



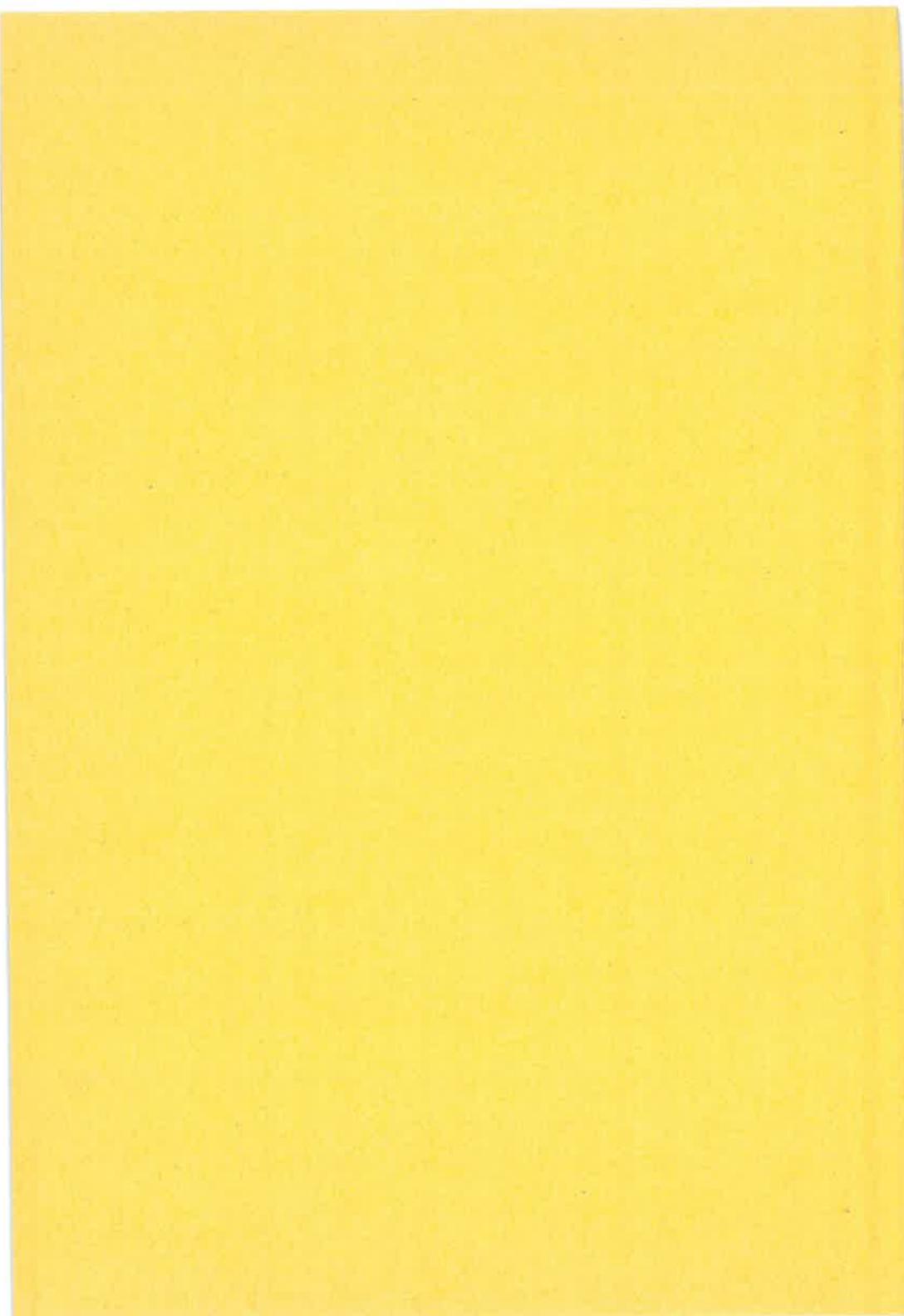
**BAUGRUNDINSTITUT  
STUTT GART**

**1980**

**MITTEILUNG 13**

**HELMUT SEEGER**

**BEITRAG ZUR ERMITTLUNG  
DES HORIZONTALEN  
BETTUNGSMODULS  
VON BÖDEN DURCH  
SEITENDRUCKVERSUCHE  
IM BOHRLOCH**





**BAUGRUNDINSTITUT  
STUTTGART**

**1980**

**MITTEILUNG 13**

**HELMUT SEEGER**

**BEITRAG ZUR ERMITTLUNG**

**DES HORIZONTALEN**

**BETTUNGSMODULS**

**VON BÖDEN DURCH**

**SEITENDRUCKVERSUCHE**

**IM BOHRLOCH**

Das Baugrundinstitut ist unter der Bezeichnung  
"INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK"  
eine Einrichtung der Universität Stuttgart

ISBN 3-921837-13-1

Gegen Vervielfältigung und Übersetzung bestehen keine  
Einwände, es wird lediglich um Quellenangabe gebeten.  
Herausgegeben 1979 im Eigenverlag des Baugrundinstituts  
Umschlagentwurf: Studio Fink oHG, Altdorf

## EDITOR'S PREFACE

Large diameter bored piles have become a very widely applied foundation element. Horizontal loads have to be carried by bending. There is, therefore, a challenge to evaluate in advance lateral pile bedding by soil reaction. This can but inadequately be done by laboratory testing of sample deformations. It is rather preferable to use an in-situ sounding device such as Goodman's dilatometer used in rock mechanics.

The author started from existing devices for lateral displacement measurements within bore-holes. He then developed his own apparatus called Stuttgart Bore-hole Expansion Test for a 19 cm diameter borehole and a symmetric point-force type of boundary condition. This type is felt to come closer to the actual pile behaviour than does e.g. a radial expansion test like that of KÖGLER/MENARD.

A number of typical soil successions with normally and overconsolidated soil were tested to gain experience as to which kind of load-displacement curve would be significant. Further, the state of three-dimensional deformation was analysed by linear elasticity and by means of finite element computations. Linear elasticity was found to provide sufficient information if the test was started from about 4 m depth beneath surface. The test results yielded a modulus of elasticity  $E$ , Poisson's ratio being of minor significance to this particular boundary problem.

A comparison was made at a site with a large diameter bored pile to get a check on the soil reaction as measured by the sounding device when applied to the pile top displacement.

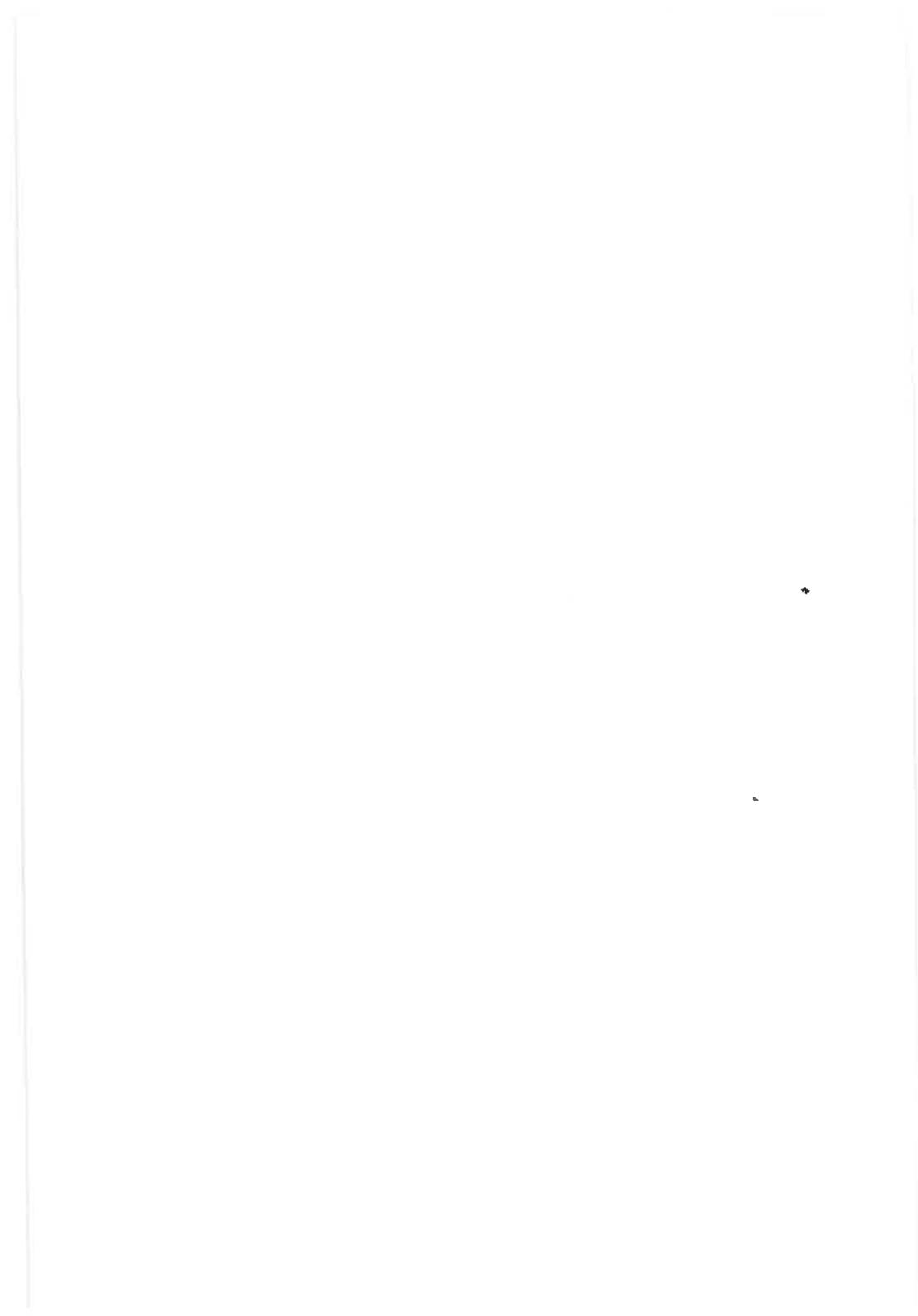
Apart from the pile problem, the device proved to be a valuable in-situ soil investigation tool which suits almost all types of soil from a weak top-layer down to soft rock as met in Baden-Württemberg frequently. Since it is a very simple and mechanically operated device no handicap by blocking of the expansion shales due to e.g. down-fall of stones, was observed.

The test may be called a drained one, force-controlled. Each load step has to be held but for a few minutes due to three-dimensional drainage at a short distance.

Acknowledgement is given to the National Research Foundation (DFG) which contributed to the finance of the project considerably.

Stuttgart, im August 1980

Smoltczyk



## VORWORT DES AUTORS

Die vorliegende Arbeit entstand als Dissertation während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart.

Herrn Professor Dr.-Ing. U. Smolczyk gilt mein besonderer Dank für die Anregung zu dieser Arbeit und die Unterstützung bei ihrer Ausführung, ebenso Herrn Privatdozent Dr.-Ing. Gußmann für seine hilfreiche Kritik; Herrn Prof. Dr.-Ing. G. Rehm für seine Bereitschaft zur Übernahme des Mitberichts und manche ergänzenden Anregungen. Nicht zuletzt danke ich auch meinen früheren Kollegen am Institut für Grundbau und Bodenmechanik für ihre förderlichen Diskussionen, insbesondere Herrn Dr.-Ing. Schad, der mich bei den FE-Berechnungen mit Rat und Tat sehr unterstützte.

Für die Hilfe beim Bau der Seitendrucksonde danke ich den Mitarbeitern des Otto-Graf-Instituts, insbesondere Herrn Ing. (grad.) Müller-Welt (Abt. Erd- und Grundbau) und Herrn Ing. (grad.) Müller (Abt. Meßtechnik).

Für die Beschaffung und Überlassung von Versuchsgelände danke ich der Straßenaubverwaltung von Baden-Württemberg, Herrn Dipl.-Ing. W. Ast, dem Universitätsbauamt Stuttgart, Herrn Dipl.-Ing. Gassner, dem Institut für Grundbau - und Bodenmechanik der Universität München, Herrn A. Pflugfelder, Möglingen.

Für die tatkräftige Unterstützung bei der Durchführung der Feldversuche danke ich den Bohrfirmen: Grundbauunternehmen Walter Ulrich, Leutkirch, und Ingenieurbüro Kurt Waschek Nachf., Günzburg.

Für die Überlassung der Versuchsergebnisse der horizontalen Probelastung an zwei Großbohrpfählen in Rosenheim danke ich dem Innenministerium Bayern.

Schließlich gilt mein besonderer Dank der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für die Förderung des Forschungsvorhabens.

Stuttgart, im August 1980

Seeger

# Inhalt

	Seite
SCHRIFTTUM	8
BEZEICHNUNGEN	10
1. AUFGABENSTELLUNG	13
2. STAND DER SEITENDRUCKTECHNIK	15
2.1 ROTATIONSSYMMETRISCHE SEITENDRUCKSONDEN (DILATOMETER)	15
2.1.1 Kögler-Sonde	15
2.1.2 Druck-Meß-Sonde von Leischner	15
2.1.3 Pressiometer von Ménard	17
2.1.4 Comcometer von Wroth/Hughes	18
2.1.5 BfB-Bohrlochverformungssonde	18
2.1.6 LNEC-Borehole Dilatometer	21
2.2 SEITENDRUCKSONDEN MIT STARREN LASTPLATTEN (BOREHOLE JACK)	22
2.2.1 Seitendruckapparat von Kögler	22
2.2.2 Goodman-Sonde	23
2.2.3 Stuttgarter Sonde	24
2.2.3.1 Konstruktionsprinzip	24
2.2.3.2 Gemessene Größen	26
2.2.3.3 Versuchseinrichtung	26
2.2.3.4 Verschiebungszustände der Stuttgarter Sonde	30
2.2.3.5 Eichen der Versuchseinrichtung	30
2.2.3.6 Durchführung der Feldversuche	35
2.2.3.6.1 Abschätzen der Belastungsdauer	35
2.2.3.6.2 Herstellung der Versuchsbohrung	38
2.2.3.6.3 Einbau der Sonde	39
2.2.3.6.4 Ausbau der Sonde	39
3. THEORETISCHE MODELLE	41
3.1 ELASTIZITÄTSTHEORETISCHE LÖSUNG VON MINDLIN	41
3.2 DIE THEORIE DER ROTATIONSSYMMETRISCHEN SONDEN	43
3.2.1 Kögler-Sonde	43
3.2.2 Ménard-Sonde	44
3.3 AUSWERTUNG DER VERSUCHE MIT DER GOODMAN-SONDE	45
3.4 THEORETISCHE DEUTUNG DES SONDIERERGESBNISSSES	46
3.4.1 Vergleichsrechnung mit der Finite-Element-Methode (FEM)	46
3.4.2 Durchgeführte FE-Berechnungen	47

	Seite	
3.4.3	Diskretisierung	48
3.4.4	Vergleich der Spannungen	53
3.4.4.1	Radialspannungen	53
3.4.4.2	Tangentialspannungen	53
3.4.5	Scherzahl	53
4.	FELD- UND LABORVERSUCHE	59
4.1	VERSUCHSBÖDEN	59
4.2	FELDVERSUCHE MIT DER STUTTGARTER SONDE	59
4.2.1	Arbeitslinien	59
4.2.2	Zusammenstellung der Versuchsergebnisse	63
4.2.2.1	Zusammenhang zwischen $P_F$ und $k_{SD}$	63
4.2.2.2	Zusammenhang zwischen Erst- und Wiederbelastung	63
4.2.2.3	$k_{SD}$ in Abhängigkeit von der Tiefe	63
4.2.2.4	Seitendruckversuche nahe der Geländeoberfläche	67
4.2.2.5	Auswertung des Anfangszustands	69
4.3	LABORVERSUCHE	70
4.3.1	Oedometerversuche	70
4.3.2	Baugrundbeschreibung für die Bohrungen B1 bis B10	72
4.3.3	Vergleich der $E_{SD}$ -Werte mit den Wassergehalten	80
4.3.4	Vergleich der $E_{SD}$ -Werte mit den Konsistenzzahlen	81
5.	EINSATZ DER STUTTGARTER SONDE	83
5.1	ÜBERTRAGUNG DER FE-BERECHNUNG	83
5.1.1	Verformungskräfte	83
5.1.2	Verformungen	86
5.2	ERMITTLUNG DES ELASTIZITÄTSMODULS	93
5.3	BETTUNGSMODUL DES HORIZONTAL BELASTETEN GROSSBOHRPFAHLS	96
5.3.1	Übertragung der Seitendrucksondierung durch die Finite- Element-Methode in Verbindung mit der Arbeit Laumans	97
5.3.2	Vergleich von Seitendrucksondierungen mit horizontalen Pfahlprobelastungen	100
6.	ZUSAMMENFASSUNG	104
7.	DANKSAGUNG	107
8.	ANLAGEN	

## Schrifttum

- Argyris, H.H. et.al. (1968): *SSB-Benutzerhandbuch*  
ISD-Bericht 152, Universität Stuttgart
- Baguelin, F. et.al. (1973): *Etude des Pressions Interstitielles Developpées*  
*Lors de L'Essai Pressiometriques*
- BHD-Borehole Dilatometer (1970): *Laboratório Nacional De Engenharia Civil (LENC)*  
Portugal, Information TE 9
- Bohrlochverformungs-sonde System Bundesanstalt für Bodenforschung (BfB)  
K. Stitz, Meßgeräte und Apparatebau,  
Information November 1973
- Davis, E.H./Poulos, H.G. (1972): *Rate of Settlement under two- and three-dimen-*  
*sional conditions*  
Géotechnique 22, 95 - 114
- DIN 18122, Teil 1 (1976): *Baugrund, Untersuchung von Bodenproben:*  
*Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen), Bestim-*  
*mung der Fließ- und Ausrollgrenze*
- DIN 4014, Teil 2 (1977): *Bohrpfähle, Großbohrpfähle, Herstellung,*  
*Bemessung und zulässige Belastung*
- Douglas/Davis (1964): Poulos, H.G./Davis, E.H. (1974):  
*Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*
- Erb, C. (1967): *Tragfähigkeit und Setzung bindiger Böden bei*  
*schneller Lastaufbringung*  
Haus der Technik, Vortragsveröffentlichung,  
Heft 110, Vulkan-Verlag
- Franke, E. (1973): *Probebelastungen an Großbohrpfählen*  
Die Bautechnik
- Geyer, O.F./Gwinner, M.P. (1968): *Einführung in die Geologie von Baden-Württem-*  
*berg*  
Stuttgart, 2. Auflage
- Gibson, R.E./Anderson, W.F. (1961): *In situ Measurement of Soil Properties with*  
*the Pressuremeter*  
Vol. 56, No. 658, 615 - 618
- Goodman, R.E. et. al. (1968): *Measurement of Rock Deformability in Boreholes*  
Proc. 10. Symp. Rock Mechanics, University of  
Texas, Austin
- Grasshoff, H. (1970): *Neuere Untersuchungen zum Problem horizontal*  
*belasteter Pfähle*  
Technische Mitteilungen der Staatl. Ingenieur-  
schule für Bauwesen, Wuppertal, Heft 11
- Gußmann, P./Schad, H. (1974): *Practical considerations in the application*  
*of finite element techniques to soil problems*  
Deutsche Beiträge zur Geotechnik, Heft 2,  
Deutsche Ges. für Erd- u. Grundbau, Essen
- Huder, J. et.al. (1968): *Zur Berechnung horizontal belasteter Pfähle*  
Schweizer Bauzeitung, 31, 552 - 555
- Kögler, F. (1933) *Baugrundprüfung im Bohrloch*  
Der Bauingenieur, 19/20, 266 - 271

