Natur dieses Vorgehens, daß man sich auch um das Momentengleichgewicht $\sum M = 0$ an jeder Einzellamelle keine Gedanken machte. Wie schon ausgeführt, ist zur Sicherheitsberechnung für den gesamten Bruchkörper das Momentengleichgewicht herangezogen worden. Es ergibt sich dann (siehe dazu die Ableitung auf BILD 22)

$$\eta = \frac{R \cdot \sum N' \cdot \tan \varphi + c}{R \cdot \sum G \cdot \sin \varphi}$$

Es ist der Verdienst von Bishop (1954), dann gezeigt zu haben, daß eine genauere Betrachtung die Seitenkräfte und die Sicherheit η in jeder Lamelle berücksichtigen muß. Erst bei Bishop wurde ersichtlich, daß für die Lamellen-seitenkräfte ohne Verstoß gegen bekannte mechanische Regeln wie $\sum M = 0$ an jeder Einzellamelle und Nichtüberschreitung der Grenzreibung in den Lamellen-seitenflächen noch ∞ viele Möglichkeiten für Annahmen über Neigung, Angriffspunkt und Größe der Seitenkräfte verbleiben (s. BILD 19, unten). Das Problem ist also grundsätzlich ∞ -fach statisch unbestimmt und kann eindeutig nur unter Zuhilfenahme von Näherungen gelöst werden.

Mit der Arbeit von Bishop war nun folgendes zu erkennen (s. Franke 1967):

- a) Die Lösung von Krey stimmt mit der genaueren Lösung von Bishop näherungsweise gut überein, wenn man die Resultierende der Lamellenseitenkräfte ΔS als

horizontal annimmt. Dann kann ΔS gerade so groß gewählt werden, daß sich das Krafteck für die Einzellamelle auch bei $\eta = \text{const.}$ und sogar unabhängig von der Wahl der Größe von η für alle Lamellen schließt. (Siehe dazu BILD 20, wo für $\eta = 1$ links das mit ΔS geschlossene Krafteck dem nicht schließbaren Krafteck rechts gegenübergestellt ist.) Ferner war zu erkennen, daß diese Annahme bei flachen Gleitflächenlagen keine nennenswerten Fehler verursachte. (Inzwischen haben diese Einzelheiten auch in der DIN 4084 Bewährung gefunden.)

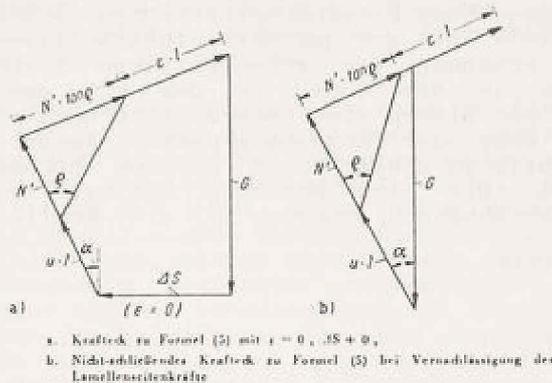


BILD 20

b) Eine ebenfalls sehr verbreitete Sicherheitsdefinition, die in der Literatur meist Terzaghi zugeschrieben wird und bei der

$$\eta = \frac{R \cdot \sum G \cdot \cos \alpha \cdot \tan \varphi}{R \cdot \sum G \cdot \sin \alpha}$$

verwendet wird, erwies sich ebenfalls als brauchbare Näherung. Bei dieser zeigte die Ableitung von Bishop, daß die Lamellenseitenkräfte als parallel zur Gleitfläche angenommen waren (BILD 19, unten) und so der Schluß des Kraftecks für jede Einzellamelle erreicht wurde, ohne daß man das früher erkannt hätte. (In diesem Fall waren die verwendeten Projektionsrichtungen nicht vertikal und horizontal wie bei Krey, sondern parallel und normal zur Lamellengrundfläche, so daß auf diese Weise ähnlich wie bei der Lösung von Krey die Lamellenseitenkräfte bei einer der Kräfteprojektionen nicht eingingen.)

c) Die errechnete Standsicherheit ergab sich mit dem Verfahren von Bishop am größten, mit dem von Krey kleiner und mit dem nach Terzaghi am kleinsten, wobei die Abstände der Sicherheiten je nach Bodenart und Gleitflächenlage veränderlich sind. Daraus war zum Beispiel die wirtschaftlich nicht uninteressante Konsequenz zu ziehen, daß bei großen Erdarbeiten wie im Staudammbau eine vorgeschriebene Standsicherheit je nach Rechenverfahren mit mehr oder weniger Erdbewegung und entsprechend veränderlichen Kosten erreichbar ist (siehe dazu BILD 18, unterer Teil), wenn nicht auch das anzuwendende

Stahlflügelpfähle gerammt wurden und der Damm auf der Tonschicht sich um 1 dm auf die Baugrube zu bewegte, wurde klar, daß die tatsächliche Standsicherheit zu knapp war und man so nicht vorgehen darf. Erst solche Anlässe zwingen dann zu der Schlußfolgerung, daß der Sicherheitswert ein empirischer Wert und als solcher verbunden ist mit dem Rechenverfahren, mit dem zusammen er nach den vorliegenden Erfahrungen bisher genügend Sicherheit geboten hat. Mit der Einführung eines mechanisch genaueren, aber insofern neuen Rechenverfahrens darf keinesfalls ein Sicherheitswert verwendet werden, der diesem nicht auf empirische Weise angemessen ist.

Sehr treffend ist eine Äußerung von Lang (1970), der auf die Gefahr solcher Manipulationen mit folgenden Worten hinweist:

"Es ist immer eine heikle Sache, in dem aus Überlegungen und Erfahrungen errichteten Gebäude der Bodenmechanik einzelne Bausteine durch Neuerungen zu ersetzen."

Neuerdings versucht man, diese Probleme im Zuge der Einführung eines neuen Sicherheitskonzeptes auf der schon angesprochenen Grundlage der probabilistischen Erfassung der beteiligten streuenden Parameter besser und genauer in den Griff zu bekommen (s. z.B. Breitschaft/Hanisch 1978). Neben der Erfassung der Scherparameter des Bodens auf diese Weise wird dabei auch der Einfluß des Rechenverfahrens mit Modell- oder Systemfaktoren k_{sys} zu erfassen versucht. Diese sollen berücksichtigen, welche Abweichungen zwischen Rechen- und Meßergebnissen bei Anwendung bestimmter mechanischer Modellvorstellungen der Wirklichkeit eintreten können. Voraussetzung für ihre Ermittlung ist also wieder die Empirie oder aber das Experiment. Nun kann man allerdings nicht mit natürlichen Böschungen experimentieren; schon mit Einzelfundamenten erreicht man das wirtschaftlich Machbare. In diesem Zusammenhang gewinnen Versuche an kleineren Modellen in der Bodenmechanik an Bedeutung, wobei allerdings die Bedingung der Ähnlichkeitsmechanischen Übereinstimmung von Modell und Natur besser kontrolliert werden muß, als das bisher üblich war. Aus diesem Sachverhalt sind für Bodenmechanik und Grundbau zwei ganz allgemeingültige Konsequenzen zu ziehen:

-Einmal sind die schönsten theoretischen Entwicklungen zu größerer Genauigkeit wenig sinnvoll, wenn nicht die mit ihnen verbundene Änderung der Sicherheitsanforderungen und ggf. anderer empirischer Implikationen angegeben werden kann - und das ist der wichtigere und schwierigere Teil der Aufgabe.

-Zum anderen müssen die in der Bodenmechanik erprobten, d.h. durch langjährige Anwendung bestätigten unterschiedlichen Sicherheitsdefinitionen und -werte respektiert werden, zum Beispiel die Unterschiede für die Grundbruchsicherheit von Fundamenten und für die Böschungsbruchsicherheit. (Im Sinne der für die nächsten Jahre beabsichtigten neueren Entwicklung wären hier also unterschiedliche Systemfaktoren k_{sys} zu berücksichtigen bzw. ein neuer Faktor zu definieren.)

So ist für den Grundbruch und auch für die Tragfähigkeit von Pfählen

$$\eta_{4017} = \frac{P_{\text{Bruch}}}{P_{\text{vorh.}}} \geq 2$$

Das ist eine auf die maximale äußere Last bezogene Sicherheit. Beim Böschungsbruch lautet die Fellenius zugeschriebene Definition dagegen

$$\eta_{4084} = \frac{\tau_{\text{Bruch}}}{\tau_{\text{vorh.}}} \geq 1,4$$

Das ist eine auf die Scherfestigkeit im Boden bezogene Sicherheit. Möglicherweise ist die unterschiedliche Wahl dieser beiden Sicherheitsanforderungen "historisch" darauf zurückzuführen, daß es bei Fundamenten und Pfählen mehr darauf ankommt, die Setzungen im Gebrauchszustand klein zu halten oder m. a. W. den Abstand vom Bruch so groß zu wählen, daß das Last - Setzungsverhalten noch quasi-elastisch linear ist, wogegen bei den Böschungen i. a. größere Verformungen zulässig sind, wenn nur kein Bruch zu befürchten ist.