- Laumans,Q. (1976): *Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nicht-linearem Stoffverhalten des Bodens*  
Diss. Universität Stuttgart
- Leischner,W. (1966): *Die bautechnische Baugrundbeurteilung mittels horizontaler Belastungsversuche im Bohrloch nach dem Kögler-Verfahren*  
Der Bauingenieur 41, 492 - 496
- Mayer,L. (1969): *Aufnahme von Momenten und Horizontalkräften durch im Boden elastisch eingespannte Pfähle*  
Beton- und Stahlbetonbau, Heft 2
- Ménard,L. (1957): *Mésures in-situ des propriétés physiques des sols*  
Ann. des Pont et Chaussées
- Mindlin, R.D. (1936): *Force at a Point in the Interior at a Semi-Infinite Solid*  
Physics No. 5, 195 - 202
- Müller,H. (1970): *Baugrunduntersuchung mit dem Pressiometerverfahren nach Ménard*  
Die Bautechnik 9, 289 - 295
- Schad,H. (1978): *Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauproblemen*  
Diss. Univ. Stuttgart, Mitteilungen des Inst. für Grundbau und Bodenmechanik, Heft 10
- Schmidt,H.G. (1971): *Beitrag zur Ermittlung der horizontalen Bettungszahl für die Berechnung von Großbohrpfählen unter waagerechter Belastung*  
Der Bauingenieur 46, 233 - 237
- Smoltczyk,U. (1963): *Die Einspannung im beliebig geschichteten Baugrund*  
Der Bauingenieur 38, 388 - 396
- Smoltczyk,U. et.al. (1974): *Die Anwendung der Methode der Finiten Elemente in der Grundbaupraxis*  
CAD-Bericht, S. 32
- Smoltczyk,U. (1977): *Pfahlsymposium München*  
Vortrag
- Smoltczyk,U. (1978): *Bodenmechanik und Grundbau*  
Studienunterlagen, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Universität Stuttgart
- Smoltczyk,U. (1978): *DFG Schwerpunktprogramm Bodenmechanik*  
Geotechnik 1, 29 - 42
- Spang,J. (1972): *Bestimmung der Tragfähigkeit von Großbohrpfählen (I) + (II)*  
Straßen- und Tiefbau, Heft 5
- Stamm,J. (1972): *Pfahlversuche Duisburg-Kaiserberg der Deutschen Bundesbahn*  
Vorträge der Deutschen Baugrundtagung in Düsseldorf
- Terzaghi,K. (1955): *Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction*  
Géotechnique 5, 4, 297 - 326

- Tietze, E. (1942): *Über den seitlichen Bodenwiderstand bei Pfahlgründungen*  
Bauingenieur-Praxis, 77, 2. Auflage 1970
- Vesic, A. (1972): *Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass*  
Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proc. ASCE SM 3, 265 - 289
- Wallrauch, E. (1969): *Verwitterung und Entspannung bei überkonsolidierten tonig-schluffigen Gesteinen Südwestdeutschlands*  
Diss. Universität Tübingen
- Werner, H. (1970): *Biegemomente elastisch eingespannter Pfähle*  
Beton- und Stahlbetonbau, Heft 2
- Windle, D./Wroth, C.P. (1977): *In Situ Measurement of the Properties of Stiff Clays*  
Proc. of the 9th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, IX. ICSMFE Tokyo, 1977  
Vol. 1, S. 347 - 352
- Wittke, W. (1973): *Bedeutung von Großbohrpfählen für die Grundbau-  
praxis*  
Vortrag in Aachen, 30.5.1973
- Wittke, W. et.al. (1974): *Bemessung von horizontal belasteten Großbohr-  
pfählen nach der Methode Finites Elemente*  
Der Bauingenieur 49, Heft 6, 219 - 226
- Wroth, C.P./Hughes, I.M.O. (1972): *An Instrument for the In Situ Measurement of  
the Properties of Soft Clays*  
University of Cambridge, Department of  
Engineering
- (1968): *Der Baugrund von Stuttgart*  
Erklärung zum Baugrundkartenwerk, Geologisches  
Landesamt von Baden-Württemberg
- (1975): *Unterlagen über die horizontalen Pfahlprobe-  
lastungen in Rosenheim*  
unveröffentlicht, Institut für Grundbau und  
Bodenmechanik, München

## Bezeichnungen

SD	Stuttgarter Seitendrucksonde
h cm,m	Höhe der Sondenlastplatte
b cm,m	projizierte Breite der Sondenlastplatte
$\beta$ °	Zentriwinkel der Sondenlastplatte
A cm <sup>2</sup> ,m <sup>2</sup>	= h · b, projizierte Fläche der Sondenlastplatte
d,D,cm,m	Bohrlochdurchmesser, Pfahldurchmesser
P <sub>SD</sub> kN	Kraft in der SD
Z kN	Kraft am Seil der SD
H <sub>O</sub> kN	Horizontalkraft in der SD infolge Z
P <sub>F</sub> kN	1. Federkraft in der SD 2. Kraft der SD (P <sub>SD</sub> ) am Ende des Geradlinigkeitsbereichs II
P <sub>O</sub> kN	Kraft der SD (P <sub>SD</sub> ) am Beginn des Geradlinigkeitsbereichs II
SIGX, $\sigma_x$ kN/m <sup>2</sup>	auf die Fläche A gleichmäßig verteilte Sondenkraft P <sub>SD</sub>
P <sub>M1,2</sub> kN/m <sup>2</sup> , MN/m <sup>2</sup>	Manometerdruck des Manometer 1,2
h <sub>O</sub> m	Höhe des Öldruckspiegels über Geländeoberkante
z m	Bohrtiefe (s. unten)
B1A	Bezeichnung der Bohrung
D <sub>O,u</sub> 1	Ablesung des Digitalvoltmeters
V mm	gemittelte horizontale Gesamtverschiebung der SD
V <sub>O,u</sub> mm	obere, untere Gesamtverschiebung der SD
V <sub>1</sub> mm	Gesamtverschiebung beim Anlegen der SD an die Bohrlochwand
V <sub>a</sub> mm	Gesamtverschiebung im Bereich I der SD
V <sub>e1</sub> mm	Gesamtverschiebung im Bereich II der SD
V <sub>p1</sub> mm	Gesamtverschiebung im Bereich III der SD
V <sub>FE</sub> cm	Einseitige Verschiebung der FE-Rechnung
$\alpha$ °	1. Steigung der Arbeitslinie der SD 2. Spannungsausbreitung nach KÖGLER
k <sub>SD</sub> kN/m, MN/m <sup>3</sup>	Bettungsmodul der Seitendrucksonde
k <sub>SD,FE</sub> <sup>V,H</sup> ", "	Bettungsmodul der SD aus der FE-Berechnung für den Vollraum (Vollscheibe), Halbraum (Halbscheibe)
k <sub>S</sub> ", "	Bettungsmodul eines Großbohrpfahls
k <sub>S,FE</sub> <sup>V,H</sup> ", "	Bettungsmodul eines Pfahls aus der FE-Berechnung für die Voll- bzw. Halbscheibe
E kN/m <sup>2</sup>	Elastizitätsmodul
E <sub>SD</sub> kN/m <sup>2</sup>	Elastizitätsmodul des Bodens mit der SD ermittelt
E <sub>S</sub> kN/m <sup>2</sup>	Steifemodul bei behinderter Seitendehnung (Oedometer)

$E_{sv}, E_{sh}$	$kN/m^2$	Steifemodul $E_s$ in vertikaler, horizontaler Richtung
$E_{sSD}$	$kN/m^2$	Steifemodul des Bodens mit der SD ermittelt
$\eta$	1	Verhältnis $E_{sv}/E_{sh}$
$\nu$	1	Querkontraktionszahl
$k$	$m/s$	Durchlässigkeitsbeiwert
$H_k$	$m$	Höhe bei der Berechnung der Konsolidationszeit
$r$	$m$	Ersatzradius der Sondenlastplatte
$T_v$	1	dimensionslose Konsolidationszeit
$u$	$kN/m^2$	Porenwasserdruck
$U_s$	1	Konsolidierungsgrad
$t$	$s, min$	Konsolidierungszeit, Belastungszeit beim Seitendruckversuch
$R, r$	$m$	Koordinate in radialer Richtung
$T, t$	$^\circ$	Koordinate in tangentialer Richtung
$Z, z$	$m$	Koordinate in vertikaler Richtung (s. oben)
$\Delta T$	$^\circ$	1. Winkeländerung der Verformungen 2. Winkel zwischen Kraft- und Verschiebungsrichtung
$V_x, V_t, V_t$	$m$	Knotenpunktverschiebungen der FE-Rechnung in Richtung der Koordinaten
$\sigma_{rr}, \sigma_{tt}, \sigma_{zz}$	$kN/m^2$	Normalspannungen
$\sigma_{rt}, \sigma_{tz}, \sigma_{zr}$	$kN/m^2$	Schubspannungen bei der FE-Rechnung positiv nach mathematischer Definition, Zug positiv
$\sigma_{1,3}$	$kN/m^2$	Hauptspannungen
$S$	1	Scherzahl
$\phi'$	$^\circ$	effektiver Scherwinkel
$c'$	$kN/m^2$	Kohäsion
$\tau$	$kN/m^2$	Schubspannung im Mohr'schen Diagramm
REAK(R), REAK(T)	$kN$	Knotenkräfte der FE-Rechnung
$P_p, P_{SD}$		resultierende Pfahl-, Sondenkraft der FE-Rechnung
SE I, SE II, SE III		Symmetrieebenen
$w$	$\%$	Wassergehalt des Bodens
$w_L, w_P$	$\%$	Fließ-, Ausrollgrenzenwassergehalt (Atterberg)
$I_c$	1	Konsistenzzahl
$\gamma$	$kN/m^3$	Wichte des natürlichen Bodens
$L_E$	$m$	Einbindelänge des Pfahls
$H$	$kN$	1. Horizontalkraft am Kopf des Pfahls
	$m$	2. Höhe der Köglersonde
$a$	1	Abminderungsfaktor des Bettungsmoduls $k_{SD}$
$V$	$cm^3$	Volumen der Gummiblase

# 1. Aufgabenstellung

Großbohrpfähle, d.h. Bohrspfähle mit Schaftdurchmessern  $D \geq 50$  cm nach DIN 4014 Teil 2, sind zur Abtragung großer Vertikallasten geeignet. Ihre Herstellung mit Großgeräten (Schaftdurchmesser bis 200 cm) ist jedoch nur dann wirtschaftlich, wenn die Großbohrpfähle vertikal ausgeführt werden können, da bei der Herstellung geneigter Großbohrpfähle die Bohrleistungen abnehmen bei gleichzeitigem starkem Anstieg des Verschleißes der Bohrmaschinen. Die auftretenden Horizontal-lasten müssen vom Großbohrpfahl durch Querkraft und Biegung in den umgebenden Boden übertragen werden.

Für die Berechnung von horizontal belasteten Großbohrpfählen hat sich das Bettungsmodulverfahren hinsichtlich der Bemessungsmomente als brauchbar erwiesen (TIETZE 1942; SMOLTCZYK 1963; MAYER 1969; WERNER 1970; SCHMIDT 1971; SPANG 1972; WITTKÉ 1973). Die Pfahlverformungen können allerdings mit dem Bettungsmodulverfahren kaum zutreffend vorausgesagt werden. Das Steifemodulverfahren (GRASSHOFF 1970) eignet sich nicht, da es einen annähernd homogenen Baugrund voraussetzt.

Auch für den geschichteten Baugrund sind Lösungen vorhanden, die auf dem Bettungsmodulverfahren (SMOLTCZYK 1963) oder dem Kraftgrößenverfahren (HUDER et al., 1968) beruhen. In letzter Zeit werden auch Großbohrpfähle mit der Methode der Finiten Elemente, s.z.B. WITTKÉ (1974), berechnet.

Wenn auch dem Bettungsmodulverfahren die sehr vereinfachende Modellvorstellung der unverbunden nebeneinander wirkenden Reaktionsfederkräfte zugrunde liegt, wird es in der Praxis meist verwendet. Da das komplizierte Verformungsverhalten des Bodens, zumal des geschichteten, auf eine Folge von Federkonstanten reduziert wird, besteht bei der Anwendung auf konkrete Fälle die Schwierigkeit, diese Federkonstanten zu ermitteln. Seit die Lösung großer Gleichungssysteme durch die EDV möglich wurde, konnte die Unterteilung des Pfahles sehr viel weiter getrieben und rechnerisch jeder plausible Verlauf des Bettungsmoduls über die Tiefe untersucht werden.

Diese Annahmen über den Verlauf der Reaktionskräfte sind vernünftig dann, wenn sie durch die gemessenen Pfahlkopfbewegungen bei Probelastungen verifiziert werden (FRANKE 1973). Das ist im einfachsten Fall dadurch möglich, daß zwei nebeneinander hergestellte Großbohrpfähle auseinandergedrückt werden. Allerdings ist das erst möglich, nachdem die Pfähle bereits dimensioniert sind, und der

Versuch darf, um die Pfähle nicht zu zerstören, auch nicht sehr weit über den Gebrauchsspannungszustand hinaus gesteigert werden. Die aus den Pfahlkopfverschiebungen ermittelten Bettungsmodulverläufe sind nicht eindeutig zu quantifizieren, weil sie das Integral der Dehnungen (Stauchungen) im Boden bilden. Eine Übertragbarkeit der Belastungsversuche ist nur bei homogenen und gleichen Bodenverhältnissen und gleichen Pfahldurchmessern möglich. Zur genaueren Prüfung von Bettungsmodulverteilungen müssen die Verschiebungen auch in Punkten innerhalb des Bodens gemessen werden, wozu - s. etwa STAMM (1972) - ein sehr großer Aufwand erforderlich wird.

Es ist daher wichtig, Verfahren zur Verfügung zu haben, mit denen der horizontale Bettungsmodul so genau wie möglich im voraus abgeschätzt werden kann. Die in der Praxis übliche unmittelbare Ableitung des horizontalen Bettungsmoduls  $k_s$  aus dem Steifemodul  $E_s$  ist, abgesehen von der theoretischen Fragwürdigkeit, bei bindigen Böden nur bis zu steifer Konsistenz möglich. Bindige Böden mit halbfester bis fester Konsistenz machen beim Drucksetzungsversuch im Labor dadurch Schwierigkeiten, daß die Proben kaum noch ungestört eingebaut werden können. Nichtbindige Böden sind im Labor i.a. ohnehin nur gestört zu prüfen.

Daher ist es sinnvoll, den horizontalen Widerstand des Bodens bei seitlichem Druck mit einem Feldversuch zu ermitteln, der in variablen Tiefen ausführbar ist. Hierfür stehen zur Zeit folgende Geräte zur Verfügung, die letztlich alle auf dem Prinzip der Köglersonde (KÖGLER 1933; Dilatometer) beruhen:

- Pressiometersonde von MÉNARD (1957);
- Druck-Meß-Sonde von LEISCHNER (1966);
- Bohrlochverformungs-sonde der BUNDESANSTALT FÜR BODENFORSCHUNG (1973);
- Camcometer von WROTH und HUGHES (1972);
- BHD-Borehole Dilatometer (LNEC-Portugal, 1970).

Bei allen diesen Versuchsarten wird der Boden, im Gegensatz zur tatsächlichen Pfahlbelastung, axialsymmetrisch und damit überwiegend kompressiv beansprucht.

Aus diesem Grunde stellte das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart im Februar 1974 an die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG) im Rahmen des Schwerpunktprogramms "Spannungs-Verformungsverhalten der Böden" den Antrag, eine von der Deutschen Bundesbahn für ihre Zwecke gebaute Seitendrucksonde weiterzuentwickeln und wissenschaftlich zu untersuchen. Die Deutsche Forschungsgemeinschaft erteilte am 24. 7. 74 diesen Auftrag.

Bei der im Rahmen dieses Auftrages vom Verfasser konstruierten und getesteten Stuttgarter Sonde handelt es sich im Gegensatz zu den rotationssymmetrisch wirkenden Sonden um horizontale Lastplattenversuche mit zwei kreiszylinderförmigen starren Lastplatten im Bohrloch (Borehole Jack). Ein ähnlicher Versuch

wird in der Felsmechanik mit der Bohrlochaufweitungs-sonde nach GOODMAN (1968), allerdings mit wesentlich kleineren Verschiebungswegen und in einem kleineren Bohrloch, durchgeführt. GOODMAN gibt in seiner Veröffentlichung eine Übersicht über die gebräuchlichsten Sonden der beiden unterschiedlichen Versuchsarten. Durch diese beiden unabhängigen Versuchsarten hat man prinzipiell zwei Verfahren zur Hand, von denen das ältere den Boden überwiegend durch radialen Druck, d.h. kompressiv, beansprucht, das neuere dagegen punktuell, d.h. überwiegend deviatorisch. Deswegen bestand ursprünglich die Absicht, parallel zur Seitendrucksonde auch noch ein Pressiometer gleichen Durchmessers einzusetzen, um durch die Messung zweier physikalisch unabhängiger Arbeitslinien im Bohrloch Daten zum Rückschluß auf die beiden elastischen Konstanten eines homogenen isotropen Halbraums (wenn man diesen näherungsweise als Baugrundmodell verwendet) zu gewinnen.

Wegen der erwiesenermaßen schwachen Abhängigkeit des durch den Lastplattenversuch definierten mechanischen Zustands von der Querkontraktionszahl  $\nu$  konnte auf die technisch schwierige Vergrößerung des Durchmessers der Druckzelle (Gummiblase) verzichtet werden (siehe Abschnitt 5.11).

## 2. Stand der Seitendrucktechnik

### 2.1 Rotationssymmetrische Seitendrucksonden (Dilatometer)

#### 2.1.1 K ö g l e r - S o n d e

Die von KÖGLER (1933) verwendeten einzelligen Gummiblasen hatten die Durchmesser 15 und 20 cm (Bild 1). Die Länge der Gummiblase betrug 1,25 m, doch lag die Gummiblase durch die Rundungen an den Enden der Sonde nur auf einer Länge von 1 m an. Die Gummiblase war zum Schutz gegen Beschädigungen wie ein Autoreifen mit einer starken Gummihülle überzogen. Eine obere und untere Platte sowie ein inneres Gestänge gaben der Gummiblase die Längsstabilität. Der Druck in der Gummiblase wurde durch Preßluft erzeugt. Die horizontale Aufweitung der Blasenränder wurde durch die eingepreßte Luftmenge an der Geländeoberfläche ermittelt. Offenbar wurden damit Versuchstiefen bis zu 40 m erreicht.

#### 2.1.2 D r u c k - M e ß - S o n d e v o n L E I S C H N E R

LEISCHNER (1966) veränderte die Gummiblase von KÖGLER (Bild 2): Er baute eine Druck-Meß-Sonde mit 60 mm Durchmesser und den Längen 50 und 100 cm. Die Sondenhaut ist ein mit Längsfäden bewehrter, 5 mm dicker Spezialgummi. Als Drucküber-



Bild 1 Seitendruckapparat (Gummiblase) nach KÖGLER, 1933

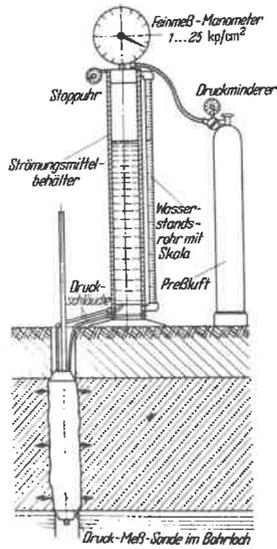


Bild 2 Systemskizze des von LEISCHNER, 1966, weiterentwickelten KÖGLER Seitendruckapparat (Gummiblase)

tragungsmittel wird Wasser verwendet, das wiederum durch Preßluft belastet wird. Die radiale Ausdehnung der Gummiblase kann an einer Skala des Wasserbehälters an der Geländeoberfläche abgelesen werden.

Die Druck-Meß-Sonde wird in bindigen Bodenarten in ein Bohrloch eingesetzt, das mit einer Stechschappe ausgestochen wird, die gleichzeitig die Entnahme von Sonderproben erlaubt. In rolligen Böden wird verrohrt gebohrt und die Druck-Meß-Sonde dann, mit einer Rammspitze versehen, mit einem Vibro-Bohrhammer in den Boden unterhalb der Bohrlochverrohrung eingerammt.

### 2. 1. 3 P r e s s i o m e t e r v o n M E N A R D (1957)

Die Pressiometerseitendrucksonde ist eine französische Weiterentwicklung der Gummiblasensonde von KÖGLER. Die mittlere Meßzelle wird oben und unten von Schutzzellen begrenzt, die die Randstörungen bei dem im Sinne eines ebenen Verformungszustands ausgewerteten Seitendruckversuch ausschalten sollen (Bild 3).

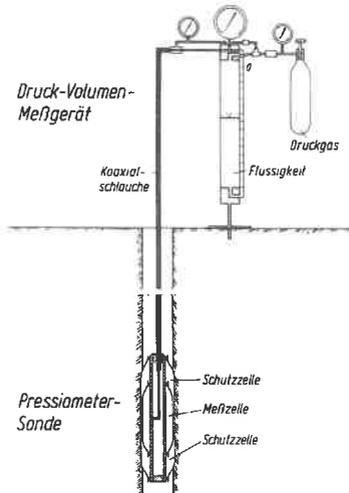


Bild 3

Pressiometersonde von MENARD  
(nach MÜLLER 1970)

Die Sonde wird in einem Bohrloch von 44, 58 bzw. 70 mm Durchmesser eingesetzt. Die Länge der Meßzelle ist 20 bis 40 cm. Der Druck, bis zu  $4 \text{ MN/m}^2$  in Böden, wird durch Preßluft erzeugt. Durch einen Koaxialschlauch werden Meß- und Schutzzellen getrennt belastet. Die Druckübertragung zur Meßzelle ist hydraulisch. Die Verformungsmessung der Sonde erfolgt an der Geländeoberfläche durch Volumenänderungsmessung in einem Standzylinder.

Um häufige Zerstörung der empfindlichen Gummimembrane zu verhüten, wird die Sonde durch eine in Längsrichtung gefaltete Metallhülle geschützt, die eine radiale Ausdehnung der Sonde zuläßt.

#### 2. 1. 4 Camcometer von WROTH / HUGHES (1972)

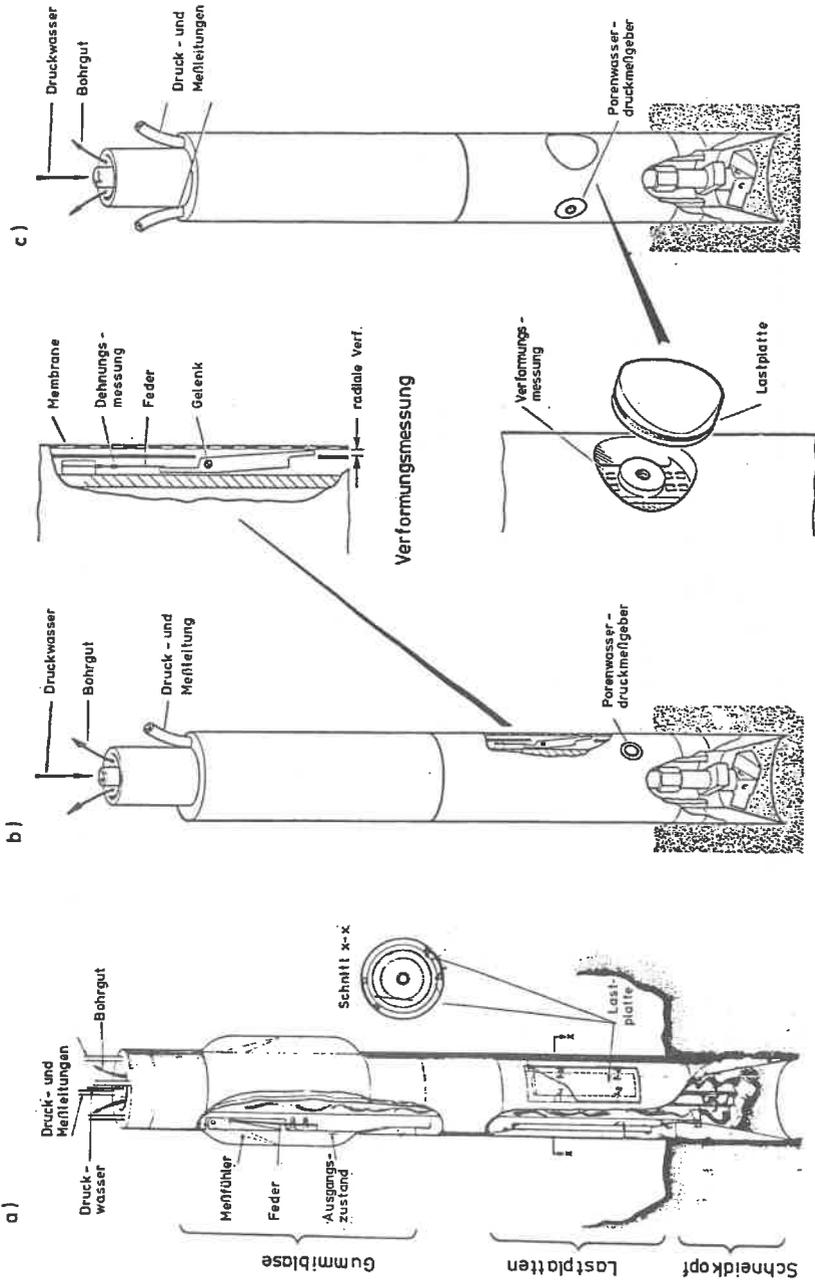
Das Camcometer ist eine selbstbohrende Sonde (Bild 4), die in weichen Tonböden eingesetzt wird. Die Sonde arbeitet wie eine Tunnelvollschnittmaschine und kann mit geringen Bodenstörungen auf die Versuchstiefe abgeteuft werden. Sie ist eine Weiterentwicklung der selbstbohrenden Sonde von BAGUELIN et al. (1973). In einem Hohlzylinder von 39 mm Durchmesser sind über dem Schneidkopf Vorrichtungen für zwei unterschiedliche Bodenuntersuchungen installiert:

1. Erddruckgeber zur Messung der horizontalen Normalspannung in zwei gegenüberliegenden Punkten;
2. Gummiblase am oberen Ende der Sonde, die radialsymmetrisch gegen den Boden gedrückt wird.

Die Wegmessung geschieht an einzelnen Punkten durch Meßfühler an Federn mit elektrischen Potentiometern. Die Versuche werden, je nach der Belastungsgeschwindigkeit, drainiert oder undrainiert gefahren.

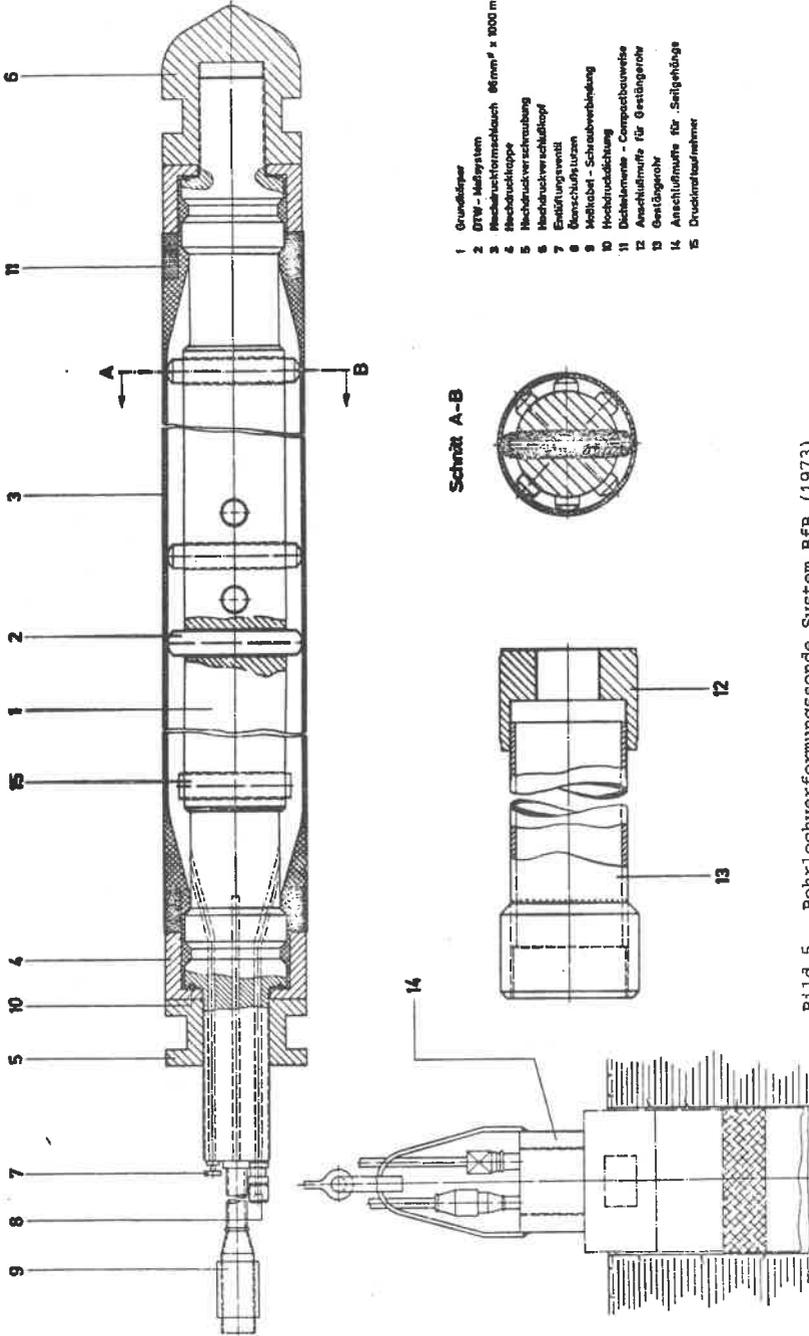
#### 2. 1. 5 B f B - Bohrlochverformungssonde

Die Sonde der BfB = Bundesanstalt für Bodenforschung (Bild 5) wird in der Felsmechanik angewandt. Durch Flüssigkeitsdruck wird in einem Hochdruck-Formschlauch eine allseitige Belastung der Bohrlochwandung erzeugt. Wegen der bis zu  $45 \text{ MN/m}^2$  hohen Drücke muß das Bohrloch möglichst glatt und ohne große Klüfte hergestellt werden, um eine Zerstörung der Sondenhaut zu vermeiden. Die Wegmessung erfolgt durch drei induktive Meßfühler. Mit einem Gestänge wird die Sonde abgeteuft, wobei Versuchstiefen bis zu 15 m möglich sind. Die Sonde ist 1 m lang, ihr Durchmesser 86 mm.



**Kreisförmige Lastplatte**  
2 Stück

**Bild 4** Entwicklung des Camcometer  
a) Gummiblase und Lastplatten, WROTH/HUGHES (1972)  
b) nur Gummiblase, WINDIE/WROTH (1977)  
c) nur Lastplatten, pers. Mitteilung von M. FAHEY, Engineering Department, Univ. of Cambridge, UK, Aug. 1980



- 1 Gravelkammer
- 2 DTW - Maßsystem
- 3 Messschichtformschlauch 66mm $\phi$  x 1000 mm lg
- 4 Messschichtkoppe
- 5 Messschichtverwahrung
- 6 Messschichterschließstopf
- 7 Entlüftungswentl
- 8 Messschichtlösen
- 9 Meßrohr - Schraubverbindung
- 10 Hochdruckdichtung
- 11 Dichtelemente - Compactbauweise
- 12 Anschlußmuße für Gestängerohr
- 13 Gestängerohr
- 14 Anschlußmuße für Seilgehänge
- 15 Druckluftaufnehmer

Schnitt A-B



Bild 5 Bohrlochverformungssonde System BfB (1973)

## 2. 1. 6 L N E C - B o r e h o l e D i l a t o m e t e r

Wie die in 2.1.5 beschriebene Bohrlochverformungs- sonde, wurde das Dilatometer vom LABORATORIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL (LNEC) in Portugal für in-situ- Bohrlochversuche in der Felsmechanik entwickelt. Die Sonde besteht aus einer einteiligen Druckzelle aus Gummi, die über einen Stahlzylinder gespannt ist (Bild 6). Sie ist 76,5 cm lang und hat einen Durchmesser von 74 mm. Der maximale radiale Druck beträgt  $20 \text{ MN/m}^2$ ; die elektrische Verformungsmessung durch Meßfühler, die um  $45^\circ$  versetzt sind, erlaubt eine Meßgenauigkeit von  $1/1000 \text{ mm}$ . Es können Versuchstiefen bis zu 200 m erreicht werden.

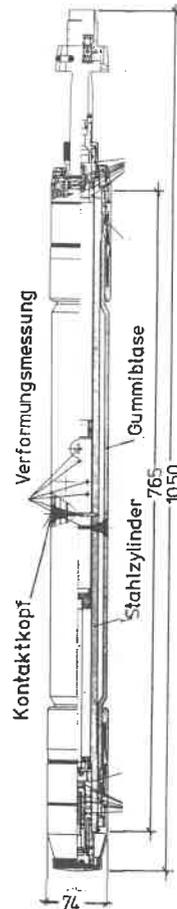


Bild 6

LNEC-Bohrloch-Dilatometer  
Systemskizze aus LNEC 1970

## 2.2 Seitendrucksonden mit starren Lastplatten (Borehole Jack)

### 2.2.1 Seitendruckapparat von KÖGLER

KÖGLER beschrieb 1933 auch einen Seitendruckapparat mit mechanischem Antrieb (Bild 7 a und 7 b). In einem Bohrloch von 20 cm Durchmesser wurde ein Seitendruckapparat, bestehend aus zwei zylinderförmigen Halbschalen von 60 cm Höhe, durch einen Keilmechanismus auseinander gegen die Bohrlochwand gepreßt. Die

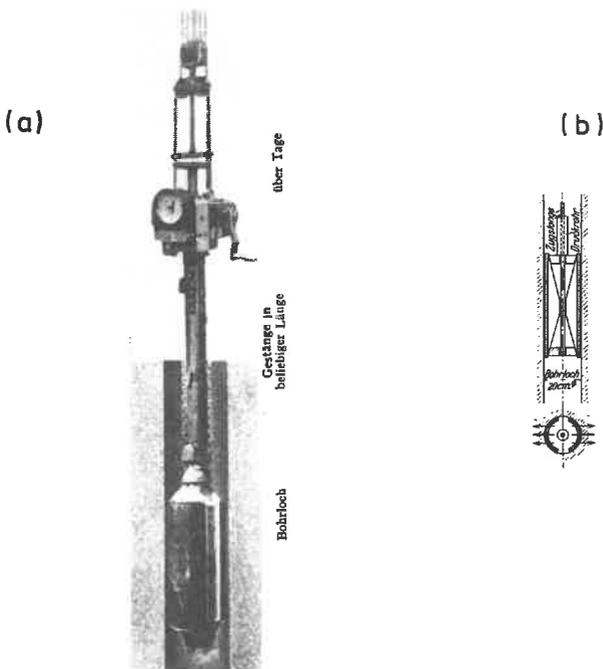


Bild 7 Seitendruckapparat KÖGLER (1933)

(a) Gerät im Einsatz

(b) Druckkörper mit mechanischem Antrieb vor Ort

Kraftübertragung erfolgte durch eine Zugstange, die durch einen Kurbeltrieb relativ zu einem Druckrohr verschoben wurde. Die Sondenkraft wurde an einer Meßuhr am Kurbeltrieb abgelesen. Die Verschiebungsmessung erfolgte durch die Umrechnung der vertikalen Verschiebungsdifferenz des Druck- und Zugrohrs. Versuche konnten bis zu 15 m Tiefe durchgeführt werden.

### 2. 2. 2 Goodman - Sonde

Die Goodman-Sonde (Bohrlochaufweitungsversuch nach GOODMAN et al. 1968) wurde vor allem für Felsuntersuchungen entwickelt. In einem Bohrloch von 76 mm Durchmesser besteht die Möglichkeit, eine Normalspannung von  $14,4 \text{ MN/m}^2$  auf den Fels zu übertragen, wodurch er auch oberhalb des elastischen Bereichs untersucht werden kann. Der Druck wird in einer Richtung über 2 starre Lastplatten mit einem Öffnungswinkel von  $\beta = 90^\circ$  und einer Höhe von 20,4 cm mit einem Hydraulikzylinder ausgeübt (Bild 8). Die Sondendruckschalen und der Druckzylinder sind starr miteinander verbunden. Das Bohrloch im Fels hat eine gleichmäßige Oberfläche, so daß nicht mit Verkantungen der Sonde gerechnet zu werden braucht. Die Summe der horizontalen Lastplattenverformungen wird über und unter dem Hydraulikzylinder durch induktive Wegaufnehmer gemessen, die eine hohe Auflösung der sehr geringen Verformungen erlauben. Der gesamte Verformungsweg beträgt 127 cm. Durch ein Torsionsgestänge kann der Versuch in der gewünschten horizontalen Richtung bis in große Bohrtiefen ausgeführt werden.

Am Ende eines Versuchs wird die Sonde durch zwei Hydraulikzylinder über und unter dem Belastungs- zylinder wieder in die Ausgangsstellung zurückgezogen.