In Zusammenhang mit den beiden unterschiedlichen Sicherheitsdefinitionen gibt es - jetzt wieder die Unentbehrlichkeit der Theorie zeigend - ein handfestes Beispiel dafür, wie man selbst bei einfachen praktischen Berechnungen mitunter vor die Notwendigkeit der Theorieanwendung gestellt wird: Im Brückenbau hat man oft Widerlagerfundamente in der Nähe von Böschungen wie auf BILD 22. Bei der

$$\eta_{4084} = \frac{\Sigma T_w \cdot r}{\Sigma G \cdot r \sin \delta + R \cdot c}$$

$$\eta_{4084} = 1 \text{ für Vergrößerung von } R \text{ auf } R_{\text{Bruch}}$$

$$\eta_{4017} = \frac{R_{\text{Bruch}}}{R}$$

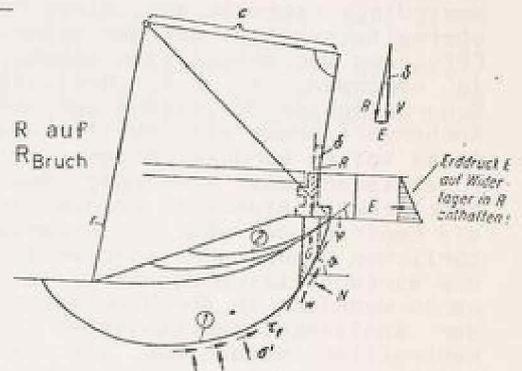


BILD 22

Grundbruchuntersuchung kann man dann die geschlossenen Lösungen der Plastizitätstheorie, wie sie beispielsweise den Angaben der DIN 4017 zugrundeliegen, nicht anwenden, weil diese nur für den Halbraum mit horizontaler Oberfläche verfügbar sind. Man ist deshalb auf die Anwendung des Lamellenverfahrens oder ähnlicher Probiervverfahren wie in DIN 4084 angewiesen. Nun wird die Sicherheit für das letztere wie gezeigt mit

$$\eta_{4084} = \frac{\tau_{\text{Bruch}}}{\tau_{\text{vorh.}}} \geq 1,3 \dots 1,5$$

angegeben. Gebrauch wird jedoch die Sicherheit nach der anderen Definition

$$\eta_{4017} = \frac{V_{\text{Bruch}}}{V_{\text{vorh.}}} \geq \frac{R_{\text{Bruch}}}{R_{\text{vorh.}}} \geq 2$$

Es wurde gerade festgestellt, daß beide Sicherheitsanforderungen jeweils für ihren Zweck zu respektieren sind, deshalb wird für den Fall nach BILD 22 die Resultierende R in der Formel für η_{4084} so lange vergrößert, bis sich $\eta_{4084} = 1$ ergibt. Der vergrößerte Wert von R ist dann gleich der Resultierenden, die in

der untersuchten Gleitfläche den Bruch hervorruft, also gleich R_{Bruch} , und man kann jetzt $\gamma_{4017} = R_{\text{Bruch}} / R_{\text{vorb.}}$ ganz einfach errechnen, eben weil R_{Bruch} jetzt bekannt ist. Erst unter zusätzlicher Einführung dieses Tricks, der inzwischen in die DIN 4084 aufgenommen worden ist, war die Adaption des Lamellenverfahrens mit der Sicherheitsdefinition nach Fellenius γ_{4084} an die Untersuchung komplizierter Grundbruchfälle mit der lastbezogenen Sicherheitsdefinition γ_{4017} für beliebig gestaltete Geländeoberfläche und beliebig geschichteten Baugrund gelungen (Franke 1974 A).

Die bisherigen Beispiele hatten einen unmittelbaren Praxisbezug; sie ergaben sich aus den Notwendigkeiten bei der Erledigung der Alltagsarbeit. Die folgenden Beispiele betreffen Arbeiten, die von vornherein auf die Gewinnung neuer Erkenntnisse gerichtet waren.

Dem nächsten Beispiel sei vorausgeschickt, daß es in der Bodenmechanik zweckmäßig erscheint, zwischen zwei Klassen der Theorie zu unterscheiden, einer, die auf mehr strenge, und eine andere, die mehr auf praxisbezogene Lösungen abzielt. Als Beispiel einer auf eine mehr strenge Lösung abzielende Arbeit sei eine neuere Arbeit über das Stoffverhalten von Sand angeführt, der folgende Zusammenfassung gegeben wurde (Goldscheider 1977):

"In der neueren bodenmechanischen Literatur wird für Sand häufig ein elastoplastisches Stoffgesetz mit folgenden Eigenschaften angenommen: Es gibt eine von der Dichte abhängige Fließbedingung (Grenzbedingung) $f_{\sigma} = 0$, die Grenze des elastischen Bereiches und zugleich Umhüllende aller statisch möglichen Spannungen σ ist. Im Spannungsraum ist $f_{\sigma} = 0$ ein isotroper Kegel mit der Spitze im Ursprung. Für das plastische Verzerrungsinkrement $\Delta \epsilon^p$ soll folgende Fließregel gelten: Die plastische Volumenänderung entspricht der nur von der Dichte abhängigen Dilatanz und ist daher nicht mit der Grenzbedingung assoziiert. Dagegen ist der deviatorische Anteil von $\Delta \epsilon^p$ normal zur Schnittkurve von $f_{\sigma} = 0$ mit einer Deviatorebene; diese Leitkurve ist daher glatt und konvex anzusetzen, was allerdings für Sand noch nicht gelungen ist.

Früher wurde bereits darauf hingewiesen, daß ein elastischer Bereich bei Sand nicht entdeckbar ist. Ferner wurde die übliche Annahme eines nur von der Dichte abhängigen 'Dilatanzwinkels' revidiert. Nachfolgend wird gezeigt, daß plastisches Potential und Grenzbedingung auch in der Deviatorebene deutlich voneinander verschieden sind. Anstelle der numerisch ungünstigen und ungenauen deviatorischen Normalitätsbedingung wird eine von der Grenzbedingung unabhängige Funktion von Invarianten eingeführt. Die Grenzbedingung kann durch eine sechseckige Pyramide approximiert werden."

Wenn hier zu dieser Art von theoretischen Arbeiten mit Hilfe von BILD 23 etwas Erläuterndes gesagt wird, so geschieht das, um zu zeigen, daß man als praxisorientierter Ingenieur bemüht sein muß, wenigstens das allgemeine Vorgehen zu begreifen, das zu solchen Arbeiten gehört. Die aktive Mitwirkung an solchen Arbeiten ist nicht seine Aufgabe. Dies sei vorweggeschickt, wenn hier dem Zitat etwas hinzugefügt wird, das im übrigen nur dazu dienen soll zu zeigen, daß es sich hier um bodenmechanische Theorie handelt, die sich der Praktiker als Dienstleistung von Spezialisten zuliefern lassen muß.

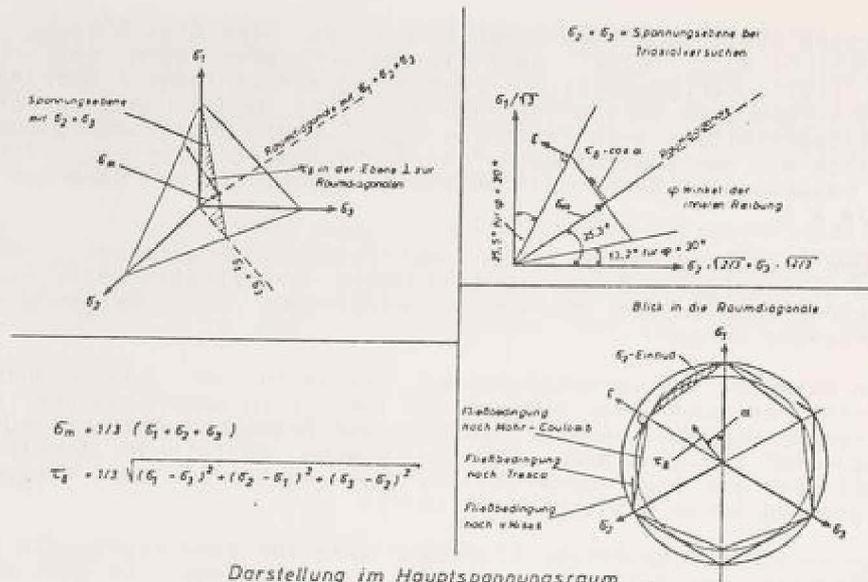


BILD 23

Die Mohr - Coulombsche Fließbedingung ist für Böden mit und ohne Kohäsion experimentell auch für die Darstellung im Hauptspannungsraum als dreifach symmetrische, sechseckige Pyramide schon früher in den 60er Jahren als zutreffend nachgewiesen worden. Um für räumliche Verhältnisse nun auch eine Angabe über die Verformungsgeschwindigkeiten bzw. - inkremente machen zu können, hat man die für von Mises - Material, das einen Zylinder als Fließbedingung besitzt, gut passende und ebenfalls ältere Hypothese vom plastischen Potential auch für Böden übernehmen wollen, in der die Fließbedingung als eine Potentialfläche angesehen wird, auf der die Vektoren der Verformungsinkremente ϵ senkrecht stehen müssen. Das ist dann die Fließregel. Dazu passen die Ecken in der Mohr - Coulombschen Fließbedingung (auch in der von Tresca, die für Böden mit konstanter Scherfestigkeit gilt) nicht. Man hat sie deshalb ausgerundet (mathematisch), um nicht an den Ecken der Fließbedingung eine Nicht - Eindeutigkeit der Richtung der Verformungsinkremente zu haben. Jetzt wird als neuer Beitrag zu dieser Diskussion in dem Zitat festgestellt, daß Fließbedingung und plastisches Potential nicht zusammenfallen. Bemerkenswert ist, daß Stoffgesetze, mit denen solche Sachverhalte mathematisch beschrieben werden, dann statt der gewohnten zwei Bestimmungsgrößen Reibungswinkel φ und Kohäsion c bis zu einem Dutzend Parameter enthalten.