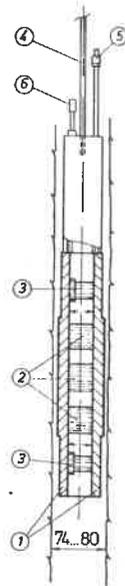


Bild 8 Bohrlochaufweitungsversuch nach GOODMAN et al. (1968)

- 1 Halbzyllindrische Lastplatten
- 2 Hydraulische Druckzylinder
- 3 Induktive Weggeber
- 4 Einbaugestänge
- 5 Kabelverbindung zur Meßbrücke
- 6 Druckschlauch zur Pumpe

### 2. 2. 3 S t u t t g a r t e r S o n d e

Da die Versuchsergebnisse vor allem zur Bemessung horizontal belasteter Bohrpfähle verwendet werden sollen, eignen sich die Seitendrucksonden nach dem Prinzip der Köglerblase, die einen rotationssymmetrischen Spannungs-Verschiebungszustand erzeugen, nicht. Diesem Zweck entspricht eine Seitendrucksonde ähnlich der Bohrlochaufweitungssonde mit zwei starren zylinderförmigen Lastplatten, die den Boden in einer Richtung belasten. Der Durchmesser der Sonde darf nicht zu klein gewählt werden, sollte aber andererseits mit Rücksicht auf die Wirtschaftlichkeit auch im Rahmen der für Erkundungsbohrungen in der Praxis üblichen Maße bleiben. Die Goodmansonde mit einem Durchmesser von 76 mm und einem Gesamtverformungsweg von 1,27 cm ist für die Versuche in Lockerböden zu klein.

#### 2.2.3.1 Konstruktionsprinzip (Bild 9)

Die Stuttgarter Sonde wurde mit einem Außendurchmesser von 19 cm konstruiert (Bild 9).

Die maximale Sondenkraft wurde so gewählt, daß die erreichbaren Bodendruckspannungen in der Größenordnung den tatsächlich auftretenden Bodendruckspannungen bei horizontal belasteten Großbohrpfählen ( $\sigma = 0,2 \dots 0,5 \text{ MN/m}^2$ ) in der oberen Lastabtragungszone, die für die Aufnahme von Horizontalkräften maßgebend ist, entsprechen.

Bei dieser Sondenkraft soll außerdem noch ein möglichst großer Verschiebungsweg der Sondenplatten erreicht werden, um die Seitendruckversuche in den weicheren Bodenschichten, wie sie bei Einsatz von Pfählen in den oberen Bereichen oft anzutreffen sind, bis zum Bruch durchführen zu können.

Die aufgebrachte Belastung entspricht durch die nahezu quadratische Form der Schalenflächen wie beim Lastplattenversuch praktisch einer "Einzellast". Zum Vergleich: um den Seitendruckversuch als ebenen Verformungszustand interpretieren zu können, hätten die Sondenlastplatten wesentlich größere vertikale Abmessungen erhalten müssen, nach GOODMAN (1968)  $H > 3 \cdot D$ .

Die niedrige Bauhöhe der Stuttgarter Sonde ermöglicht die Untersuchung von horizontal geschichteten Böden geringer Schichtmächtigkeit, ohne daß schon bei der Messung irreführende Mittelwertbildungen erfolgen.

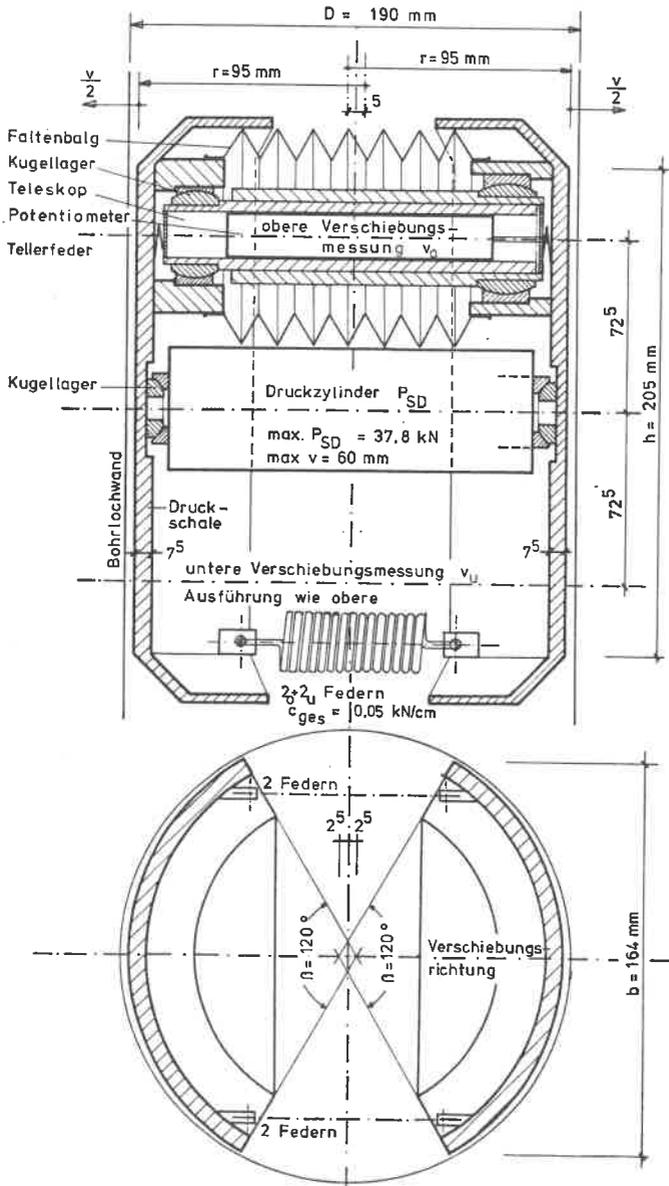


Bild 9 Elemente der Seitendrucksonde

Bei der Ermittlung der horizontalen Bettungsmoduln für Großbohrpfähle bleibt es dann dem Ingenieur überlassen, aus den Einzelwerten in verschiedenen Tiefen die Möglichkeit abzuschätzen, welche Tiefenbereiche zusammengefaßt und durch Mittelwerte gekennzeichnet werden dürfen, aus denen schließlich die Bettungsmoduln für die Pfahlberechnung abzuleiten sind.

#### 2.2.3.2 Gemessene Größen

Als Meßergebnisse stehen die resultierende Sondenkraft, der als Bohrlochaufweitung gemessene Verschiebungsweg der Sondenplatten, die vertikale Verkantung sowie zeitliche Messungen des Kraftverformungsverhaltens zur Verfügung. Aus dem Kraftverformungsverhalten kann dann ein sondenspezifischer Bettungsmodul errechnet werden.

Die Verkantung der Sonde läßt Rückschlüsse auf die Gleichmäßigkeit des Bodens in Tiefenrichtung zu. Die Zeitverformungen bei konstanter Sondenbelastung geben Hinweise auf die Retardation der Pfahlverschiebung und damit auf das viskose Verhalten des Bodens.

#### 2.2.3.3 Versuchseinrichtung

Die Versuchseinrichtung (Bild 10) besteht aus:

1. der Stuttgarter Sonde im Bohrloch (Bild 11, 12),
2. der Meßwerterfassung (Bild 13) und Steuerung der Sonde an der Geländeoberfläche.

Der Druck wird mittels einer hydraulischen Handpumpe durch einen Druckzylinder in der Seitendrucksonde erzeugt. Die Verbindungsleitung zur Sonde ist ein Hochdruckschlauch ( $\max_{P_{01}} = 45 \text{ MN/m}^2$ ). Als Druckübertragungsmittel wird Hydrauliköl verwendet. Da der Raum in der Seitendrucksonde begrenzt ist, wird ein einseitig beaufschlagter Hydraulikzylinder verwendet, der im Handel erhältlich ist. Das Zusammenfahren der Sondenschalen wird durch Rückholfedern (Bild 9) in Verbindung mit der über einen Dreibock umgelenkten Seilzugkraft (Bild 19) erreicht.

Die hydraulische Handpumpe ist mit einem Fein- und einem Grobmanometer versehen. Hierdurch ist eine genauere Drucksteuerung im Bereich auch kleiner Drücke möglich, da der gesamte in der Praxis verwendete Druckbereich (0 bis  $30 \text{ MN/m}^2$ ) nicht von einem Manometer mit der gewünschten Genauigkeit erfaßt werden könnte. Das Feinmeßmanometer für den Anfangsbereich, das in den meisten Fällen ausreicht, kann

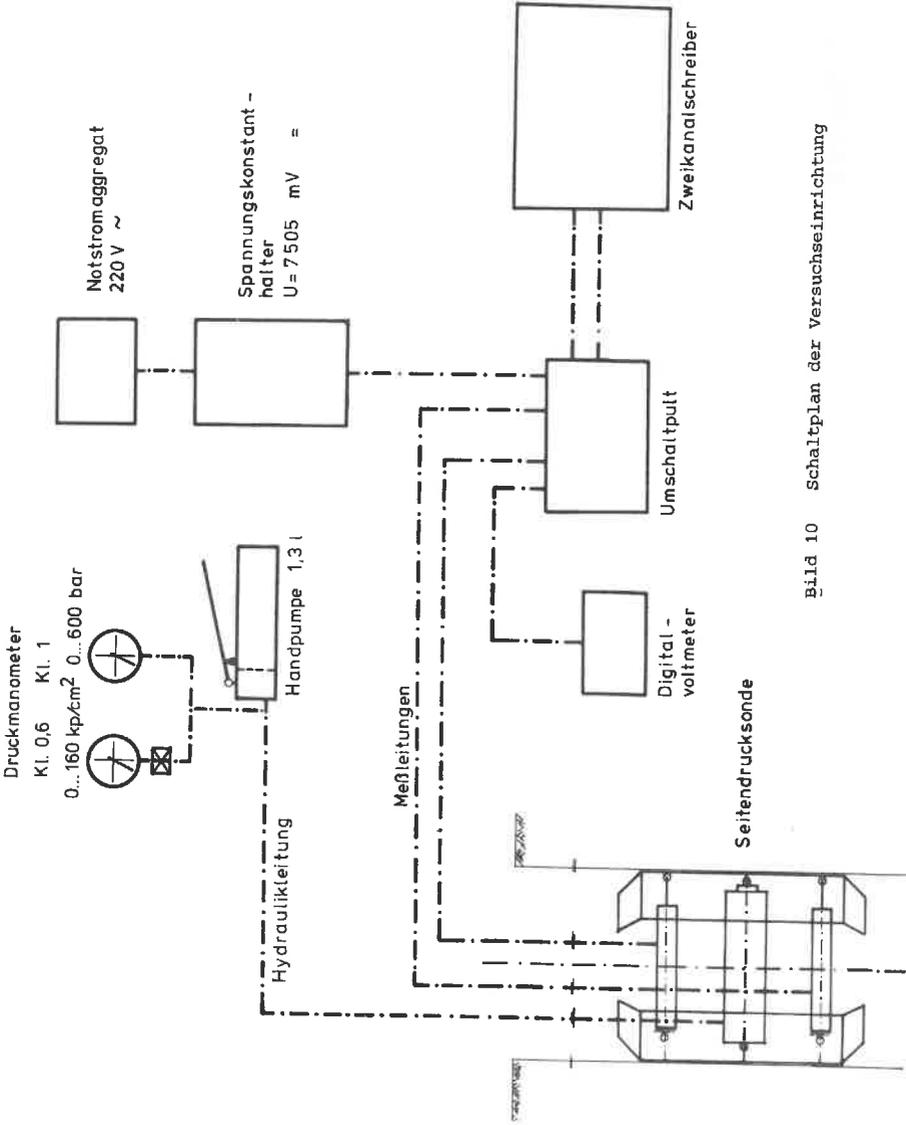


Bild 10 Schaltplan der Versuchseinrichtung

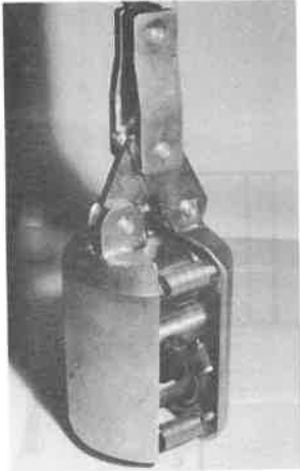


Bild 11  
Seitendrucksonde vor dem Einbau der  
Wegmessung und Abkapselung mit den  
Faltenbälgen



Bild 12  
Seitendrucksonde am Drahtseil hän-  
gend nach einem Feldversuch. Die  
Sonde ist voll ausgefahren.



Bild 13 Meßwerterfassung mit Digitalvoltmeter,  
Umschaltpult und Zweikanalschreiber

bei den höheren Drücken durch ein Absperrventil getrennt werden.

Der in der Sonde eingebaute hydraulische Druckzylinder kann eine maximale Druckkraft von 50 kN übertragen, doch sind die gelenkigen Lager so ausgelegt, daß nur Kräfte bis zu 37,8 kN, entsprechend  $P_M = 30 \text{ MN/m}^2$ , übernommen werden können. Diese Kraft entspricht einer Bodendruckspannung von  $1,14 \text{ MN/m}^2$ , gleichmäßig auf die Projektion der Sondenfläche verteilt.

Der Druckzylinder erreicht einen maximalen Verschiebungsweg von 60 mm (Bild 12), der in den weicheren Böden oft zur Erreichung der Bruchlast ausgenutzt werden kann. In bezug auf den Borlochdurchmesser kann, unter Berücksichtigung des Leerweges der Sonde im Bohrloch, eine einseitige gleichmäßige Dehnung von

$$\epsilon = \frac{60 - 5}{2 \cdot 190} \cdot 100 = 14,47 \% \quad (1)$$

erreicht werden. Bei Beachtung der in Abschnitt 2.2.3.5 genannten Regeln ist auch eine größere Dehnung möglich.

Der Verschiebungszustand der Seitendrucksonde wird durch zwei Feinmeßpotentiometer erfaßt. Es wird jeweils die Verschiebungssumme der beiden Sondenschalen gemessen, d.h. die Verschiebung eines Sondenteils kann nicht getrennt gemessen werden (Abschnitt 2.2.3.4). Während des Versuchs werden die Verschiebungen der beiden Meßpunkte kontinuierlich über einen 2-Kanal-Schreiber (Bilder 10 und 13) aufgenommen. Dadurch kann der Verschiebungszustand laufend kontrolliert werden, so daß für die Sonde unverträgliche Verschiebungen vermieden werden.

Die Verschiebungswege können zusätzlich über ein Umschaltpult und ein Voltmeter digital erfaßt werden. Diese Messungen werden nach einem bestimmten Zeitschema (entsprechend dem Belastungsverlauf) zur Auswertung der Arbeitslinie aufgeschrieben.

Die Stromversorgung der Meßeinrichtung erfolgt durch ein Notstromaggregat, wenn bei Feldversuchen kein Anschluß an das Stromnetz möglich ist.

Die Feinmeßpotentiometer sind wasserdicht abgekapselt (Bild 9). Zusätzlich sind sie in Teleskoprohren untergebracht, die so ausgebildet sind, daß sie die Verformungsmöglichkeiten der Sonde begrenzen, um Zerstörungen der Wegmeßeinrichtung zu vermeiden. Die Abkapselung der Potentiometer wird durch einen Faltenbelag erreicht, der bei kleinem Widerstand einen großen Verschiebungszustand der Sonde

zuläßt. Der Innenraum des Faltenbalgs ist mit Transformatoröl gefüllt, damit er bei äußerem Wasserdruck nicht in das Teleskoprohr gedrückt und dabei zerstört wird.

Zwei Tellerfedern verhindern das Spiel der gelenkig gelagerten Teleskoprohre, so daß nur tatsächliche Verformungen gemessen werden.

#### 2.2.3.4 Verschiebungszustände der Stuttgarter Sonde

Die Sonde kann während des in situ-Versuchs nicht beobachtet werden. Verschiedene Verformungszustände der Seitendrucksonde sind durch die Bauart der Sonde möglich, da die Sondenschalen mit dem Hydraulikzylinder und den Teleskoprohren der Wegmessungspunkte gelenkig verbunden sind (Bild 9).

Die denkbaren Verschiebungszustände vor und während des Versuchs in homogenen und inhomogenen, geschichteten und ungeschichteten Böden werden in Bild 14 dargestellt. Bei ungleichmäßigen Verformungen ist jeweils nur eine Möglichkeit dargestellt.

Dadurch, daß der gesamte Verschiebungsweg gemessen wird, ergeben die folgenden Fälle nach

- Bild 14.4.1   symmetrische Verformung;
- 14.4.2    einseitige Verformung nach dem Bruch;
- 14.5.2    inhomogener, nicht horizontal geschichteter Boden;
- 14.6.1    inhomogener, ungeschichteter Boden

die gleichen Meßergebnisse für den Verschiebungsweg.

Bei der Auswertung der Seitendruckversuche (Abschnitt 5.2) zur Ermittlung des Bettungsmoduls und des Elastizitätsmoduls werden die Verformungszustände nach Bild 14.2, 14.3 und 14.4.1 vorausgesetzt.

#### 2.2.3.5 Eichen der Versuchseinrichtung

Die Manometer in Verbindung mit dem Hydraulikzylinder und die Weggeber wurden in der Amtlichen Forschungs- und Materialprüfungsanstalt für das Bauwesen an der Universität Stuttgart, Abteilung Beton und Abteilung Meßtechnik, geeicht.

Für die Manometer  $M_1$  und  $M_2$  ergaben sich folgende Beziehungen für die Sondenkraft  $P_{SD}$ :

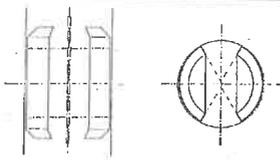
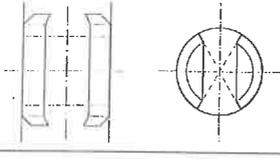
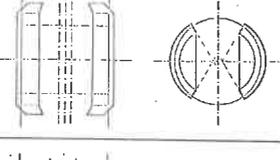
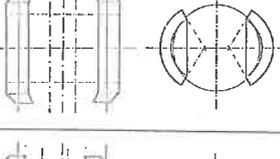
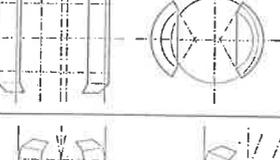
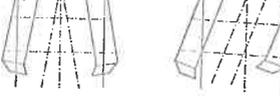
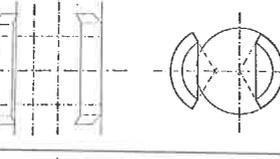
	14.1		Ablassen ins Bohrloch, die Sonde hat im Scheitel- punkt ca. 0,5 cm Spiel, Drehen der Sonde ist möglich $v_o = v_u = 0$
	14.2		Anlegen der Sondenlast- platten an die Bohrloch- wand: $v_o = v_u = 0,5 \text{ cm}$
homogener Boden	14.3		Zwischenzustand beim Versuch, Eindringen der Sondenlast- platten um 1 cm in die Bohr- lochwand, $v_o = v_u = 2,5 \text{ cm}$
	14.4.1		max. Verformung der Sonde, symmetrische Eindringung $v_o = v_u = 6 \text{ cm}$
	14.4.2		max. Verformung der Sonde, einseitiger Bruch $v_o = v_u = 6 \text{ cm}$
	14.5.1		Schichtung horizontal $v_o = 0,5 \text{ cm}; v_u = 6 \text{ cm}$
14.5.2	Schichtung nicht horizontal $v_o = v_u = 6 \text{ cm}$		
inhomogener Boden	14.6.1		ungeschichteter inhomogener Boden (Stein) rechts keine Eindringung $v_o = v_u = 6 \text{ cm}$
	14.6.2		ungeschichteter inhomogener Boden (Stein) $v_o = 0,5 \text{ cm}$ $v_u = 6,0 \text{ cm}$

Bild 14 Mögliche Verformungszustände der Seitendrucksonde

1. kleiner Meßbereich ( $M_1$ ):  $0 \leq P_{M_1} \leq 14 \text{ MN/m}^2$

$$P_{SD} = -0,35 + 1,23 \cdot P_{M_1} \text{ kN} \quad (2)$$

2. großer Meßbereich ( $M_2$ ):  $10 \leq P_{M_2} \leq 30 \text{ MN/m}^2$

$$P_{SD} = 0,514 + 1,24 \cdot P_{M_2} \text{ kN} \quad (3)$$

Die Beziehungen gelten für Be- und Entlastung. Da die Sondenkraft  $P_{SD}$  im Schnittbereich beider Manometer gleich groß ist, ergibt sich zwischen den beiden Manometern die Beziehung

$$P_{M_1} = 0,702 + 1,01 \cdot P_{M_2} \quad (4).$$

Der Sondenwiderstand ergibt sich aus Gl. (2) durch Nullsetzen von  $P_{M_1}$ . In der Sonde wirkt eine Zugkraft von:

$$P_{SD} = 0,35 \text{ kN} \quad (5).$$

Um diese Kraft zu überbrücken, ist ein Manometerdruck

$$P_{M_1} = \frac{0,35}{1,23} = 0,284 \text{ MN/m}^2 \quad (6)$$

erforderlich, bei dem sich die Sondenschalen zu verschieben beginnen. Der Sondenwiderstand setzt sich aus den wegabhängigen Federkräften der vier eingebauten Federn und einem als konstant angenommenen Anteil aus den zwei Faltenbälgen, der Reibung in den beiden Teleskopprohren und der Reibung im Dreigelenkbock (Bilder 9, 19) zusammen. Die Federkräfte sind durch ihre Federkennlinie bekannt. Die Federn haben im Nullverschiebungszustand der Sonde eine Vordehnung von 4 cm. Damit wird

$$P_{SD,F} = 4 \cdot 0,05 = 0,2 \text{ kN bei } v = 0 \text{ mm} \quad (7),$$

$$P_{SD,F} = 4 \cdot 0,125 = 0,5 \text{ kN bei } v = 60 \text{ mm} \quad (8),$$

$$P_{SD,F} = 0,5 - 0,2 = 0,3 \text{ kN} \quad (9).$$

Es bleibt ein Restwiderstand der Sonde von

$$P_{SD,r} = 0,35 - 0,2 = 0,15 \text{ kN} \quad (10)$$

für Faltenbälge, Teleskopprohre und Dreigelenkbock. Die Eichkurve  $P_{SD}$ -Manometerdruck zeigt Bild 15.

Die Druckhöhe des Hydraulikölspiegels über dem Hydraulikzylinder in der Seitendrucksonde ergibt eine zusätzliche Sondendruckkraft. Die spezifische Wichte des verwendeten Hydrauliköls wurde mit  $\gamma_{\text{öl}} = 9 \text{ kN/m}^3$  ermittelt. Damit wird

$$P_{\text{öl}} = \gamma_{\text{öl}} (z + h_0) \quad (11),$$

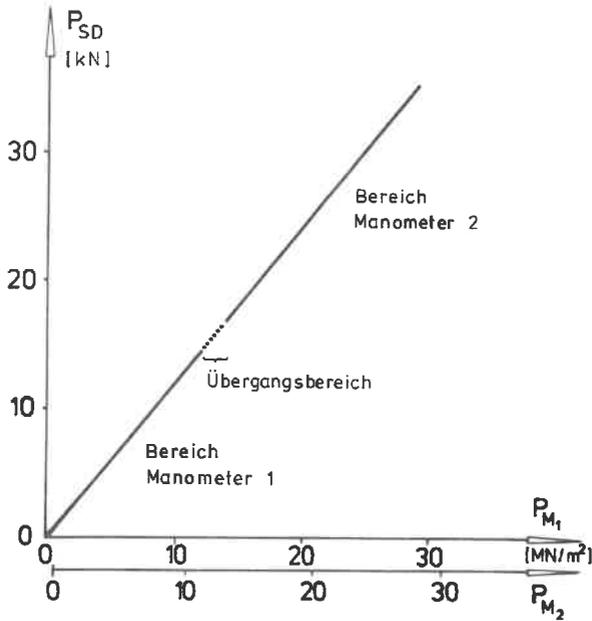


Bild 15 Eichkurve Manometerdruck -  $P_{SD}$

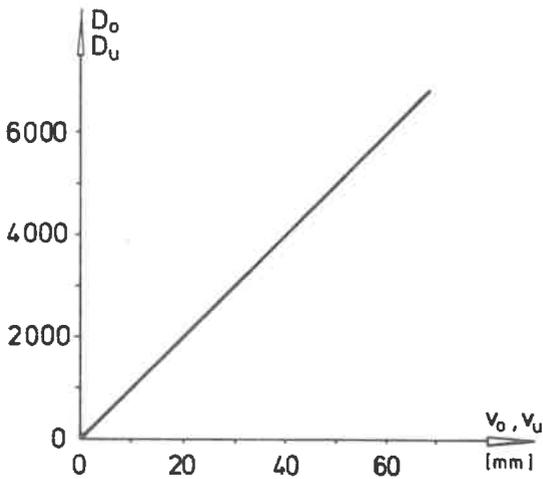


Bild 16 Eichkurve Digitalanzeige - Verschiebung

wobei  $z$  die Sondentiefe unter Gelände und  $h_o$  die Höhe der Ölpumpe über dem Bohrlochansatzpunkt bedeuten. Der Öldruck ist dem Manometerdruck hinzuzurechnen. Bei einer maximalen Tiefe der durchgeführten Versuche von  $z = 12$  m und  $h_o = 1,50$  m ergibt sich ein zusätzlicher Manometerdruck

$$P_{M,\delta 1} = 9 \cdot (12 + 1,5) = 121,5 \text{ kN/m}^2 \quad (12).$$

Der Wasserdruck aus einem freien Grundwasserspiegel im Bohrloch, der sich bis zur Tiefe der Sonde  $h_w$  aufbaut

$$P_w = \gamma_w \cdot h_w \quad (13),$$

wird vom Manometerdruck  $P_{M,\delta 1}$  abgezogen, da er von außen auf das Hydrauliksystem der Sonde wirkt.

#### Manometergenauigkeiten

Das Manometer des kleinen Meßbereichs  $M_1$  ( $0 < P_{M_1} < 16 \text{ MN/m}^2$ ) hat die Genauigkeitsklasse 0,6, das Manometer des großen Meßbereichs  $M_2$  ( $0 < P_{M_2} < 60 \text{ MN/m}^2$ ) die Genauigkeitsklasse 1.

Damit ergibt sich

$$P_{M_1} = \pm 16 \cdot 0,006 = \pm 0,096 \text{ MN/m}^2 \quad (14)$$

$$P_{M_2} = \pm 60 \cdot 0,010 = \pm 0,6 \text{ MN/m}^2 \quad (15).$$

Die Kraft in der Seitendrucksonde wird unter Berücksichtigung aller Einflußfaktoren

#### 1. im kleinen Meßbereich

$$P_{SD} = 0,35 - 0,3 \frac{v}{\max v} + 1,23 (P_{M_1} + P_{\delta 1} - P_w \pm 0,096) \text{ kN} \quad (16);$$

#### 2. im großen Meßbereich

$$P_{SD} = 0,514 - 0,3 \frac{v}{\max v} + 1,24 (P_{M_2} + P_{\delta 1} - P_w \pm 0,6) \text{ kN} \quad (17).$$

#### Weggeber

Die Wegmessung wurde durch den Vergleich der gesamten gemessenen Verschiebungsdifferenz an der Stelle der Feinmeßpotentiometer (Bild 9) mit der Anzeige des Digitalvoltmeters geeicht. Die Feinmeßpotentiometer wurden vor dem Einbau auf ihre Linearität überprüft. Das Prüfgerät mit einer Genauigkeit von  $\pm 2/100$  mm ergab voll reproduzierbare Verschiebungsanzeigen. Der Einbau in der Sonde erfolgte derart, daß der Meßbereich von 60 mm in der Mitte des gesamten Verschiebungs-

bereichs von 71 mm lag, um die Nichtlinearität im Anfangsmeßbereich auszu-schließen.

Durch die Höhe der Speisespannung kann die Auflösung der Potentiometerverschiebung in Digitalanzeigen gesteuert werden. Um während des Versuchs möglichst übersichtliche Verhältnisse zu haben, wurde der gesamte Verschiebungsweg von 60 mm in 6000 Digitaleinheiten aufgelöst. Bei einer Speisespannung von 7,505 V, bei der sich die angestrebte Auflösung ergab, wurden die Eichkurven für das obere und untere Feinmeßpotentiometer aufgenommen.

Bild 16 zeigt die Eichkurven für die Verschiebung der Meßstellen als Funktion der Potentiometerspannung in Digitaleinheiten D. Die Meßwerte wurden durch eine Regressionsgerade ausgeglichen. Dabei ergab sich für das obere und untere Feinmeßpotentiometer

$$v_o = 0,1016 + 9,9646 \cdot 10^{-3} \cdot D_o \text{ mm} \quad (18)$$

$$v_u = 0,2810 + 9,9620 \cdot 10^{-3} \cdot D_u \text{ mm} \quad (19).$$

#### 2.2.3.6 Durchführung der Feldversuche

##### 2.2.3.6.1 Abschätzen der Belastungsdauer

Grundsätzlich kann auch eine Seitendrucksondierung sowohl als Schnellversuch (Randbedingungen: keine Drainage) wie als Langzeitversuch oder D-Versuch (vollständige Konsolidierung; D-"dränirt") ausgeführt werden. Es kommt dabei auf den Zweck an, dem der Versuch dienen soll. Wenn das Sondierergebnis z.B. verwendet werden soll, um Daten für eine Setzungsberechnung oder das Verhalten eines Pfahls unter statischer Horizontallast zu liefern, muß ein D-Versuch gefahren werden. Dazu soll die Konsolidationszeit größenordnungsmäßig abgeschätzt werden. Dazu genügt als Vergleichsmodell die Kreisplatte auf der durchlässigen Oberfläche des Halbraums mit voller Wassersättigung mit der von DAVIS/POULOS (1972) angegebenen Lösung für den Konsolidierungsgrad  $U_s$  in Abhängigkeit von der dimensionslosen Konsolidationszeit

$$T_v = \frac{kE_s}{\gamma_w r^2} \cdot t \quad (20).$$

Für den Konsolidierungsgrad  $U_s = 90\%$  ergibt sich  $T_v = 10$ . Der Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  schwankt bei den untersuchten Böden zwischen  $10^{-5}$  bis  $10^{-7}$  m/s.

Auf Grund von Laborversuchen (siehe Abschnitt 4.4.2) wird  $E_s = 6,5 \text{ MN/m}^2$  als fester Wert angenommen. Der Radius der Kreisplatte wird aus der Projektion der

Sondenstempelfläche

$$A = h \cdot D \cdot \sin \frac{\beta}{2} = 337 \text{ cm}^2 \quad (21)$$

durch Umwandlung in einen flächengleichen Kreis mit dem Ersatzradius

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

ermittelt.

Hieraus ergeben sich die Konsolidationszeiten  $t$  (Tabelle 1, siehe Bild 17).

Für den Vergleich mit den gemessenen Werten zeigt Bild 17 ein typisches Beispiel für das Zeitverschiebungsverhalten der Seitendrucksonde innerhalb der einzelnen Laststufen eines verwitterten Knollenmergels (Bohrung B4C,  $z = 1,80 \text{ m}$ ). Bei den unteren Laststufen - bis zur Bodenspannung  $\sigma_x = 200 \text{ kN/m}^2$  - tritt der Endzustand überraschend schnell schon nach einer Minute ein. Erst bei größeren Laststufen sind längere Belastungszeiten erforderlich, um einen Ruhezustand zu erreichen.

Da es sich bei den Versuchsböden hauptsächlich um nicht voll wassergesättigte Schluffe von steifer Konsistenz handelt, gehen die Langzeitverformungen entgegen der obigen Abschätzung nicht allein auf eine Konsolidierung durch Abbau von Porenwasserdrücken, sondern teilweise auch auf viskose Effekte zurück, die naturgemäß bei höheren Schubbeanspruchungen stärker hervortreten als bei niedrigen.

Versuche mit unterschiedlicher Belastungsdauer ergaben beim Vergleich folgendes: In der Bohrung B1 A, B, C wurden die Versuche mit unterschiedlicher Belastungsdauer durchgeführt, und zwar wurden in der Bohrung B1A die Laststufen bis zum Ruhezustand gefahren ( $t = \infty$ ), in Bohrung B1B wurde die Belastung jeweils nach zwei Minuten und in Bohrung B1C nach einer Minute erhöht.

Der Vergleich der Steigungen der Arbeitslinien im Linearitätsbereich II (siehe Abschnitt 4.1.2) zeigt für die Versuche der drei Bohrungen in der Tiefe von  $z \approx 1,30 \text{ m}$  nahezu gleiche Werte für  $t = \infty$  und  $t = 1'$ , während bei  $t = 2'$  eine größere Steigung, d.h. ein schwächerer Sondenwiderstand gemessen wurde. Ähnliches konnte auch bei den anderen Versuchstiefen festgestellt werden (Anlage 8.1). Die zeitabhängigen Verformungen sind bei diesen Böden nach einer Minute abgeschlossen. Die Unterschiede bei den Belastungszeiten  $t = 1', 2'$  und  $\infty$  sind Versuchstreuungen bzw. Bodenunterschiede in den drei unmittelbar nebeneinanderliegenden Versuchsböhrungen.

Die beim Großbohrpfahl auftretenden horizontalen Bodenspannungen von  $\sigma_x \approx 200 \text{ kN/m}^2$  lassen so eine Versuchsdurchführung mit kurzen Belastungszeiten zu. Für den größten

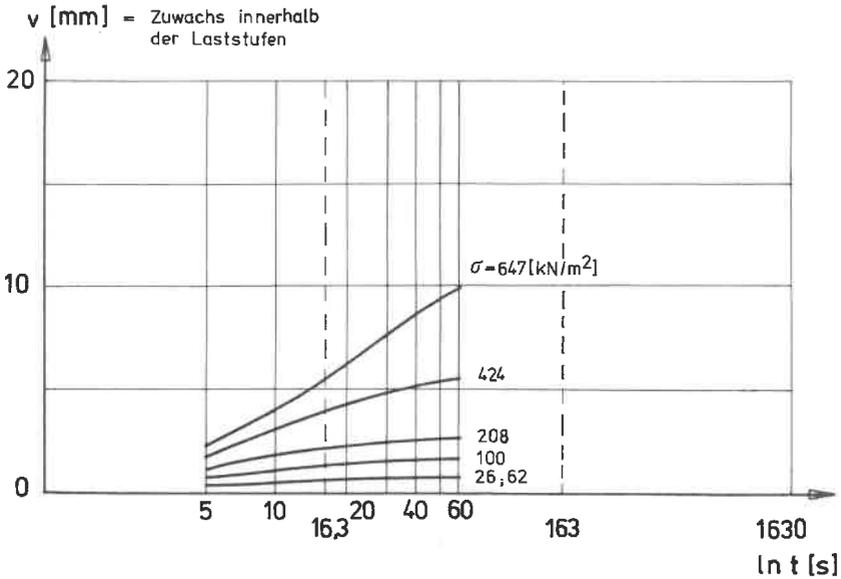


Bild 17 Beispiel für den Zuwachs der Verschiebung  $v$  je Laststufe  
(Beispiel: B4C, 1,80 m Tiefe)

$k$	$t$	
m/s	s	
$10^{-5}$	16,3	mit $T_v = 10$
$10^{-6}$	163	nach Bild 2
$10^{-7}$	1630	aus DAVIS/POULOS

Tabelle 1:  
Konsolidationszeit in Abhängigkeit  
von der Durchlässigkeit



### 2.2.3.6.3 Einbau der Sonde

Unmittelbar nach Herstellung der Bohrung wird die Sonde in das Bohrloch eingebracht. Die Bohrlochwand "wächst" je nach der Bodenbeschaffenheit und der Versuchstiefe (Auflast) nach der Entnahme des Bohrkerns in das Bohrloch (Entspannung). Die Toleranz des Sondendurchmessers im zusammengezogenen Zustand und des Bohrlochdurchmessers beträgt maximal 5 mm (Bild 9), d.h. 2,5 mm auf jeder Seite der Sonde. Es ist daher leicht möglich, daß sich das Bohrloch so weit verengt, daß die Sonde vor dem Erreichen der Versuchstiefe im Bohrloch steckenbleibt. Um das zu verhindern, kann auf die Sonde ein Gestänge aufgesteckt werden, das es ermöglicht, kleinere Widerstände beim Ablassen der Sonde zu überdrücken. Durch das Vierkantgestänge kann eine bestimmte Richtung beim Seitendruckversuch eingestellt werden. Dies ist bei horizontal belasteten Großbohrpfählen von Bedeutung, deren Belastung aus einer bestimmten Richtung kommt.

Das Gestänge - die einzelnen Schüsse haben eine Länge von 2 m - ist mit einer Meßmarkierung zur Ablesung der Versuchstiefe versehen. Die Abstände der Seitendruckversuche im Bohrloch werden entsprechend dem Bohrprofil von Fall zu Fall festgelegt. Bei gleichmäßigem Bodenaufbau werden Tiefenabstände von 1,0 bis 1,5 m als ausreichend angesehen.

### 2.2.3.6.4 Ausbau der Sonde

Nach Beendigung eines Seitendruckversuchs wird der Hydrauliköldruck auf 0 reduziert. Die vier in der Seitendrucksonde eingebauten Federn (Bild 9) ziehen die Platten der Seitendrucksonde wieder auf den Nullzustand vor Versuchsbeginn zusammen. Die vier Federn haben bei der maximalen Verformung der Seitendrucksonde ( $v = 60$  mm) eine Gesamtkraft von 0,5 kN.

Falls sich die Sonde nicht zusammenzieht, kann das folgende Gründe haben:

1. Die Adhäsionskräfte an den Lastplattenflächen sind größer als die Federkräfte; oder
2. Bodenteile (Steine) aus der nicht belasteten Bohrlochwand sind in den Raum zwischen den Lastplatten eingedrungen.

Der auf der Seitendrucksonde angebrachte Dreigelenkbogen (Bild 19) ermöglicht es dann aber, eine Horizontalkraft am oberen Ende der Sondenplatten aufzubringen, die in den Bohrlochinnenraum gerichtet ist. Die Horizontalkraft ist vom Stellwinkel

der Pendelstäbe abhängig. Bei einer Zugkraft  $Z$  im Tragseil der Seitendrucksonde ergibt sich (Bild 19) die Horizontalkraft

$$H_o = \frac{1}{2} \cdot Z \cdot \cot \alpha \quad (23)$$

Bei maximaler symmetrischer Verschiebung ergibt sich  $\alpha = 44^\circ$  und damit  $H_o \approx 0,5 \cdot Z$ . Die Hängekonstruktion ist für eine maximale Zugkraft am Tragseil  $Z = 100 \text{ kN}$  bemessen. Durch diese Seilzugkraft kommt die Horizontalkraft  $H_o$  in die Größenordnung der maximalen Sondendruckkraft ( $P_{SD} = 50 \text{ kN}$ ).