Im Anschluß an dieses Beispiel sei noch eine auf das Persönliche gerichtete Konsequenz angesprochen. Die Aneignung des mathematischen Apparates, den man für die Beherrschung solcher Entwicklungen und für das tiefere Verständnis der auf diesem Gebiet der Mechanik schon vorhandenen Literatur benötigt, ist für sich eine halbe Lebensaufgabe.

Andererseits setzt die Befähigung zum Konstruieren, zum Entwurf günstiger statischer Gründungssysteme für ganze Bauwerke eine komplexere Zusammensetzung von Kenntnissen voraus; hierbei ist nicht nur die Kenntnis technischer Mechanik, sondern darüberhinaus das Wissen und sogar eine Art Gespür, um oder für das auf der Baustelle sicher und wirtschaftlich Machbare Voraussetzung. Auch dieses Wissen ist nicht von heute auf morgen erlernbar.

Hat sich nun jemand entweder der anspruchsvolleren Theorie oder der konstruktiven Praxis soweit verschrieben, daß er bis zu erfolgreichen selbst-

ständigen Arbeitsergebnissen gediehen ist, so ist er in der Regel auch für den Rest seines Lebens festgelegt. Leider besteht meist nicht die Möglichkeit, sich seine Arbeitsrichtung mit Bedachtsamkeit auszuwählen. Sofern man die Befähigung für beide Arbeitsrichtungen, die theoretische und praktische, besitzt, wird man als junger Ingenieur oft durch Zufall in die eine verschlagen und ehe man sich versieht, ist dann soviel Zeit vergangen, daß es nicht mehr sinnvoll ist zu wechseln, selbst wenn man es wollte.

Mit diesen Ausführungen soll keinesfalls die Arbeit mit der Zielrichtung auf strenge theoretische Lösungen abgewertet werden. Über deren Stellenwert hat sich schon Terzaghi in einer Weise geäußert, die bis heute gültig ist. Dazu das folgende, etwas gekürzte Zitat aus seiner Theoretischen Bodenmechanik (Terzaghi 1943 bzw. in deutsch Terzaghi - Jelinek 1954):

"Bei der praktischen Anwendung der Bodenmechanik kann die Bedeutung der Einfachheit nicht genug betont werden. Die Notwendigkeit für Vereinfachung liegt in der Natur des Bodens, da es keinen vollkommen homogenen Boden gibt und die mechanischen Eigenschaften der natürlichen Böden sehr kompliziert sind. Strengere Lösungen sind viel zu kompliziert, um dieser wichtigen Aufgabe zu dienen. Der prinzipielle Wert dieser Lösungen ist ihre Fähigkeit, die Bedeutung der in den Ergebnissen der vereinfachten Untersuchungen enthaltenen theoretischen Fehler zu zeigen. In dieser Hinsicht sind die strengen Lösungen von unschätzbarem Wert. Sowohl für den Forscher wie für den praktisch tätigen Ingenieur genügt die Kenntnis des allgemeinen Vorgehens, mit dessen Hilfe strenge Lösungen erhalten werden können. Die strenge Lösung der Aufgaben sollte den Mathematikern überlassen werden."

An dieser Stelle ist einzuflechten, daß der vielleicht größte Fortschritt zur Gewinnung strenger Lösungen seit den Tagen Terzaghis durch die elektronische Datenverarbeitung ermöglicht worden ist. Erst mit dieser Rechenhilfe ist es viel weitergehend als früher möglich geworden, numerische Methoden zur Lösung von Aufgaben der Mechanik einzusetzen, wobei der Methode der finiten Elemente eine besondere Rolle zukommt. Die Bedeutung dieser neuen Methoden liegt dabei weniger in der Lösung praktischer Aufgaben; dem stehen noch immer die alten Schwierigkeiten der Formulierung hinreichend genauer und für die mathematische Verarbeitung trotzdem nicht zu komplizierter Stoffgesetze für den Boden und dessen natürlicher Inhomogenität im Wege.

Aber man kann mit diesen Methoden in einer Art mathematischem Sandkastenspiel für idealisierte Verhältnisse das tatsächliche Bodenverhalten und die Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Baugrund weitaus genauer erforschen als bisher. Man kann Einsichten gerade über das gewinnen, was in dem Zitat Terzaghis mit den Worten ausgedrückt wurde: "Der prinzipielle Wert dieser (strengeren) Lösungen ist ihre Fähigkeit, die Bedeutung der in den Ergebnissen der vereinfachten Untersuchungen enthaltenen theoretischen Fehler zu zeigen. ..und.." In dieser Hinsicht sind die strengen Lösungen von unschätzbarem Wert. * - Soweit noch einmal Terzaghi, der mit diesen Worten auch der strengeren Theorie Gerechtigkeit widerfahren läßt.

Bei den unmittelbar auf neue Erkenntnisse gerichteten Arbeiten darf ein Hinweis auf Natur- und Modellversuche als Mittel zu rein empirischer Erkenntnis nicht fehlen. Einmal sind sie immer dann unentbehrlich, wenn keinerlei Aussicht besteht, ein Problem mit theoretischen Hilfsmitteln auch nur näherungsweise zu lösen. Zum anderen sind sie notwendig, um im gezielten Einsatz die Treffsicherheit theoretischer Lösungen nachzuprüfen.

Das folgende Beispiel betrifft einen solchen Modellversuch zur Nachprüfung einer Theorie. Allerdings ist bei Modellversuchen im Unterschied zu den Naturversuchen zu beachten, daß die uneingeschränkte Übertragbarkeit ihrer Ergebnisse auf die

Natur wegen bestimmter Maßstabeffekte umstritten ist (de Beer 1963). Aber wo es um die Ermittlung lediglich prozentualer Änderungen geht, wie beispielsweise bei der Untersuchung der relativen Abweichungen des Tragverhaltens von Fundamenten mit unterschiedlichem Seitenlängenverhältnis oder von Pfahlgruppen unterschiedlicher Pfahlanzahl und Konfiguration der Pfähle, sind sie unentbehrlich, weil mit Rechenmethoden allein keine vertrauenswürdigen Ergebnisse erzielbar sind. So ist mit einfachen Modellversuchen beispielsweise ermittelt worden, daß der nach dem bekannten Dalbenberechnungsverfahren von Blum mit der dritten Potenz der Tiefe wachsende Erddruck auf horizontal belastete Einzelpfähle auf einer Fehlannahme in der Berechnung beruht, indem starre Modellpfähle unterschiedlicher Länge horizontal bis zum Bruch belastet worden sind (BILD 24). Es zeigte sich, daß die Tiefenzunahme nur quadratisch ist (Franke 1973). Andere Versuche ähnlicher Art sind vom Verfasser zur Ermittlung der Ruhedruckbeiwerte K_0 bei geneigtem Gelände ausgeführt worden, bei denen sich mit dem Reibungswinkel φ und der Hangneigung β

$$K_0 \approx 1 - \sin \varphi + (\cos \varphi - 1 + \sin \varphi) \cdot \beta / \varphi$$

ergab (Franke 1974 b).

Abhängigkeit der Bruchlast von der Einbindtiefe

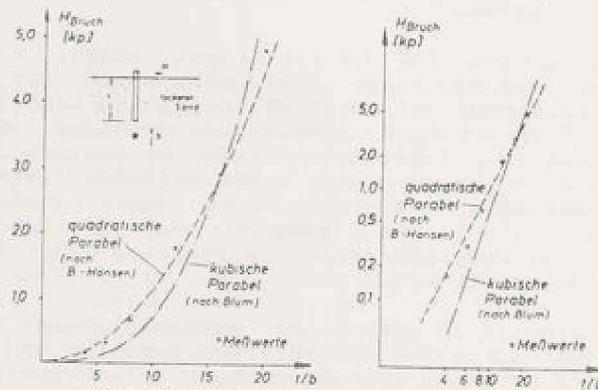


BILD 24

Ergebnisse von Modellpfehlern unter Horizontalbelastung: $1 \text{ kp} = 10 \text{ N}$.