Mit dieser Kraft ist es möglich, Bodenteile, die zwischen die Sondenplatten geraten sind, zu zerkleinern.

Bei zusammengezogener Seitendrucksonde wird die Sonde aus dem Bohrloch gezogen. Hindernisse können durch die große Zugkraft  $Z$  überwunden werden, auch in Verbindung mit dem fest aufgesetzten Vierkantgestänge, das es erlaubt, Hindernissen im Bohrloch durch Drehen der Sonde auszuweichen.

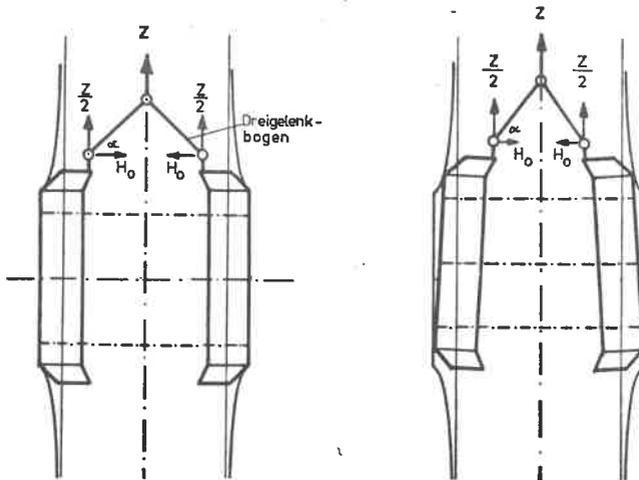


Bild 19 Zugkraft beim Ausbau der Seitendrucksonde

### 3. Theoretische Modelle

#### 3.1 Elastizitätstheoretische Lösung von Mindlin

Mindlin (1936) behandelt den Fall der horizontalen Einzelkraft im unendlichen Halbraum.

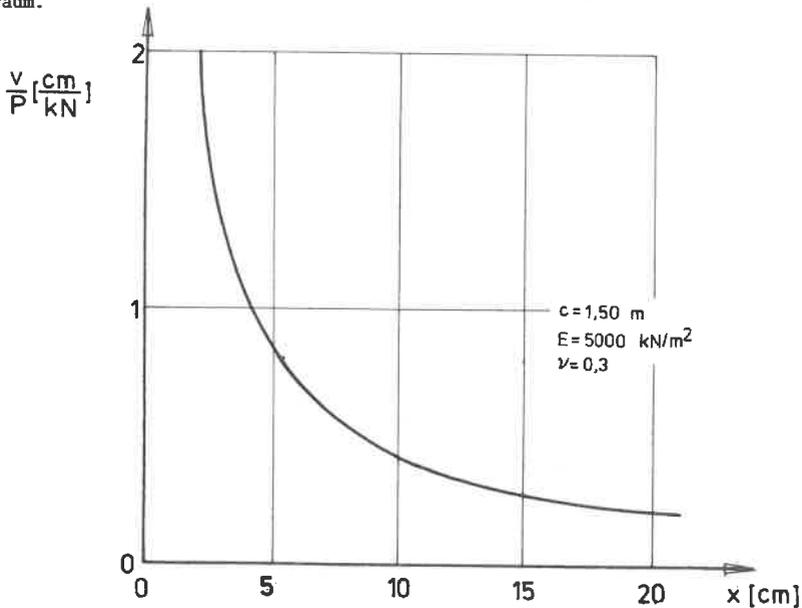


Bild 20 a Verformungsverlauf der horizontalen Verformung in Richtung der Einzellast nach Mindlin

Bild 20 a zeigt den Verlauf der horizontalen Verformungen nach der Mindlin-Lösung in Richtung der Belastung. Bereits nach kurzer Entfernung vom Lasteinleitungspunkt nehmen die Verschiebungen stark ab. Als Vergleich zu der nachfolgend dargestellten Berechnung der Seitendrucksonde mit der Methode der Finiten Elemente wird die von Douglas und Davis (1964) durchgeführte Integration der Mindlin-Lösung über eine schlaaffe vertikale Rechtecklast herangezogen (Bild 20 b). Für die Tiefe  $z = 1,50 \text{ m}$  zeigt sich nur noch ein geringer Unterschied der horizontalen Verformungen an den Punkten A, B bzw. C, D (Bild 20 b), d.h. der Einfluß der freien Oberfläche ist sehr gering:

$$v_{A,B} = p \cdot 0,93 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

$$v_{C,D} = p \cdot 0,915 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

Die Verformung in der Mitte der Lastfläche ergibt sich durch Superposition zu:

$$v_o = p \cdot 1,74 \cdot 10^{-5} \text{ m.}$$

Daraus ergibt sich eine mittlere Verformung der starren Lastfläche (ca. 57 %):

$$v_m = p \cdot 1,305 \cdot 10^{-5} \text{ m.}$$

Bei einer Verformung von  $v_m = 0,01 \text{ m}$  wird:  $p = 766,3 \text{ kN/m}^2$ .

Dies ergibt bei einer Sondenfläche von  $337 \text{ cm}^2$  eine Gesambelastung von:

$$P_{SD, \text{Douglas}} = 25,82 \text{ kN.}$$

Die so ermittelte Sondenkraft ist größer als die Sondenkraft, die für den Halbraum nach der FEM (s. S. 84, Fall 1 b,  $P_{SD}^H = 20,7 \text{ kN}$ ) ermittelt wurde.

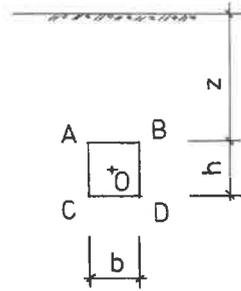


Bild 20 b Schleife vertikale Rechtecklast (Mindlin) nach DOUGLAS und DAVIS

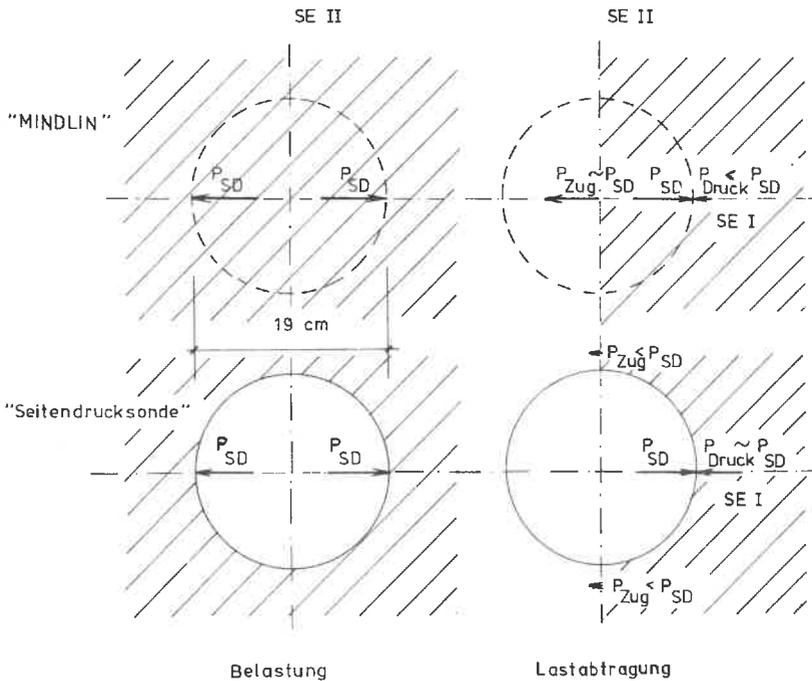


Bild 20 c Lastabtragung: Vergleich der Lösung nach Mindlin mit den Randbedingungen der Seitendrucksonde

Der Lastfall der Seitendrucksonde kann aber mit der Mindlin'schen Lösung nicht erfaßt werden, da bei der Seitendrucksondierung zwei entgegengesetzt gerichtete Kräfte in den Boden abgetragen werden. Der freie Innenraum der Bohrung kann nicht berücksichtigt werden, denn dort bildet sich nach Mindlin ein Zugband aus, das die Wirkung der entgegengesetzt gerichteten Kräfte zum größten Teil aufhebt (Bild 20 c).

Dagegen kann die Mindlin'sche Lösung bei der Ermittlung des Oberflächeneinflusses verwendet werden, wobei jedoch zu bedenken ist, daß gerade an der Oberfläche des Halbraums die Voraussetzungen der Berechnung fraglich sind, da durch die fehlende Auflast nur geringe Zugspannungen aufgenommen werden können.

Wie die Versuche an der Geländeoberfläche gezeigt haben, wird die Last hauptsächlich vor der Lastplatte abgetragen, da die tangentialen Zugspannungen außerhalb der Belastungsflächen durch Reißbildung ausgeschlossen werden.

### 3.2 Die Theorie der rotationssymmetrischen Sonden

Im Rahmen dieser Arbeit soll der Zusammenhang zwischen Sondenverformung, Sondenbelastung und den Elastizitätskonstanten  $E$  und  $\nu$  auf der Grundlage der linearen Elastizitätstheorie dargestellt werden.

Weitergehende Ableitungen von Bodenparametern können der Literatur GIBSON, R.E./ ANDERSON, W.F. (1961) und VESIC, A. (1972) entnommen werden.

#### 3.2.1 Kögler - Sonde

Kögler ging seinerzeit von der vereinfachten Vorstellung aus, daß sich die Belastung der Gummibläse unter einem Winkel  $\alpha$  ausbreitet (Bild 21). Die Spannung  $p_R$  infolge der Sondenbelastung in der Entfernung  $R$  ergibt sich dabei aus der horizontalen Gleichgewichtsbedingung  $H = 0$ . Ein Ringelement mit der Dicke  $dr$  in der Entfernung  $R$  verformt sich unter dieser Belastung, wobei kein ebener sondern ein einachsiger Spannungszustand angenommen wird. Bei dieser Vereinfachung entfällt die Querkontraktionszahl  $\nu$ .

Die Gesamtverformung der Bohrlochwand ergibt sich durch Integration von  $R = r$  bis  $R = \infty$ , wobei schließlich  $r = 0$  gesetzt wird.

Aus dieser Verformung wird der Elastizitätsmodul

$$E = \frac{p \cdot r \cdot H}{s (H - 2 r \tan \alpha)} \ln \frac{H}{2 r \tan \alpha} \quad (24)$$

ermittelt.

KÖGLER setzte für den Ausbreitungswinkel  $\alpha = 45^\circ$  ein, während LEISCHNER (1966) für  $\alpha$  den Scherwinkel  $\phi'$  des Bodens verwendete.

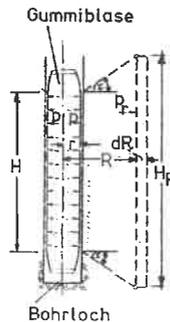


Bild 21 Druckverteilung des Seitendruckapparats von KÖGLER (1933) (Gummiblase)

### 3. 2. 2 M é n a r d - S o n d e

Wegen der beiden Zellen oberhalb und unterhalb der Meßzelle (Bild 3) geht Ménard davon aus, daß im Bereich der Meßzelle ein ebener Verformungszustand herrsche und verwendet die elastizitätstheoretische Lösung des dickwandigen Zylinders, dessen äußerer Radius gegen unendlich geht. Er erhält für den Elastizitätsmodul die Beziehung:

$$E = (1 + \nu) \cdot V_0 \cdot \frac{dp}{dV} \quad (25),$$

aus der Steigung der Arbeitslinie  $dp/dV$  des Ménardversuchs, ausgedrückt durch die Volumenänderung der Meßzelle.  $V_0$  ist das Ausgangsvolumen der verwendeten Meßzelle. Die Querkontraktionszahl  $\nu$  ist bodenabhängig und schwankt nach ERB (1967) zwischen 0,2 und 0,5. Für die Auswertung der Ménardversuche wird  $\nu = 0,33$  angesetzt.

Bei der Umrechnung des Elastizitätsmoduls in den Steifemodul  $E_s$  geht Ménard von der Elastizitätstheorie ab und führt einen empirischen Faktor  $\alpha$  ein, der von der Bodenart, -struktur, Querkontraktionszahl  $\nu$  und rheologischen Eigenschaften abhängt (MÜLLER, 1970). Damit wird

$$E_s = E/\alpha \quad (26).$$

### 3.3 Auswertung der Versuche mit der Goodman-Sonde

Die Auswertung des Bohrlochaufweitungsversuchs erfolgt nach GOODMAN (1968) nach der linearen Elastizitätstheorie für den ebenen Formänderungszustand. Es ergibt sich folgender Elastizitätsmodul:

$$E = k(\beta, \nu) \cdot \frac{\Delta \sigma}{\Delta V} \cdot D \quad (27).$$

In dem "Stressfaktor"  $k(\beta, \nu)$  sind die Einflüsse des Zentriwinkels der Goodman-sonde und der Querkontraktionszahl  $\nu$  berücksichtigt. Wie Bild 22 zeigt, hat die Querkontraktionszahl nur einen geringen Einfluß auf den "Stressfaktor". Dieses Ergebnis wird durch die Vergleichsrechnungen der Seitendrucksonde mit der FE-Berechnung für verschiedene Querkontraktionszahlen bestätigt (Abschnitt 5.1.1).

Die Steigung der im Versuch gemessenen Arbeitslinie legt die Größe des Elastizitätsmoduls fest.

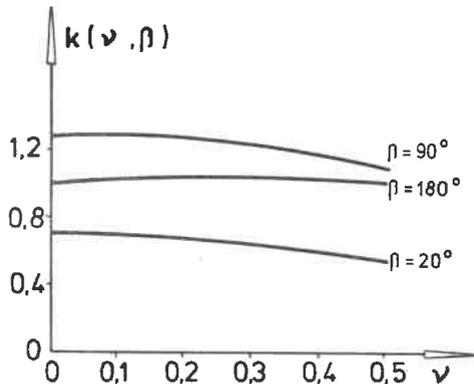


Bild 22 Einfluß der Querkontraktionszahl auf den Faktor  $k(\beta, \nu)$  von GOODMAN (1968)

### 3.4 Theoretische Deutung des Sondiererergebnisses

#### 3.4.1 Vergleichsrechnung mit der Finite - Element - Methode (FEM)

Durch die Belastung der beiden Sondenplatten entsteht ein Spannungs-Verschiebungszustand, der räumlich behandelt werden muß. Hierfür bietet sich die Finite-Element-Methode (FEM) an: Durch die Nachrechnung des Seitendruckversuchs mit der FEM ist es möglich, einen Bezug zwischen der im Versuch gemessenen Arbeitslinie und den Stoffparametern eines geeignet zu wählenden Modellkörpers herzustellen, der die Verformungseigenschaften eines wirklichen Bodens hinreichend genau simuliert. An geeigneten Materialgesetzen zur Erfassung des nichtlinearen Bodenverhaltens wird zur Zeit an vielen Instituten gearbeitet (SMOLTCZYK, 1978).

Im Rahmen dieser Arbeit wird die FEM-Berechnung linear-elastisch durchgeführt, da die Auswertung der Seitendruckversuche im geradlinigen, quasi-elastischen Bereich II (Abschnitt 4.2) erfolgen soll.

Die bei der linear-elastischen Berechnung auftretenden Spannungsspitzen an den Lastplattenrändern bilden sich in Wirklichkeit so nicht aus sondern werden auf weniger belastete Teile in Sondenmitte umgelagert.

Die Berechnung wurde zunächst für einen fiktiven Boden ausgeführt. Dazu wurden als plausible Materialparameter  $E = 5000 \text{ kN/m}^2$  und die Querdehnungszahlen  $\nu = 0,30; 0,40$  und  $0,45$  gewählt, was etwa den für einen Schluff in Frage kommenden Werten entsprechen würde.

Unter der Voraussetzung des linear-elastischen Stoffverhaltens gilt das Superpositionsgesetz, d.h. es braucht nur der Verschiebungszustand der Sondenplatten bei gewichtslosem Boden betrachtet zu werden. Weiter wurde angenommen, daß sich die Sonde in einer Bohrung befindet, deren Längenausdehnung nach oben und unten so groß ist, daß die Randeinflüsse infolge freier Geländeoberfläche und Bohrlochsohle keinen Einfluß haben. Es bestehen zwei Möglichkeiten, den Verschiebungszustand zu simulieren:

1. Verschiebung  $v$  vorgeben  $\longleftarrow$  Reaktionskraft  $P$  ermitteln;
2. Sondenbelastung  $P$  vorgeben  $\longrightarrow$  Verschiebung  $v$  ermitteln.

Da bei der Sonde angenommen wird, daß sie sich starr gegenüber dem Boden verhält, wurde die erste Möglichkeit gewählt, bei der jeder Knotenpunkt innerhalb

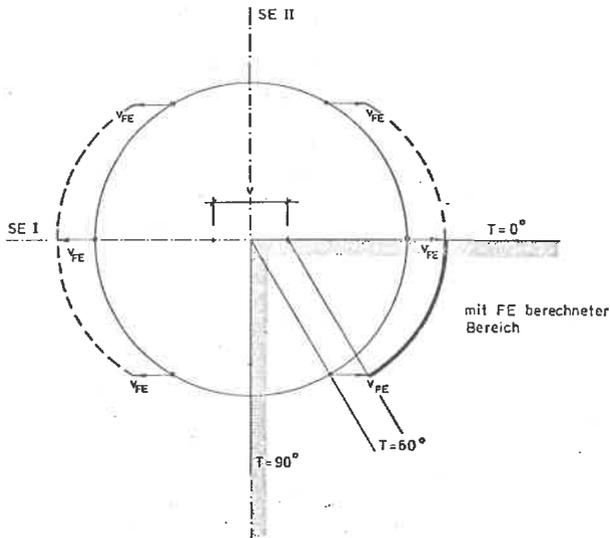


Bild 23 Verschiebung in der Lastfläche

der Lastfläche so verschoben wird, daß die resultierende Verschiebung der Einheitsverschiebung  $v_{FE}$  in Belastungsrichtung entspricht (Bild 23). Dem einzelnen Knotenpunkt der Lastfläche wird die Verschiebung  $v_{FE}$  aufgezwungen, d.h. es wird mit vollem Verbund an der Belastungsfläche gerechnet. Eine Relativbewegung an der Kontaktfläche ist dadurch nicht möglich.

### 3. 4. 2 Durchgeführte FE - Berechnungen

Die Berechnung wurde nicht nur auf die Stuttgarter Seitendrucksonde angewandt, sondern es wurde auch eine rotationssymmetrische Sonde berechnet mit den Größenabmessungen der Stuttgarter Seitendrucksonde in Höhe und Durchmesser. Außerdem erfolgten FE-Berechnungen für den ebenen Fall der horizontalen Pfahlbelastungen zum Vergleich mit der SDS. Folgende Berechnungen wurden im einzelnen durchgeführt (Bild 24):

- 1a: Seitendrucksonde im Vollraum;
- 1b: Seitendrucksonde im Halbraum;
- 2a: Seitendrucksonde, ebener Verformungszustand, Vollscheibe;
- 2b: Seitendrucksonde, ebener Verformungszustand, Halbscheibe;
- 3: rotationssymmetrischer Spannungs-Verschiebungs-Zustand, Vollraum;
- 4a: Pfahlbelastung, ebener Verformungszustand, Vollscheibe;

- 4b: Pfahlbelastung, ebener Verformungszustand, Halbscheibe;
- 5: Pfahlbelastung, wie 4a, jedoch für Durchmesser  $D = 0,5; 1,0; 1,5$  m.

Die Fälle a und b unterschieden sich durch die Randbedingungen in der Symmetrieebene II (Bild 23 u. 24). Wenn in dieser Ebene die Knotenpunkte kraftfrei sind, liegen die Verhältnisse des Halbraums bzw. der Halbscheibe vor.

Mit den Berechnungen der Fälle 2a und 2b (ebener Verformungszustand) soll durch Kombination mit dem Fall 3 (rotationssymmetrischer Spannungs-Verschiebungszustand) versucht werden, die sehr rechenintensiven Fälle 1a und 1b (räumliche Berechnung) zu umgehen.

### 3. 4. 3 D i s k r e t i s i e r u n g

Der räumliche Fall 1a, b hat unter den o.g. Voraussetzungen drei Symmetrieebenen (Bild 24 u. 25), so daß nur ein Achtel des Vollraums berechnet werden muß. Bei den ebenen Verformungszuständen sind zwei Symmetrieebenen vorhanden, so daß die Berechnung für eine Viertelscheibe erfolgen kann. Die Berechnung des rotationssymmetrischen Verformungszustands erfolgt an einem ebenen Netz (siehe Bild 25,  $T = 90^\circ$ ), das durch Rotation den Vollraum erfaßt.

Unter der Lastfläche sind die Elemente konzentriert angeordnet, um Spannungskonzentrationen möglichst genau zu erfassen. In geringer Entfernung von der Bohrlochwandung nehmen die Spannungen schon stark ab (Bild 27 u. 28), so daß dort die Elemente vergrößert werden können.

Die Gebietsränder sind so weit vom Lasteingriff entfernt, daß keine Randstörungen auftreten. Die Ränder sind entsprechend den Gleichgewichts- und Symmetriebedingungen gelagert.

Die Horizontalverschiebung am oberen Rand in der Mitte beträgt  $10^{-7}$  m, dagegen im hinteren Teil der mittleren Symmetrieebene 3 Zehnerpotenzen mehr, aber dennoch vernachlässigbar klein, d.h. die äußeren Ränder sind ausreichend von der Lastfläche entfernt (GUSSMANN/SCHAD, 1974).

Für die räumlichen FE-Berechnungen (Fall 1a, b) ist die Diskretisierung in Bild 25 dargestellt. Das Netz für die Fälle 2a, b und 4b entspricht dem Horizontalschnitt in der Symmetrieebene SE III des räumlichen Netzes. Das Netz des rotationssymmetrischen Falles 3 entspricht dem Vertikalschnitt des räumlichen Netzes Bild 24,  $T = 90^\circ$ . Für den Fall 4 a ist das FE-Netz in Bild 26 dargestellt.

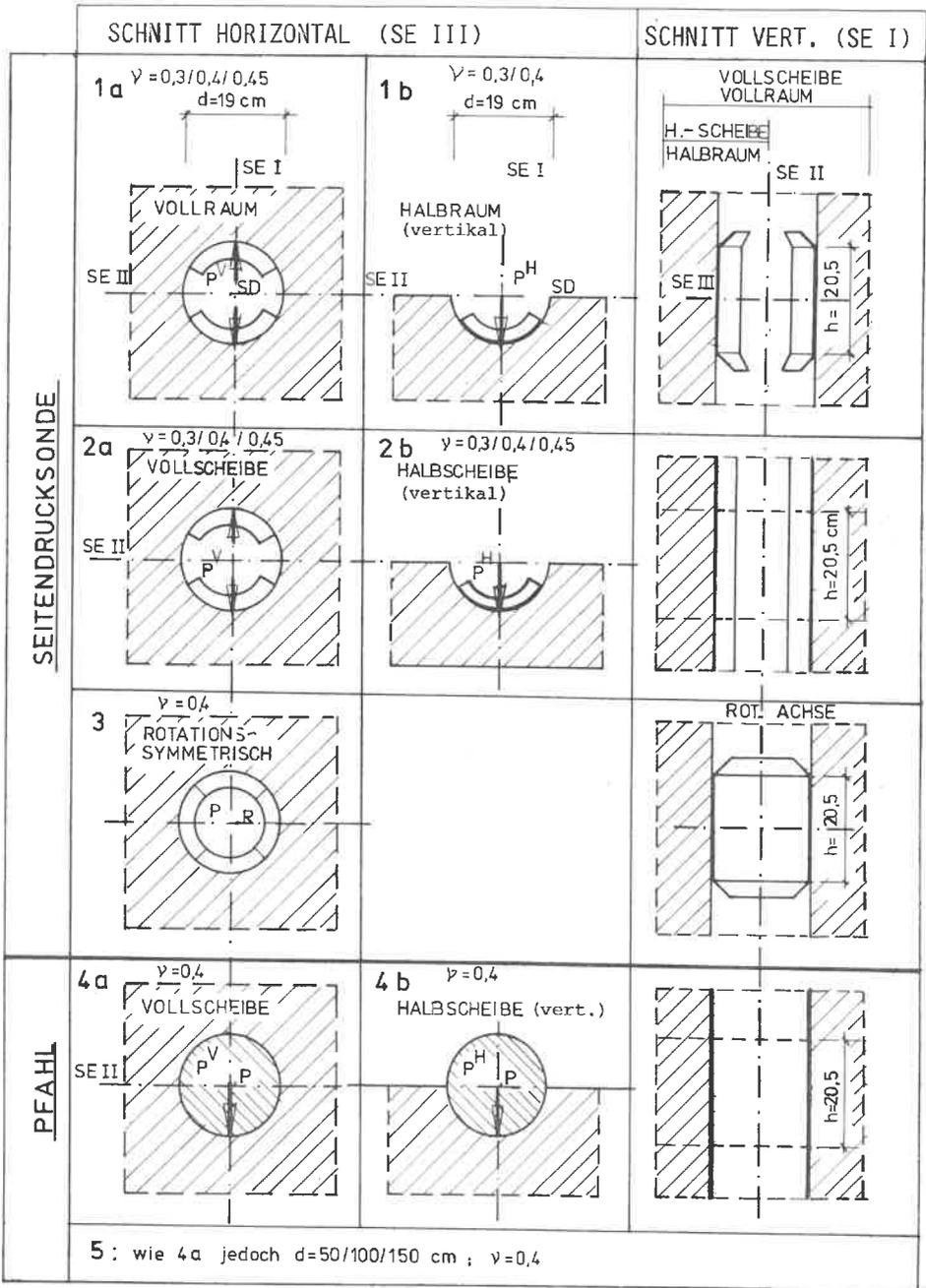


Bild 24 Übersicht der Berechnungen mit der Methode der  
 Finiten Elemente ( $E = 5000\text{ kN/m}^2$ )



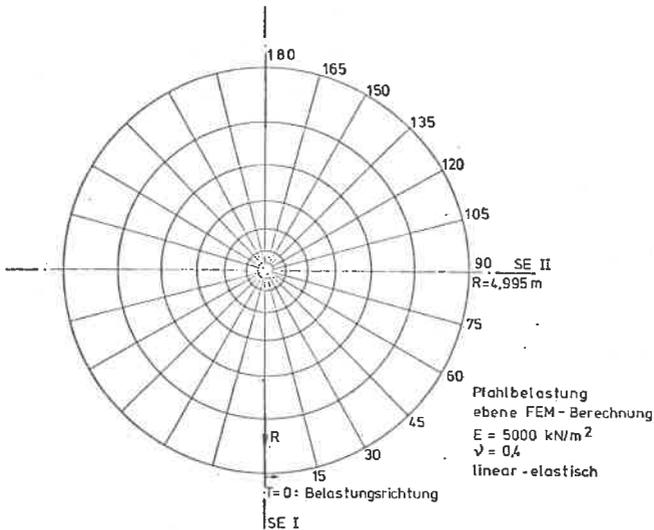


Bild 26 Netzeinteilung für die ebene Pfeilbelastung  
Horizontalschnitt

Die Berechnung mit dem SBB (Spann-Beton-Behälter) - Programmsystem (ARGYRIS et. al., 1968) am Rechenzentrum der Universität Stuttgart liefert den vollständigen Spannungs-Verschiebungs-Zustand.

In Tabelle 2 ist die Anzahl der Knotenpunkte, Elemente, Unbekannten, vorgegebenen und unterdrückten Verschiebungen, die Rechenzeit im Kernspeicher (CP) sowie die Zeit für die Ein- und Ausgabe (IO) für die untersuchten Fälle angegeben.

Der Anstieg der Kernspeicherrechenzeit, die die Höhe der Kosten wesentlich bestimmt, für den räumlichen Spannungs-Dehnungs-Zustand ist deutlich zu erkennen. Die Spannungen und Verschiebungen der einzelnen Knotenpunkte wurden bei den räumlichen FE-Berechnungen mit einem elektronischen Zeichengerät (Plotter) ausgewertet. Für eine vollständige Darstellung sind für die drei Verschiebungs- und sechs Spannungskomponenten verschiedene Schnittzeichnungen erforderlich. Der ausgewertete Bereich ist in Bild 25 punktiert dargestellt.

Dazu ist das FE-Netz um  $15^\circ$  nach rechts gedreht, und die berechneten Werte (Verschiebungen, Spannungen) sind senkrecht über den Knotenpunkt aufgetragen (Bild 27 u. 28). Durch die Verbindung der senkrechten Ordinaten in R- und Z-

Fall	Knoten- anzahl	Elemente	Unbe- kannte	Verschiebungen		Rechenzeit	
				vorge- schrieben	unter- drückt	CP	IO
-	n	n	n	n	n	s	s
1a	1386	145	3562	91	505	1212	4324
1b	1386	145	3688	91	379	1316	4001
2a	143	30	236	14	179	45	218
2b	143	30	249	14	166	45	221
3	228	55	427	11	18	50	208
4a	375	84	670	26	229	96	408
4b	143	30	241	22	166	43	217

Tabelle 2 Übersicht über ausgeführte FE-Berechnungen

Richtung entsteht ein räumliches Bild der Werteverteilung. Die ebenfalls berechneten Werte zwischen den Netzknotenpunkten und in der Mitte der quadratischen Elemente wurden nicht dargestellt. Entsprechend der Diskretisierung können 11 Schnitte gezeichnet werden. Der Maßstab der senkrecht aufgetragenen Werte wurde für eine bestimmte Verschiebung oder Spannung in allen 11 Vertikalschnitten konstant gehalten, um Veränderungen besser beobachten zu können. Bei unterschiedlichen Verschiebungen oder Spannungen ist der Maßstab aber variabel und richtet sich nach dem Maximalwert der Verschiebung in einem der 11 Schnitte bzw. nach dem rechnerischen Mittelwert  $P_m$ , durch den die Spannungen normiert sind.

Von der großen Anzahl der Schnitte der räumlichen FE-Berechnung sind in den Bildern 27 und 28 zum Vergleich die Radial- und Tangentialspannungen der Fälle 1a, 2a und 3 aufgezeichnet. Für die Radialspannungen wurden die Schnitte  $T = 0^\circ$  und  $T = 52^\circ$  (innerhalb der Lastfläche) und  $T = 90^\circ$  (außerhalb der Lastfläche), bei den Tangentialspannungen  $T = 0^\circ$  (innerhalb) und  $T = 68^\circ$  (außerhalb der Lastfläche) gewählt, da die Tangentialspannungen weniger schwanken als die Radialspannungen.

Die punktierten Linien zeigen den Verlauf der Radial- und Tangentialspannungen des ebenen Verformungszustands. Der Spannungsverlauf des ebenen Verformungszustands ist unabhängig von der Tiefenkoordinate  $Z$  und ist daher nur auf Höhe der Koordinate  $Z = 1,50$  m (Sondenmitte) dargestellt.

### 3.4.4 Vergleich der Spannungen

#### 3.4.4.1 Radialspannungen

Die Spannungsverteilungen des räumlichen und des ebenen Verformungszustands haben eine ähnliche Form (Bild 27 a). Das Volumen des über dem FE-Netz aufgetragenen Spannungskörpers ist jedoch beim räumlichen Verformungszustand größer als beim ebenen; außerdem zeigt sich bei der räumlichen Berechnung ein Wendepunkt im Spannungsverlauf. In einer Entfernung vom Bohrlochrand, die dem Bohrl Lochdurchmesser  $D$  entspricht, sind die Radialspannungen schon stark vermindert: im mittleren Bereich der Sonde klingen die Radialspannungen auf Werte unter 25 % der Radialspannungen am Rand ab. In der Entfernung  $r = 2 \cdot D$  sind dann die Radialspannungen nahezu völlig abgebaut. Außerhalb der Sondenfläche ergeben sich im räumlichen Fall Radialzugspannungen.

Die Radialspannungen des räumlichen und des rotationssymmetrischen Verformungszustands (Bild 27 b) sind im Bereich der Sondenlastfläche gut vergleichbar. In der Sondenmitte ( $T = 0^\circ$ ) ergeben sich beim rotationssymmetrischen Fall größere Werte, und es tritt kein Wendepunkt im Spannungsverlauf auf.

#### 3.4.4.2 Tangentialspannungen (Bild 28)

Die räumliche FE-Rechnung zeigt, daß sich in der Sondenmitte ( $T = 0^\circ$ ) tangentiale Druckspannungen ergeben, die aber schon im Abstand  $r = D/2$  in Zugspannungen übergehen. Dieser Vorzeichenwechsel tritt beim ebenen Verformungszustand nicht auf. An der Kante der starren Lastplatte ist bei der räumlichen Sondenberechnung ein Anstieg der Druckspannung und bei der rotationssymmetrischen FE-Berechnung eine Abnahme der Zugspannungen zu erkennen, d.h. die Tendenz ist bei beiden Versuchsarten gleich. Außerhalb der Lastfläche ( $T = 68^\circ$ ) treten hohe Tangentialzugspannungen auf, die im räumlichen Fall ca. 6,6fach größer sind als beim ebenen. Die rotationssymmetrische Rechnung zeigt im gesamten Gebiet tangentielle Zugspannungen, die nur 25 % der Zugspannungen der räumlichen FE-Rechnung betragen und langsamer mit zunehmender Entfernung abnehmen.

#### 3.4.5 Scherzahl

In einem weiteren Schritt wurden für den Fall 1a (Seitendrucksonde im Vollraum) die drei Hauptspannungen  $\sigma_i$  und daraus die Scherzahl (Bild 29)

$$S = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot (1 - \sin \phi)}{2 \cdot c \cdot \cos \phi + 2 \cdot \sigma_3 \cdot \sin \phi} \quad (28)$$

berechnet (SMOLTZYK et.al., 1974).

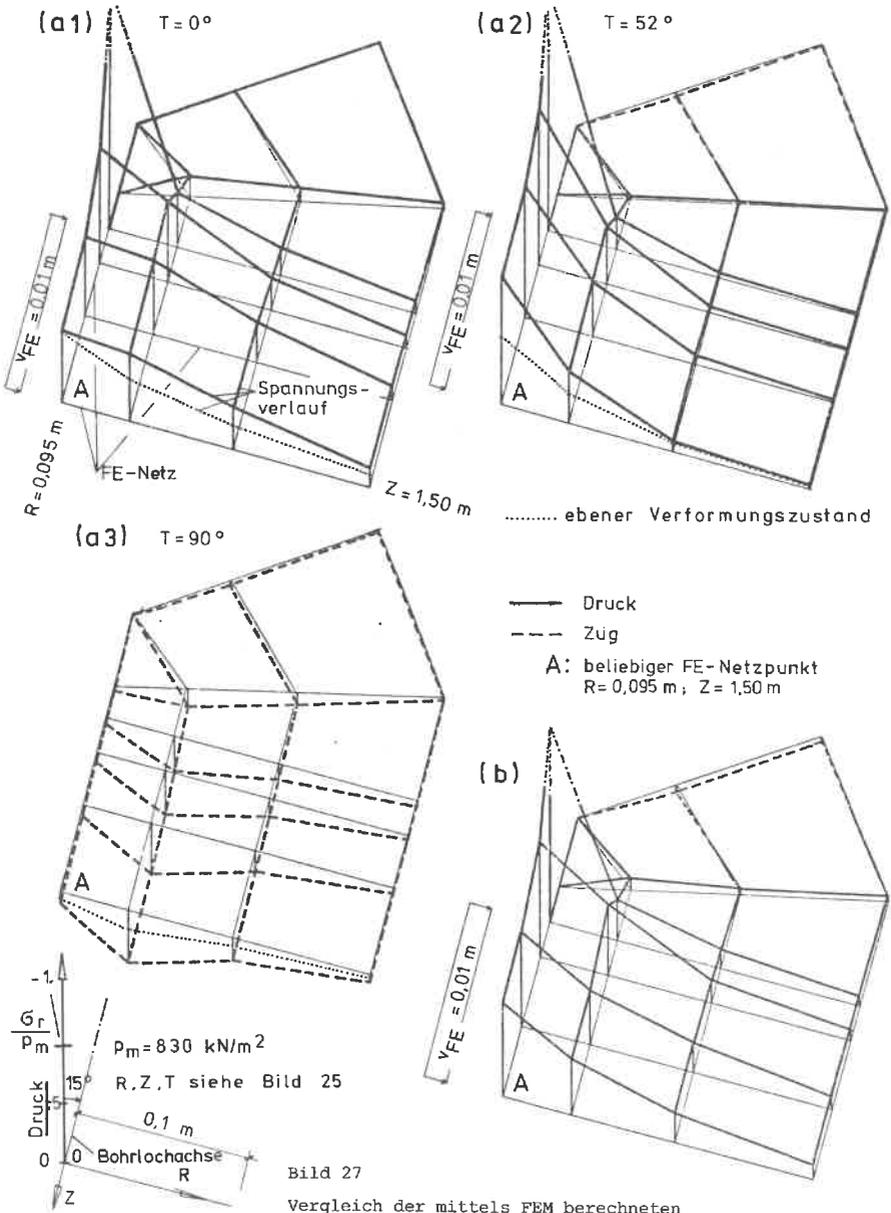
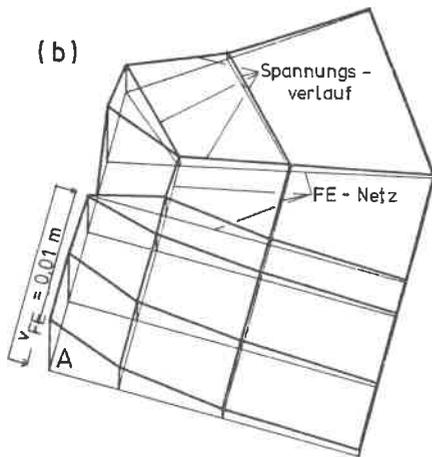
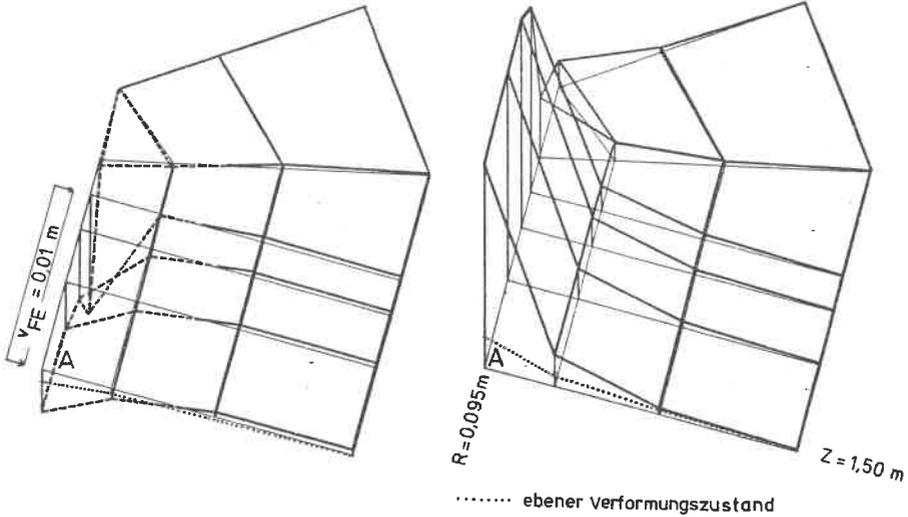