Als ein Beispiel für Naturversuche verdienen die Erddruckmessungen am Hebewerk Lüneburg (BILD 25) besonderes Interesse (siehe auch Smolczyk, Hilmer, Franke, Schuppener 1977). Das Hebewerk Lüneburg ist eigentlich ein Doppelhebewerk. Jedes der beiden Hebewerke hat vier Türme, zwischen denen der Trog, der die Schiffe auf- und abwärtsbewegt, läuft. BILD 26 zeigt einen Querschnitt durch die vorderen Türme in schematischer Darstellung. An der mit A bezeichneten Wand sind von der Bauwerkshinterfüllung an in den letzten 6 Jahren Erddruckmessungen ausgeführt worden. Die Besonderheit ist die steife Trogform oder U - Form der in den Boden eingebetteten Bauwerksunterteile, von denen in diesem Fall zwei nebeneinander stehen. Sie sind in geböschter Baugrube gebaut und dann mit verdichtetem Sand hinterfüllt worden. - Gründungströge dieser Art atmen sozusagen mit den Temperaturänderungen zwischen Sommer und Winter und produzieren dabei eine bis heute quantitativ theoretisch nicht darstellbare Erddruckerhöhung von Jahr zu Jahr. Qualitativ sind die Ursachen auf BILD 27 dargestellt. Auf dem Bildteil b ist angedeutet, daß nach dem Bau im ersten Winter bei niedrigen Tem-

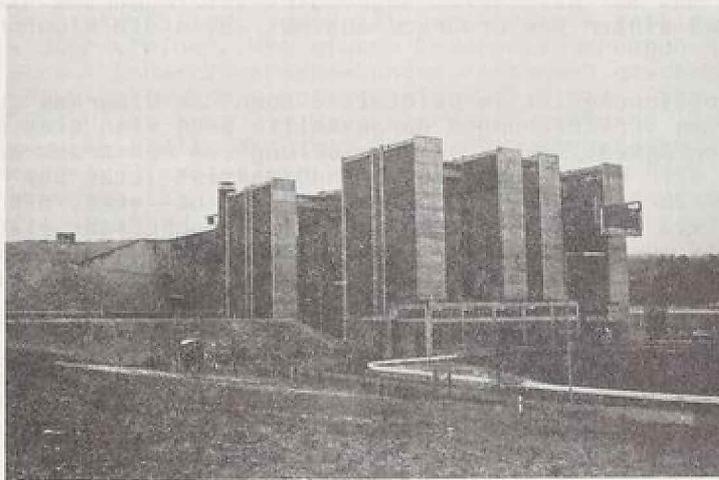


BILD 25

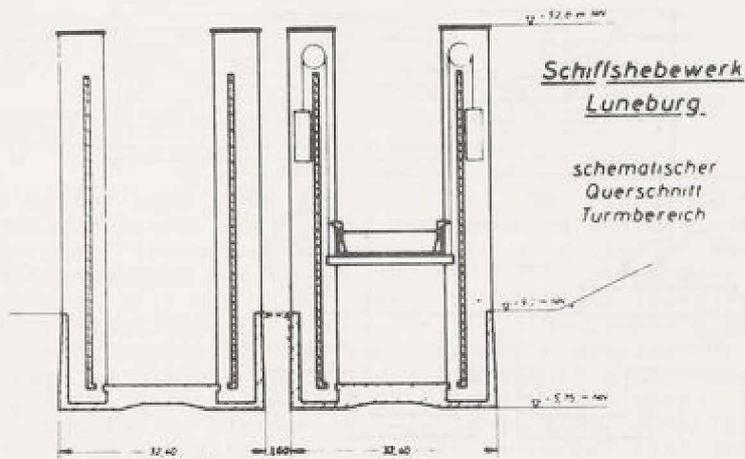


BILD 26

peraturen sich die Sohle der Bauwerke zusammenzieht, und daß die in die Sohle eingespannten Stützwände dementsprechend nachgeben, sich also von der Hinterfüllung entfernen. Die Hinterfüllung rutscht nach; dieses ist mit den eingezeichneten aktiven Erddruckkeilen angedeutet worden. In Wirklichkeit bilden sich diese aktiven Erddruckkeile natürlich nicht aus, denn der Erddruck sinkt nie bis auf den aktiven, unteren Grenzwert ab. Er liegt vielmehr immer zwischen den Wer-

ten E_a und E_p , wie das auf Bildteil d angedeutet ist. Außerdem ist dort angezeigt, daß gegen den Winter der Erddruck absinkt, also die Richtung nach E_a einschlägt.

Zur weiteren Verdeutlichung ist im Bildteil c auch das Diagramm der Entwicklung des Erddrucks mit den Verschiebungen dargestellt: Wenn sich eine Stütz wand nach v_1 , d. h. nach innen bewegt, geht die Entwicklung vom Ruhedruck nach dem aktiven Erddruck; wenn sie sich nach außen bewegt, und das ist jetzt das Entscheidende, dann kann man beim Zurückschieben des Bodens nicht etwa mit den gleichen Erddrücken rechnen wie beim Boden, der vorher nachgerutscht ist, sondern es setzt von der Stelle an, die auf der v_1 -Achse erreicht worden ist, direkt die Entwicklung zum passiven Erddruck ein. Mit anderen Worten: Wenn eine Stützmauer nachgibt, und die Erde nachrutscht, entsteht eine Abminderung der Erddruckkraft in Richtung auf den aktiven Erddruck; man kann aber bei dem Versuch, diese nachgerutschte Erde zurückzudrücken, das keinesfalls mit dem gleichen Erddruck erreichen. Es werden dafür erheblich höhere Kräfte gebraucht. Ohde (1948) hat dafür den Begriff der "Selbstsperrung" des Korngerüsts geprägt. Man kann diesen Effekt auch vergleichen mit einem Zahnrad, das eine Sperrklinke hat (siehe Bildteil e) und sich nur in eine Richtung drehen läßt.

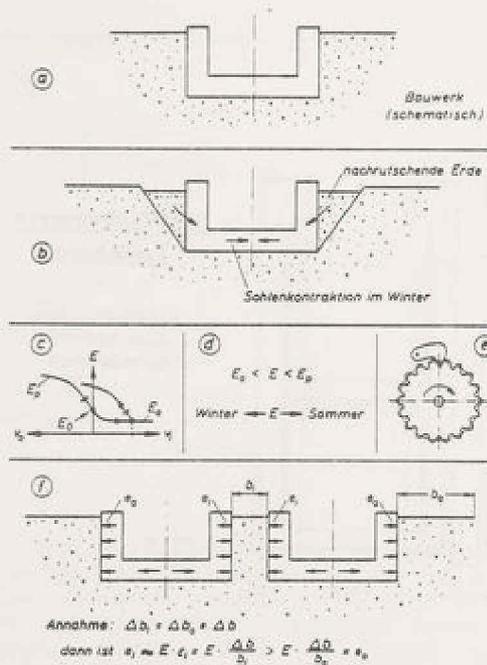


BILD 27

Nun die Meßergebnisse: Auf dem oberen Teil von BILD 28 sind in der oberen Zeile die Erddruckbeiwerte statt des Erddrucks selbst angegeben. Man kann das als einen bezogenen Erddruck auffassen und hat somit ein direktes Bild vom Erddruckverlauf. Weiter unten sind die Temperaturen angegeben, wie sie seit 1972 zwischen Sommer und Winter gewechselt haben. Wie man im Vergleich sieht, haben

die Erddrücke entsprechend gewechselt. Angefangen hat es mit dem Ruhedruck nach der Verdichtung der Hinterfüllung; dann ist der Erddruck gestiegen. Die Inkremente werden jedes Jahr kleiner. Mit diesen Erddruckänderungen sind - wie mit dem Bild gezeigt wird - Bauwerksverschiebungen verbunden gewesen. An der Unterkante der Wand A (BILD 28) wurde gemessen, wie sich diese Jahr für Jahr nach außen bewegt. Natürlich ist auch die Maueroberkante gemessen worden. Es zeigt sich, daß auch eine sehr steife Wand mit zu- und abnehmendem Druck Hin- und Herverbiegungen erfährt. Diese sollen hier nicht weiter im Auge behalten werden. Was besonders interessant ist, ist die Bewegung des Fußpunktes, die generell nach außen geht. Sie zeigt an, daß im Falle zweier benachbarter Trogbauwerke die

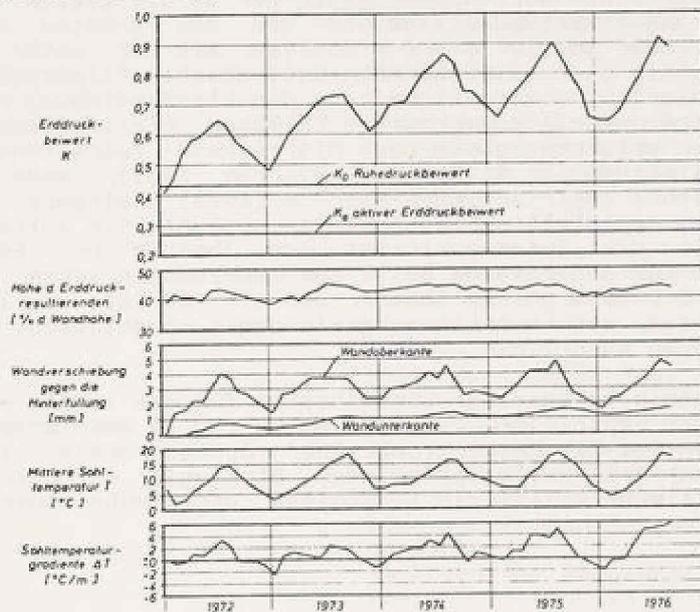


BILD 28

Bewegung immer weiter nach außen gerichtet ist. Das ist eine Beobachtung, über die in der Literatur bisher noch nicht berichtet worden ist und die insoweit ein besonderes Interesse verdient. (Die Verschiebung ist leider nur auf einer Bauwerksseite gemessen worden und konnte zur Kontrolle nicht auch an anderen Stellen gemessen werden, weil nicht mit dieser einseitigen Bewegung gerechnet worden war.) Eine hypothetische Erklärung für diese Beobachtung gewinnt man, wenn man sich vereinfacht vorstellt, daß sich im Sommer das Bauwerk um den Betrag Δb ausdehnt, und zwar an allen 4 Stützwänden gleichzeitig um diesen Betrag. Wäre also $\Delta b_i = \Delta b_a = \Delta b$ (siehe Bildteil 27 f) und werden diese Längen Δb auf b_i und b_a bezogen, und ist b_i kleiner als b_a , dann sind natürlich die bezogenen Längenänderungen ϵ_i in der Mitte zwischen den Bauwerken viel größer als ϵ_a außen, und es muß sich - wenn hier grob näherungsweise, aber für qualitative Betrachtungen ausreichend, die Elastizitätstheorie mit konstantem Elastizitätsmodul E verwendet wird - der Erddruck innen $E_i = E \cdot \epsilon_i$ größer als der Erddruck außen $E_a = E \cdot \epsilon_a$ ergeben. Man sieht, daß mit den größeren bezogenen Längenänderungen ϵ_i in dem Zwickel zwischen den Bauwerken größere Erddrücke als auf der Außenseite der Bauwerke entstehen und diese dadurch im Laufe der Zeit etwas auseinanderrücken.

Der Abstand zwischen den Doppelhebewerken ist aus konstruktiven und gestalterischen Gründen so eng wie möglich gehalten. Er besteht in diesem Falle aus einem Hinterfüllungszwickel von nur $b_i = 4$ m Breite; dagegen muß man sich außerhalb, wenn man zum Beispiel unter $45 - \varphi / 2$ einen Erdwiderstandskanal ansetzt, vorstellen, daß im Bereich b_a mehr als zwei- oder dreimal so viel Erdmassen in

horizontalen Richtung von der Erddruckerhöhung beeinflusst sind als zwischen den Bauwerken. Auf diese Weise ist erklärbar, daß Doppelanordnungen von Trogbauwerken wie in diesem Fall zu einer stärkeren Erddruckerhöhung mit den Temperaturwechseln führen als bei Einfach-Anordnungen solcher Bauwerke. Beiläufig hat sich hier wieder ein Beispiel zur Deutung von Naturmessungen angeschlossen, das zeigt, daß oft "nichts praktischer als eine Theorie ist" (Ostwald).

Es fällt schwer, sich bei einer Auswahl gerade auf diese Beispiele zu beschränken, wo es noch so viele andere gibt, welche das Wechselspiel von Theorie und Empirie ebenso gut unterstreichen würden. Man denke nur an die vielen Probleme, die mit Grundwassersickerungen verbunden sind und die den größten Anteil an Schadensfällen ausmachen. Oder an die $\psi = 0$ - Analyse, mit der unter bewußtem Verstoß gegen die als richtig nachgewiesene Mohr-Coulombsche Fließbedingung in Verbindung mit der undrained Scherfestigkeit c_u die Fließbedingung von Tresca (s. Bild 23) verwendet wird und mit entsprechend falschen Gleitflächenlagen in normalkonsolidiertem Boden erfahrungsgemäß doch hinreichend zutreffende Standesicherheitswerte erhalten werden (s. Bishop und Bjerrum 1961), wenn man die Ergebniswerte der Flügelsonde empirisch nach Bjerrum (1973) abmindert. Insofern sind die hier aufgeführten Beispiele nur eine kleine Auswahl. Sie sollen zeigen, daß dabei die Art und Weise des Zusammenwirkens von Theorie und Empirie im Grundbau von Fall zu Fall auf angemessene Weise neu auszubalancieren ist. Als Faustregel sollte man im Grundbau gelten lassen, daß ein Zuviel an Theorieanwendung sicher schädlich ist, wenn mehr Genauigkeit damit vorgetäuscht wird, als tatsächlich geleistet werden kann.

Schlußfolgerung: Die Kenntnis technischer Einzelheiten für das immer neue Ausbalancieren von Theorie und Empirie reicht im Grundbau und in der Bodenmechanik nicht aus, sondern daneben ist die Entwicklung einer übergeordneten Sicht des Gesamtzusammenhanges, einer Art Philosophie oder Strategie erforderlich, in deren Rahmen dann als taktische Mittel die Kenntnisse der technischen Einzelheiten einzusetzen sind.

In Anlehnung an den Text eines Vortrages an der TU Graz am 27. April 1977.

Literatur:

- de Beer (1963) Influence of the mean normal stress on the shearing strength of sand.
Proc. 6. ICSMFE, Vol. 1
- Bishop (1954) The use of the slip-circle in the stability analysis of slopes.
Proc. Europ. conf. on stability of earth slopes. Vol. I, Stockholm
- Bishop + Bjerrum (1961) Bedeutung und Anwendbarkeit des Dreiaxialversuches für die Lösung von Standsicherheitsaufgaben
NGI-Publikation No. 43, Oslo
- Bjerrum (1973) Problems of soil mechanics and construction on soft clays and unstable soils.
General Report
Proc. 8. ICSMFE, Vol. 3, S. 111
- Breitschaft/Hanisch (1978) Neues Sicherheitskonzept im Bauwesen aufgrund wahrscheinlichkeitstheoretischer Überlegung - Folgerungen für den Grundbau unter Einbeziehung der Probenahme und der Versuchsauswertung.
Vorträge der Baugrundtagung 1978, Berlin, S. 659-694
- Fellenius (1926) Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen; Berlin, Ernst und Sohn
- Franke (1967) Einige Bemerkungen zur Definition der Standsicherheit von Böschungen und der Geländebruchsicherheit beim Lamellenverfahren.
Bautechnik, S. 415
- Franke (1972 a) Aufgaben der praktischen Bodenmechanik
Bautechnik, S. 38
- Franke (1972 b) Neuere Erkenntnisse über das Stoffverhalten in der Bodenmechanik.
Bautechnik, S. 135
- Franke (1973) Probelastung von Großbohrpfählen.
Bautechnik, S. 7

- Franke (1974 a) Anmerkungen zur Anwendung von DIN 4017 und DIN 4084. Bautechnik, S. 225
- Franke (1974 b) Ruhedruck in kohäsionslosen Böden. Bautechnik, S. 18
- Franke (1976) Langzeitrutschungen. Drei Beispiele aus der Praxis und kritischer Überblick über die bisherige Entwicklung der Erkenntnisse. Bautechnik, S. 97
- Goldscheider (1977) Grenzbedingung und Fließregel von Sand. Mech. Res. Comm. Vol. 3, S. 463 Pergamon Press. Printed in USA
- Krey (1936) Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes. 5. Auflage, Berlin, Ernst und Sohn
- Lang (1970) Bodenmechanische Probleme der Foundation. Schweizerische Bauzeitung, H. 22
- Ohde (1948) Zur Erddruck - Lehre Bautechnik
- Roscoe (1970) The influence of strains in soil mechanics. 10. Rankine Lecture. Geotechnique, No. 2
- Skempton + La Rochelle (1961) The Bradwell slip. A shortterm failure in London - clay. Geotechnique, S. 221
- Franke + Schuppner, Smoltczyk, Hilmer (1977) Measurement of the increase of lateral earth pressure on U - framed structures such as locks due to seasonal temperature fluctuations. Proc. 9 ICSMFE
- Terzaghi - Jelinek (1954) Theoretische Bodenmechanik. Berlin, Springer

VERÖFFENTLICHUNGEN IM ZUSAMMENHANG MIT DEM AM INSTITUT FÜR BODENMECHANIK UND
GRUNDBAU DER TH DARMSTADT DURCHFÖHRTEN UNTERSUCHUNGEN

1963

BRETH, H. ;
"Baugrundfragen in Zusammenhang mit der Abdichtung von Bauwerken", Hauptverband
der Deutschen Bauindustrie e. V., Frankfurt/Main, 1963

BRETH, H. ;
"Grundsatz bei der Planung und Ausführung von Staudämmen", Straßen- und Tiefbau,
7/1963, S. 811-825

BRETH, H. ; SOMMER, H. ;
"Die Entwurfsbearbeitung des Kentron - Dammes in Griechenland", Die Wasserwirt-
schaft, Jahrg. 33 (1963), Heft 12, S. 1-6

BRETH, H. ;
Generalbericht, Sektion V, Europäische Baugrundtagung in Wiesbaden 1963

BRETH, H. ; BACK, K. ;
"Über Setzungen von Bauwerken auf Ton", Europäische Baugrundtagung,
Wiesbaden 1963

HEIL, H. ;
Diskussionsbeitrag zu Muhs/Weiss: "Die Berechnung der Bauwerkssteifigkeit von
Hochhäusern aus den Ergebnissen von Setzungsbeobachtungen", Europäische
Baugrundtagung in Wiesbaden 1963

BRETH, H. ;
Diskussionsbeitrag zu Kani : "Sohl drücke und Setzungen starrer Sohlplatten auf
waagrecht geschichtetem Baugrund", Europäische Baugrundtagung in Wiesbaden 1963

SOMMER, H. ;
Diskussionsbeitrag zur Ermittlung der Bauwerkssteifigkeit von rahmenartigen
Hochbauten, Europäische Baugrundtagung in Wiesbaden 1963

BRETH, H. ;
"Die boden- und felsmechanischen Untersuchungen für das Pumpspeicherwerk Vian-
den", Die Wasserwirtschaft, Jahrg. 53 (1963), Heft 7,
S. 258 - 262

1964

BRETH, H. ;
"Measurements on a Rockfill Dam with Bituminous Concrete Diaphragm", Transact-
ions of the 8th Congress on Large Dams, Edinburg 1964. Deutsch in : Strabag -
Schriftenreihe 7. Folge, Heft 1

BRETH, H. ;
"Der Scheiteldruck auf Bauwerke mit hoher Überschüttung", Deutsche Baugrundta-
gung in Berlin 1964, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen, e.V.

1965

SOMMER, H. ;

"A Method for the Calculation of Settlements, Contact Pressures and Bending Moments in a Foundation Including the Influence of the Flexural Rigidity of the Superstructure", Proc. of the 6th International Conference on Soil Mech. and Found. Engng., Montreal 1965, Vol. II, S. 197 ff

SOMMER, H. ;

"Beitrag zur Berechnung von Gründungsbalken und einseitig ausgesteiften Gründungsplatten unter Einbeziehung der Steifigkeit von rahmenartigen Hochhausbauten", Fortschr.-Ber. VDI - Zeitschrift, Reihe 4, Nr. 3, Juli 1965

1966

BRETH, H. ;

"Erd- und Steinschüttdämme", VDI - Zeitschrift, Bd. 108 (1966), Nr. 25, S. 1246/50

THEODOSSIADIS, D. ;

"Injektionen, Durchlässigkeitsprüfung im Kontrollbrunnen für die Abnahme des Dichtungsschirmes", Die Wasserwirtschaft, 56. Jahrg. (1966), Heft 10, S. 329-332

BRETH, H. ; SOMMER, H. ;

"Die Tragfähigkeit und Entwässerung von Schluff", Deutsche Baugrundtagung in München 1966, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen, e.V.

1967

SCHWINN, K.H. ;

"Erdstatische Probleme bei der Anlage von Schlamm- und Klärteichen", Straßen- und Tiefbau, Heft 4, 1967

BRETH, H. ;

"Auswirkungen von Erdbeben auf Dämme", Vortrag am 18. Mai 1967 vor der österreichischen Staubeckenkommission in Wien

BRETH, H. ;

"The Dynamics of a Landslide Produced by Filling a Reservoir", Proc. Int. Congr. on Large Dams, Istanbul, 1967, Q 32, R 3

BRETH, H. ;

"Calculation of the Shearing Strength of a Moraine Subjected to Landsliding due to Reservoir Filling in Kauner Valley, Austria", Proc. Europäische Baugrundtagung in Oslo 1967, 312, S. 171-174

ERTEL, W. ;

"Determination of the Initial Strength of Stiff - Plastic Clay", Europäische Baugrundtagung in Oslo, 1967

BACK, K.;

"Die Voruntersuchungen für den Dichtungsschirm am Durlaßboden", Der Bauingenieur, Jahrg. 42 (1967), Heft 8, S. 279-285

BRETH, H.; GÜNTHER, K.;

"Die Anwendung von Entspannungsbrunnen zur Verhütung von Erosionsschäden beim Erddamm Eberlaste", Der Bauingenieur, Jahrg. 42 (1967), Heft 8, S. 273-278

1968

BRETH, H.; WANOSCHEK, H.R.;

"Steifenkraftmessungen in einer Tiefbahngrube in Frankfurt/Main", Donau-Europäische Konferenz: Bodenmechanik im Straßenbau, vom 8.-10.5.1968 in Wien, Kongreßbericht S. 141 ff.

RAPPERT, J.;

"Fehlerquellen bei der Messung des Porenwasserdrucks", Donau - Europäische Konferenz: Bodenmechanik im Straßenbau, Kongreßbericht S. 175 ff.

SCHWINN, K.H.; HARDT, G.;

"Zur Standsicherheitsberechnung von Böschungen nach der Erddruckregel", Donau-Europäische Konferenz: Bodenmechanik im Straßenbau in Wien, Kongreßbericht S. 175 ff.

BRETH, H.; GÜNTHER, K.;

"Die Dichtungselemente des Erddamms Eberlaste", Strabag-Schriftenreihe, 8. Folge, Heft 2

BRETH, H.;

"Staudamm Durlaßboden. Das Ergebnis des Teilstaus 1957, Versuch einer Analyse", Österreichische Zeitschrift für Elektrizitätswirtschaft, Jahrg. 21 (1968), Heft 8, S. 412-420

SCHWINN, K.H.;

"Über den Einfluß eines dünnwandigen im Boden verlegten Rohres auf das Tragverhalten des Bodens", Straßen- und Tiefbau, Heft 8, 1968

BRETH, H.;

"Der Durlaßboden - Staudamm", Deutsche Baugrundtagung in Hamburg, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen eV.

1969

HEIL, H.;

"Studies on the Structural Rigidity of Reinforced Concrete Building Frames on Clay", Proc. of the 7th Int. Congr. on Soil Mech. and Found. Engng. Mexico, 1969

WANOSCHEK, H.R.;

"Bericht über eine Probelastung auf Lehm", Der Bauingenieur, Jahrg. 44 (1969), Heft 7, S. 243-247

BRETH, H.; WANOSCHEK, H.R.;
"Steifenkraftmessungen in einer durch Pfahlwände gesicherten Tiefbahnbaugrube im Frankfurter Ton", Der Bauingenieur, Jahrg.44 (1969), Heft 7, S. 240-243

1970

BRETH, H.; GÜNTHER, K.;
"About the Safety from Subsurface Erosion of Earth Dams Subjected to Underseepage", Proc.10th Congr. on Large Dams, Montreal 1970, Q 37, R 25

SCHWINN, K.H.;
"Beitrag zur Berechnung erdbebensicherer Staudämme", Straßen- und Tiefbau, Jahrg. 24 (1970), Heft 5

GÜNTHER, K.;
"Erd- und Steinschüttdämme", VDI-Zeitschrift, Bd. 112(1970), Nr. 15, S. 1036/39

BRETH, H.; WANOSCHEK, H.R.;
"Der Einfluß der Restfestigkeit auf die Entstehung und den Ablauf von Rutschungen", Der Bauingenieur, Jahrg. 45 (1970), Heft 9, S. 318-322

BRETH, H.; STROH, D.;
"Das Tragverhalten von Injektionsankern im Ton", Deutsche Baugrundtagung 1970 in Düsseldorf, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen e.V.

BRETH, H.; GÜNTHER, K.;
"Betrachtungen über die Bemessung von Staudämmen auf heterogenem Untergrund", Mitteilungen Institut für Verkehrswesen, Grundbau und Bodenmechanik der TH Aachen, Heft 51 (1970), S. 97-119

WANOSCHEK, H.R.; SCHMIDT, A.;
"Zwei Rutschungen als Beispiele für einen progressiven Bruch", Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TH Wien, Heft 11 (1970), S. 17-24

1971

BRETH, H.;
"Gründungsfragen bei Kernkraftwerken", Vortrag beim Kolloquium über bautechnische Aufgaben bei Kernkraftwerken am 18. - 19.3.1971, Essen

BRETH, H.;
"Der derzeitige Stand des Staudammbaues", Die Wasserwirtschaft, Jahrg.62 (1971), Heft 1/2, S. 1-14

ROMBERG, W.K.;
"Der nachinjizierte Erdanker I.R.P.", Ausbau von Erdankern für vorübergehende Zwecke. Der Bauingenieur, Jahrg.46 (1971), H. 10, S. 377-379

1972

BRETH, H.; WANOSCHEK, H.R.;
"The Influence of Foundation Weights upon Earth Pressure Acting on Flexible Struttred Walls", Proc. 5th European Conf. on Soil Mech. and Found. Engng. Vol. 1, Madrid 1972

WANOSCHEK, H.R.; BRETH, H.;
"Auswirkungen von Hauslasten auf die Belastung ausgesteifter Baugrubenwände", Straße Brücke Tunnel, Heft 8/1972

AMANN, P.; BRETH, H.;
"Das Setzungsverhalten der Böden nach Messungen unter einem Frankfurter Hochhaus", Baugrundtagung 1972 in Stuttgart, Vorträge S. 179-196, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen, e.V.

BRETH, H.; ROMBERG, W.K.;
"Messungen an einer verankerten Wand", Baugrundtagung in Stuttgart, Vorträge, S. 807-823, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen, e.V.

BRETH, H.; SCHUSTER, E.; PISE, P.;
"Axial Stress-Strain Characteristics of Sand", Journal of the Soil Mech. and Found. Div. ASCE, Vol.99 (1972), No. SM8, pp. 617-196

1973

STROH, D.; CHAMBOSSE, G.;
"Messungen und Setzungsursachen beim Tunnelvortrieb im Frankfurter Ton", Straße Brücke Tunnel, Heft 2/1973, S. 38-42

BRETH, H.; KLÖBER, T.;
"Die Standsicherheit durchströmter Steinschüttdämme - Auswertung eines Schadenfalls", Die Wasserwirtschaft, Jahrg. 63 (1973), Heft 4/5,

BRETH, H.; SCHWAB, H.;
"Die Beanspruchung der Asphaltbetondichtung in hohen Dämmen während der Schüttung und bei Erdbeben", Die Wasserwirtschaft, Jahrg. 63 (1973), Heft 4/5, S. 194-198

BRETH, H.; SCHWAB, H.;
"Stresses on Asphaltic Concrete Cores in High Dams During Actual Construction and During Earthquakes", Strabag - Schriftenreihe: Asphalt-Wasserbau, 9. Folge, S. 121-134

FEDDER, D.; BRETH, H.;
"Rheological Investigations by a New Apparatus", Proc. 8th Int. Conf. of Soil Mech. and Found.Engng., Moskau 1973, Vol. 1.1, S. 129-134

BRETH, H.;

"Die Verflüssigung wassergesättigter Sande, die Möglichkeit, ihrer zu begegnen; ein Beitrag zur Reaktorsicherheit", Festschrift zum 60. Geb von Prof. Börnke, Essen, 13.9.1973, Erschienen in: Kraftwerksbau als interdisziplinäre Aufgabe, Herausgeber, Prof. Dr. H. Glubrecht, TU Hannover, Bauverlag GmbH, Wiesbaden

BRETH, H.; PISE, P.; SCHUSTER, E.;

"A Study of Bulk and Shear Moduli of Sands", Heft 11 der Mitteilungen der VA für Bodenmechanik und Grundbau, TH Darmstadt, Oktober 1973

WOLFF, R.;

"Ermittlung des Erddrucks auf eine mehrfach verankerte Baugrubenwand durch Modellversuche", Meßtechnische Briefe, Heft 3, Jahrg. 9 (1973), S. 45-49, Firma Hottinger Baldwin, Meßtechnik GmbH, Darmstadt, Im Tiefen See Nr. 45

1974

KLÖBER, T.; BRETH, H.;

"Grundwasserstandsmessungen mit Piezometern bei zeitabhängigem Wasserdruck", Wasserwirtschaft, Jahrg. 64 (1974), Heft 11, S. 334-340

BRETH, H.; CHAMBOSSE, G.;

"Settlement Distribution in the Subsoil Underneath a Nuclear Reactor" In: Settlements of Structures (1974), British Geotechnical Society, Pentech Press Limited, 8 John Street, London WC1N 2HY, S. 10-13

BRETH, H.; CHAMBOSSE, G.;

"Settlement Behaviour of a Nuclear Reactor", In: Settlement of Structures (1974), British Geotechnical Society, S. 155-158

BRETH, H.; CHAMBOSSE, G.;

"Settlement Behaviour of Buildings above Subway Tunnels in Frankfurt City", In: Settlement of Structures (1974), British Geotechnical Society, S. 329-336

BRETH, H.; AMANN, P.;

"Time - Settlement and Settlement Distribution with Depth in Frankfurt Clay", In: Settlement of Structures (1974), British Geotechnical Society, S. 141-154

CHAMBOSSE, G.;

"Ermittlung des Belastungs - Verformungsverhaltens vom Sand in einer triaxialen Druckzelle", Meßtechnische Briefe, Jahrg. 10 (1974), Heft 1, S. 11-14, Firma Hottinger Baldwin, Meßtechnik GmbH, Darmstadt, Im Tiefen See 45

SCHWAB, H.;

"A Test Apparatus for Testing of Soils Under Cyclic Loading", Deutsche Beiträge zur Geotechnik, Heft 2 (1974), S. 142-149, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen, e.V.

STROH, D. ;
"Finite Element Analysis of Deep Excavation", Deutsche Beiträge zur Geotechnik,
Heft 2 (1974), S. 150-164, Deutsche Gesell. für Erd- und Grundbau, Essen, e.V.

SCHMITT, G.P.
"Stability of Tied - Back Retaining Walls", Deutsche Beiträge zur Geotechnik,
Heft 2 (1974), S. 165-174, Deutsche Gesellsch. für Erd- und Grundbau, Essen,
e.V.

BRETH, H. ; STROH, D. ;
"Das Verformungsverhalten des Frankfurter Tons beim Aushub einer tiefen Baugrube
und bei der anschließenden Belastung durch ein Hochhaus", Baugrundtagung 1974 in
Frankfurt/Main - Höchst, S. 51-70, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grund-
bau.

1975

WOLFF, R. ;
"Studies on Anchored Flexible Retaining - Walls in Sand", Discussion zu Proc.
Paper 11469, Vol. 101, No. GT 8, August 75, Journal of the Geotechnical Engng.
Div. ASCE, pp. 829

STROH, D. ;
"Performance of Tied - Back Walls in Clay", Discussion zu Proc. Paper 11469,
Vol. 101, No. GT 8, August 1975, Journ. Geot. Engng. Div. ASCE, pp. 833

SCHMITT, G.P. ; BRETH, H. ;
"Tragverhalten und Bemessen von einfach verankerten Baugrubenwänden", Straße
Brücke Tunnel, Heft 6 (1975), S. 145-152

STROH, D. ; WANNINGER, R. ;
"Berechnung von nicht monotonen Belastungs - und Verformungsvorgängen im Boden
mit der Finite Element Methode", Proc. of Int. Symp. on Numerical Methods in
Soil Mechanics and Rock Mechanics, Univ. of Karlsruhe (1975), S. 185-193

BRETH, H. ;
"Die derzeitige Entwicklung der Bodenmechanik und ihre Anwendung auf hohe Stau-
dämme", Journal of the Hellenic Society of Soil Mech. and Found. Eng. Athen,
1975/76, No. 5-8

1976

HARDT, G. ;
"Mica Dam Embankment Stress Analysis", Discussion zu Proc. Paper 11162, Journ.
Geot. Engng. Div. ASCE, GT 4, April 1975, S. 376-429

BRETH, H. ; WOLFF, R. ;
"Versuche mit einer mehrfach verankerten Modellwand", Die Bautechnik, Heft 2
(1976), S. 38-42

BRETH, H.; STROH, D.;

"Ursachen der Verformung im Boden beim Aushub tiefer Baugruben und konstruktive Möglichkeiten zur Verminderung der Verformung von verankerten Baugruben", Bauingenieur, Jahrg. 51 (1976), S. 81-88

BRETH, H.; SCHEDELIG, K.;

"Experience with a Reservoir with Natural Sealing of Silty Clayey Overburden Upon Extremely Permeable Rock", Proc. 12th Int. Cong. of Large Dams 1976, Mexico, Q 45, R 25, S. 429-443

BRETH, H.; STROH, D.; WANNINGER, R.;

"Untersuchungen über die zulässige Aushubtiefe von Baugruben in steifplastischem Ton", Proc. 6th Europ. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng. 1976, Wien III/2-2

ERTEL, W.; BRETH, H.;

"Die dammbautechnischen Eigenschaften gemischt - körniger Kernmaterialien", Wasserwirtschaft, Jahrg. 66 (1976), Heft 6, S. 163-168

BRETH, H.;

"Aktuelle baugrundtechnische Probleme für den Kraftwerksbau", VGB-Kraftwerkstechnik, Heft 6, 1976, S. 407-414

STROH, D.; BRETH, H.;

"Deformation of Deep Excavations", 2nd Int. Conf. on Numerical Methods in Geomech., Blacksburg, Virginia, Vol. II, S. 686-700, Published by ASCE

BRETH, H.;

"Hohe Steinschüttdämme mit Asphaltbeton - Innendichtung", Bauingenieur, Jahrg. 51 (1976), S. 317-321

BRETH, H.;

"Die Setzung von flachgegründeten Einzelfundamenten", Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Bodenmechanik (DEGEBO) a.d. TU Berlin, Heft 32/1976, S. 25-33

BRETH, H.;

"Auswirkungen von Erd - und Grundbauten auf die Umgebung", 7. Int. Kurs für Ingenieurmessungen hoher Präzision, v. 29.9. - 8.10.1976 am Institut für Geodäsie TH Darmstadt, THD Schriftenreihe Wissenschaft und Technik, Beiträge Band II, S. 419-438

BRETH, H.; ARSLAN, U.; RÖCKEL, H.; STROH, D.;

"Zur Setzung von Flachgründungen", Baugrundtagung 1976 in Nürnberg, Deutsche Gesellschaft für Erd - und Grundbau, Essen, e. V.

1977

KLÖBER, T.; BRETH, H.;

"Zur Standsicherheit eines Steinschüttdammes mit einem Leck in der Oberflächendichtung", Wasserwirtschaft, Jahrg. 67 (1977), Heft 1, S. 11-15

BRETH, H.; HARDT, G.;
"Der Bauzustand hoher Staudämme", Wasserwirtschaft, Jahrg. 67 (1977), Heft 1
S. 6-11

AMANN, P.; BRETH, H.;
"Über die Setzung von Hochhäusern und die Biegebeanspruchung von Gründungsplatten", Die Bautechnik, Jahrg. 54 (1977), Heft 2, S. 37-42

BRETH, H.;
Opening Address: Specialty Session No. 1 "Tunnelling in Soft Ground", Proc. 9th
Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng., Tokyo, 1977

BRETH, H.; SCHWAB, H.;
Effect of Anisotropy in State of Static Stress and Drainage Conditions on the
Pore-Water Pressure During and After Cyclic Loading", Dynamical Methods in Soil
and Rock Mechanics, Karlsruhe 5.-16. Sept. 1977, Proc. Vol II, AA Balkema,
Rotterdam

1978

BRETH, H.; CZAPLA, H.;
"Einfluß der Talform auf den Bauzustand hoher Steinschüttdämme", Bauingenieur,
Jahrg. 53 (1978), Heft 11

STROH, D.; ARSLAN, U.; RÜCKEL, H.;
"Ermittlung von Verschiebungen im Boden unter Einzelfundamenten mit Hilfe induktiver Wegaufnehmer", Meßtechnische Briefe, Jahrg. 14 (1978), Heft 1, S. 18-22,
Firma Hottinger Baldwin, Meßtechnik GmbH, Darmstadt, Im Tiefen See 45

BRETH, H.; CHAMBOSSE, G.; ARSLAN, U.;
"Einfluß der Vorgeschichte und des Spannungsweges auf das Spannungs- Dehnungsverhalten von Sand", Geotechnik 1978, Deutsche Gesellschaft für Erd- und
Grundbau, Essen, e.V.

STROH, D.; KATZENBACH, R.;
"Der Einfluß von Hochhäusern und Baugruben auf die Nachbarbebauung", Der Bauingenieur, Jahrg. 53, 1978

WANNINGER, R.; BRETH, H.;
"Möglichkeiten und Grenzen numerischer Rechenverfahren im Grundbau", Der Bauingenieur, Jahrg. 53, 1978

1979

CZAPLA, H.; KATZENBACH, R.; BRETH, H.;
"Anforderungen an den Asphaltbeton für die Innendichtung von Staudämmen", Wasserwirtschaft 69 (1979), S. 44-49

BRETH, H.; SCHWAB, H.;
"Zur Eignung des Asphaltbetons für die Innendichtung von Staudämmen",
Wasserwirtschaft, Heft 11 (1979), S. 348-351

WANNINGER, R.;
"New Austrian Tunnelling Method And Finite Elements", 3rd Int. Conf. on Numerical Methods in Geomech., Aachen 2.- 6. April 1979

1980

KATZENBACH, R.; BRETH, H.;
"Das Setzungsverhalten von Steinschüttdämmen nach der Inbetriebnahme der Tal-süperre", Wasserwirtschaft 70 (1980) 5, S. 202-205

BRETH, H.;
"Der Staudamm, Versuch einer Standortbestimmung anlässlich der Neufassung der DIN 19 700", Wasserwirtschaft, 1980, Heft 3, S. 116-120

BRETH, H.; RÜCKEL, H.;
"Beitrag zur Berechnung von Gründungsplatten", Bauingenieur Jahrg. 55(1980), S. 325-331

1981

ARSLAN, U.; BRETH, H.; WANNINGER, R.;
"Analysis of Anchored Walls With an Elastoplastic Doublehardening Constitutive Model", Proc. of the 10th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng., June 15-19, 1981, Stockholm, Sweden, Vol. 2, S. 21-28

KATZENBACH, R.; BRETH, H.;
"Nonlinear 3-D Analysis for NATM in Frankfurt Clay", Proc. of the 10th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng., June 15-19, 1981, Stockholm, Sweden, Vol. 1, S. 315-318

SCHWAB, H.;
"Settlement and Pore- Water Pressure Due to Cyclic Loading", Proc. of the 10th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng., June 15-19, 1981, Stockholm, Sweden, Vol. 3, S. 293-298

WANNINGER, R.; BRETH, H.;
"Zur Beachtung der Bodenverformung am Beispiel der mehrfach verankerten Baugru-benwand", Bauingenieur, Jahrg. 56(1981) S. 167-174

KATZENBACH, R.; BRETH, H.;
"Kritische Zonen beim Auffahren oberflächennaher Tunnel nach der Neuen Österrei-chischen Tunnelbauweise (NÖT)", Rock Mechanics, Felsmechanik, Mecanique des Roches, Suppl. 11, 1981, S.187-201

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau
der Technischen Hochschule Darmstadt

Herausgegeben von 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 Staudammbau
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 Bean-
spruchungen
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 Versuchsanlage
Dr.-Ing. D. Fedder, Dezember 1970
- Nr. 7 Beiträge in den Jahren 1968 - 1970
- Nr. 8 Der Einfluß der Steifigkeit von Stahlbetonskelettbauten auf die Verformung
und die Beanspruchung von Gründungsplatten auf Ton
Dr.-Ing. H. Heil, Juni 1971
- Nr. 9 Der Einfluß von Fundamentlasten auf die Größe und Verteilung des Erd-
drucks auf biegsame, abgesteifte Baugrubenwände
Dr.-Ing. H. R. Wanoschek, März 1972
- Nr. 10 Das Verformungsverhalten des Frankfurter Tons beim Tunnelvortrieb
Dipl.-Ing. G. Chambosse, Februar 1972
- Nr. 11 Beiträge in den Jahren 1972-1973
- Nr. 12 Messungen an einer verankerten Baugrubenwand
Dipl.-Ing. W. Romberg, Dezember 1973
- Nr. 13 Berechnung verankerter Baugruben nach der Finite Element Methode
Dr.-Ing. D. Stroh, Juni 1974
- Nr. 14 Ein Beitrag zur Klärung des Tragverhaltens einfach verankerter Baugru-
benwände
Dr.-Ing. Gert-Peter Schmitt, Juli 1974

- Nr. 15 Verformungsverhalten des Baugrundes beim Baugrubenaushub und anschließendem Hochhausbau am Beispiel des Frankfurter Tons
Dr.-Ing. P. Amann, Prof. Dr.-Ing. H. Breth, Dr.-Ing. D. Stroh, Juni 1975
- Nr. 16 Ermittlung des Tragverhaltens einer mehrfach verankerten Baugrubenwand durch Modellversuche
Dr.-Ing. Reinhard Wolff, Juni 1975
- Nr. 17 Die instationäre Brunnenströmung im anisotropen Grundwasserleiter mit freier Oberfläche
Dr.-Ing. Thomas Klüber, November 1975
- Nr. 18 Spannungen und Verformungen in hohen Dämmen im Bauzustand
Dr.-Ing. Gunter Hardt, Januar 1976
- Nr. 19 Beiträge in den Jahren 1974 - 1977
- Nr. 20 Spannungen und Verformungen in hohen Steinschüttedämmen im Bauzustand unter besonderer Berücksichtigung von Talform und Hangrauigkeit
Dr.-Ing. Heinz Czapl, März 1979
- Nr. 21 Beitrag zur Berechnung von Gründungsplatten
Eine vergleichende Studie
Dr.-Ing. Horst Rückel, August 1979
- Nr. 22 Untersuchungen über das Verformungsverhalten von Asphaltbeton im Hinblick auf seine Verwendung als Innendichtung für Dämme (in Vorbereitung)
Dipl.-Ing. H. Schwab
- Nr. 23 Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten der Böden
Dr.-Ing. M. Ulvi Arslan, Dr.-Ing. Rainer Wänninger, August 1980
- Nr. 24 Entwicklungstendenzen beim Bau und der Berechnung oberflächennaher Tunnel in bebautem Stadtgebiet
Dr.-Ing. Rolf Katzenbadi, November 1981