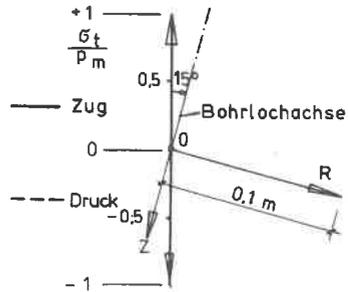
Bild 27  
 Vergleich der mittels FEM berechneten Radialspannungen für den  
 (a) räumlichen  
 (b) rotationssymmetrischen Fall  
 ebener Verformungszustand zum Vergleich

(a1):  $T=0^\circ$  innerhalb der Lastfläche (a2):  $T=68^\circ$  außerhalb der Lastfläche



A: beliebiger FE-Netzpunkt  
 $R = 0,095 \text{ m}$ ;  $Z = 1,50 \text{ m}$

R, Z, T siehe Bild 25



..... ebener Verformungszustand

$p_m = 830 \text{ kN/m}^2$

Bild 28

Vergleich der mittels FEM berechneten  
 Tangentialspannungen für den  
 (a) räumlichen und  
 (b) rotationssymmetrischen Fall  
 ebener Verformungszustand zum Vergleich

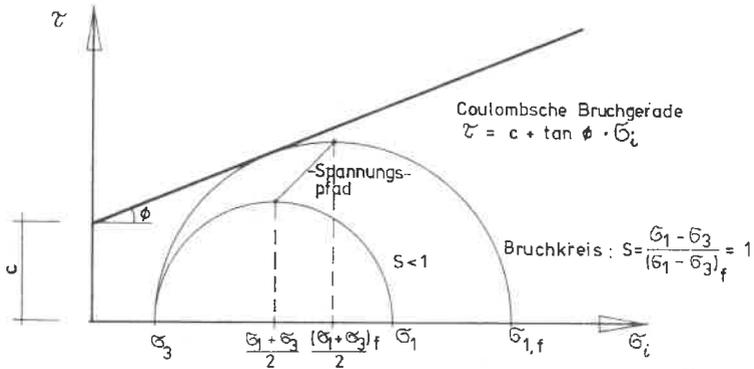


Bild 29 Darstellung der gewählten Scherzahl im Mohr'schen Spannungsdiagramm

Als Scherfestigkeitsparameter wurden die für vorbelastete Schluffe plausible Werte  $\phi' = 30^\circ$  und  $c' = 50 \text{ kN/m}^2$  angesetzt. Sie entsprechen den Werten, die auch in den begleitenden Laborversuchen ermittelt wurden.

Die Scherzahl drückt aus, wie weit der räumliche Spannungszustand örtlich vom Bruch entfernt ist. Bei  $S = 1$  berührt der Spannungskreis die Bruchgrenze. Durch diese Darstellung wird besonders deutlich, an welchen Stellen des stützenden Bodens ein Bodenversagen eintritt. Das Versagen kann bei bindigen Böden entweder durch zu große Schub- oder Zuspaltungen eintreten.

Bei der Darstellung (Bild 30) ist klar ersichtlich, daß bei einer Berechnung mit einem linear-elastischen Stoffgesetz an den Rändern der Sondenlastfläche ( $R = \frac{D}{2}$ ) schon bei sehr kleinen Verschiebungen  $v_{FE} = 0,1 \text{ cm}$  der Spannungszustand unzulässig hoch wird. Daß dennoch nach der FE-Berechnung eine endliche Spannung erreicht wird, liegt an der Netzdiskretisierung. Nach der Elastizitätstheorie gehen die Radialspannungen an den Rändern der als starr betrachteten Lastfläche gegen Unendlich. Über die "Diskretisierungsfehler" wurden z.B. von SCHAD (1979) Untersuchungen angestellt.

Bei einem nichtlinearen Stoffgesetz würden an den Stellen des Materialversagens die Spannungen umgelagert und überhöhte Spannungen ausgeschaltet. Das ist jedoch nur durch Iterationsrechnungen möglich, in denen die Verschiebungen in

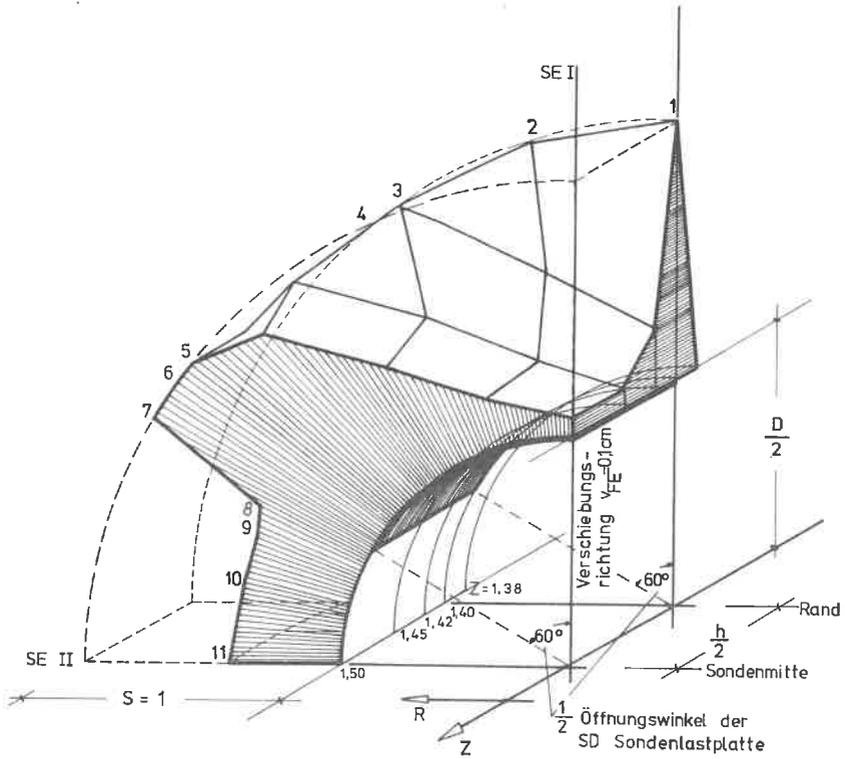


Bild 30 Darstellung der Scherzahl S  
Fall: Seitendrucksonde im Vollraum  
(Radialschnitte 1 bis 11 des  
FE-Netzes gemäß Bild 25)

sehr kleinen Stufen aufgebracht werden und nach jedem Iterationsschritt der gesamte Spannungszustand überprüft wird.

Den Spannungen des Verschiebungslastfalls wurde ein Eigengewichtslastfall überlagert, um hinsichtlich der Zugspannungen eine wirklichkeitsnähere Berechnung zu erhalten. Daher wurden z.B. für den rotationssymmetrischen Lastfall "Eigengewicht" diese Spannungen überlagert. Das Eigengewicht wirkt sich bei der geringen Sondenhöhe  $h = 20,5$  cm kaum auf die Spannungen infolge der Sonde aus. Die Eigengewichtsspannungsänderung infolge der Höhendifferenz von Sondenoberkante bis -unterkante, d.h. für das Bodeneigengewicht  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup> und den Erdruhe-druckbeiwert  $K_0 - (1 - \sin\phi') = 0,5$

$$\Delta \sigma_z = h \cdot \gamma = 0,205 \cdot 20 = 4,1 \text{ kN/m}^2 \quad (29)$$

$$\Delta \sigma_x = K_0 \cdot \Delta \sigma_z = 0,5 \cdot 4,1 = 2,05 \text{ kN/m}^2 \quad (30),$$

kann bei der Größe der Spannungen, die durch den Verschiebungslastfall entstehen, als vernachlässigbar klein angesehen werden. Es kann daher ein in z-Richtung zur Sondenmitte symmetrischer Spannungszustand angenommen werden.

Auch eine Überdrückung der auftretenden tangentialen Zugspannungen durch Eigengewichtsspannungen wirkt sich erst in größeren Tiefen z aus. In diesem Zusammenhang kommt es vor allem auf einen realistischen Ansatz für den Erdruhe-druckbeiwert  $K_0$  an, der bei vorbelasteten Böden immer größer als  $(1 - \sin\phi')$  ist.

## 4. Feld- und Laborversuche

### 4.1 Versuchsböden

Im Rahmen des eingangs genannten Forschungsauftrags wurden folgende Böden untersucht:

B1 A, B, C	Verwitterungslehm über Gipskeuper
B2 A, B	Verwitterungslehm, Fließerde über Lettenkeuper
B3	Verwitterungslehm, Fließerde über Lettenkeuper
B4 A, B, C	Auelehm über Knollenmergel
B5 A, B, C, D	Auelehm über Knollenmergel
B6	Liashangschutt über Knollenmergel
B7	Liashangschutt über Knollenmergel
B8	Lößlehm über Gipskeuper
B9 A, B, C	Tallehm
B10, A, B, C	Innkies über Seeton.

Die Beschreibung dieser für den Stuttgarter Raum typischen Bodenarten kann dem Fachschrifttum entnommen werden. Es wird vor allem auf GEYER/GWINNER (1968) und auf "DER BAUGRUND VON STUTT GART" (1968) verwiesen.

Die Herkunft der untersuchten Proben und der Meßwerte ist durch nachstehende Symbole gekennzeichnet:

Symbol	◀	▶	∇	△	○	□	■	▼	▲	●
Bohrung	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

### 4.2 Feldversuche mit der Stuttgarter Sonde

#### 4.2.1 Arbeitslinien

Die Stuttgarter Sonde wurde bei 102 Versuchen in den oben genannten Böden eingesetzt. Die Arbeitslinien der Seitendruckversuche wurden im gleichen Maßstab aufgetragen, um die Unterschiede zwischen weicheren und festeren Bodenschichten besser zu erkennen (Anlagen 7, 8, 9). Die Auswertung der Seitendruckversuche ist in Anlage 10 auszugsweise wiedergegeben. Sie erfolgte nach folgendem Schema:

Auf der Abszisse ist die Sondenkraft bzw. die über die Projektion der Sondenfläche  $A = 337 \text{ cm}^2$  gleichmäßig verteilte Sondenkraft als Spannung aufgetragen. Die Ordinate gibt die Verschiebung  $v$ , das arithmetische Mittel der oberen und unteren Gesamtverschiebung, an. Bei den Versuchen wurden drei verschiedene Kurvenformen beobachtet (Bild 31):

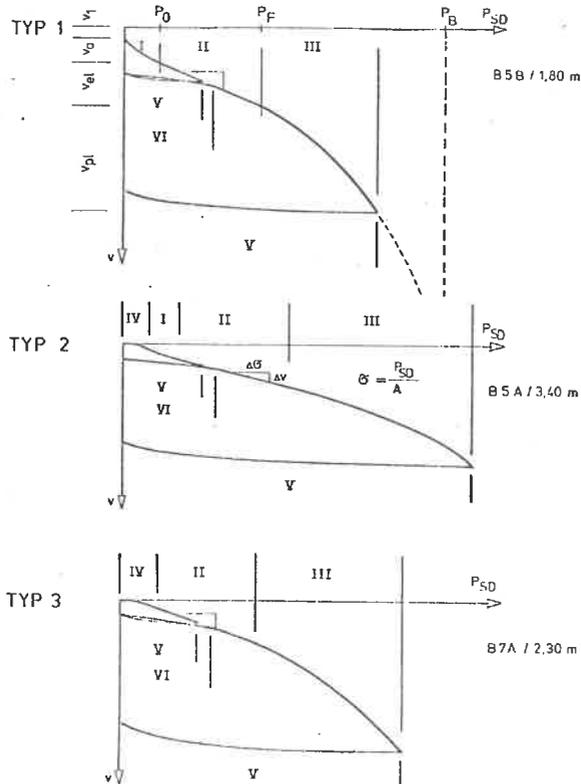


Bild 31 Typologie der Arbeitslinien der Seitendrucksonde

Typ 1: 67 Arbeitslinien mit einem Wendepunkt (oberer Teil konvex, unterer Teil konkav);

Typ 2: 14 Arbeitslinien mit zwei Wendepunkten;

Typ 3: 21 Arbeitslinien ohne Wendepunkt (konkav).

Typ 1 entspricht wegen seiner Häufigkeit offenbar dem Regelfall. Die Größe einer neuen Laststufe wird während des Seitendruckversuchs nach dem bis dahin

beobachteten Versuchsablauf festgelegt. Dazu wird die schon vorhandene Arbeitslinie als "Rohkurve" aufgezeichnet. Die Arbeitslinie besteht aus mehreren Bereichen:

Der Bereich I ist durch eine nichtlineare Kraftverschiebungsbeziehung charakterisiert. Die Tangentensteigung ( $dx/dP_{SD}$ ) hat anfangs ihren Größtwert; sie fällt dann monoton auf den Wert im Bereich II ab. Die Übergangsstelle der Bereiche I und II ( $P_{SD} = P_0$ ) markiert, daß der ursprüngliche Spannungszustand vor dem Bohren wieder erreicht ist. Die Sondenkraft  $P_0$  ist also erforderlich, um den Kraftschluß zwischen Sonde und Boden herzustellen und die Entspannung beim Bohrvorgang zu kompensieren. Im Bereich II wachsen Spannungen und Verschiebungen gradlinig an. Dennoch kann hier nicht von einem "elastischen Bereich" gesprochen werden, da die Verformungen Integrale der Dehnungen sind, die sich auch in diesem Spannungsbereich aus elastischen und plastischen Anteilen zusammensetzen, wie der Entlastungsast (Bereich V) deutlich zeigt.

Die Steigung dieses Kurvenstücks kann jedoch als "sondenspezifischer Bettungsmodul" bezeichnet werden:

$$k_{SD} = \frac{\Delta P_{SD}}{\frac{\Delta v}{2} \cdot A} = 2 \frac{\Delta \sigma_x}{\Delta v} \quad \text{kN/m}^3 \quad (31).$$

Die Sondenkraft  $P_F$  kennzeichnet das Ende des gradlinigen Bereichs II.

Der anschließende Bereich III zeigt eine konkave Krümmung. Die Verformungen wachsen schneller als die Spannungen. Der Bereich III kann als Bereich mit zunehmenden plastischen Verformungen interpretiert werden. Bei einigen Versuchen dringt die Sondenplatte schließlich mit konstanter Belastung in den Boden ein (Bruch). Bei einigen Versuchen war der Bereich nicht gekrümmt, sondern wie der Bereich II ebenfalls geradlinig.

Der Bereich IV ist bei Typ 2 und 3 vorhanden. Die Arbeitslinien beginnen mit einem Bereich, in dem die Belastung stärker zunimmt als die Verformung. Die dabei anfangs auftretende horizontale Tangente bedeutet, daß die Belastung gesteigert werden kann, ohne daß die Verformung wächst bzw. diese so gering ist, daß sie nicht gemessen wird.

Für diesen Zusammenhang sind zwei Erklärungen möglich:

1. Verspannungen innerhalb der Seitendrucksonde.

Dieses konnte weitgehend durch gute Schmierung ausgeschaltet werden. Beim

Auseinanderfahren der Sonde außerhalb des Bohrlochs wurde niemals beobachtet, daß der Manometerdruck über die durch den Sondeninnenwiderstand bedingten Werte (s.S. 32) anstieg, ohne daß sich eine Sondenverschiebung einstellte.

2. Quasi-starres Bodenverhalten infolge großer Kohäsion.

Die Verformungen werden durch große Kohäsion stark reduziert. Die auftretenden Ringzugspannungen können daher bei diesem Boden von der Kohäsion aufgenommen werden.

Auffallend ist außerdem, daß beim Kurventyp 2 und 3 die Arbeitslinie im Ursprung beginnt, obwohl sich beim Versuchsbeginn eine Verschiebung  $v_1$  einstellen müßte, da die Seitendrucksonde im Ausgangszustand einen Spielraum von 5 mm im Bohrloch hat: der Boden hat sich also in das Bohrloch entspannt. Die Seitendrucksonde war in diesen Fällen nur mit Hilfe des Gestänges und zusätzlicher Auflast in die vorgesehene Versuchstiefe zu bringen und hatte schon vor Versuchsbeginn Bodenkontakt, während sie im Regelfall (Typ 1) frei am Drahtseil hing.

Bei einer Bodenspannung  $\sigma_x = 200 \text{ kN/m}^2$  wurde ein Entlastungsast eingeschaltet (Bereich V). Die Entlastung wurde nur soweit vorgenommen, daß die Sondenkraft immer noch groß genug blieb, um ein Abrutschen der Seitendrucksonde zu verhindern.

Der Entlastungsast zeigt den geringen elastischen Anteil an der Gesamtverformung. Er ist nicht gradlinig sondern steigt, beginnend mit einer horizontalen Tangente, erst im Bereich kleiner Horizontalspannungen konkav an.

Anschließend an den Entlastungsast folgt ein Wiederbelastungsast (Bereich VI), der wie bei allen Probelastungen im Boden im Anfangsbereich über dem Entlastungsast (V) liegt und diesen vor dem Erreichen des Ausgangsspannungszustands schneidet. Beim Erreichen des Ausgangsspannungszustands ergibt sich eine zusätzliche bleibende Verformung.

Der Wiederbelastungsast geht anschließend in den Erstbelastungsast über.

Der Versuch wird soweit fortgeführt, bis entweder die maximale Belastung des Hydraulikzylinders oder die maximal mögliche Verschiebung erreicht ist. Den Abschluß des Versuchs bildet dann ein weiterer Entlastungsast V.

#### 4. 2. 2 Zusammenstellung der Versuchsergebnisse

##### 4.2.2.1 Zusammenhang zwischen $P_F$ und $k_{SD}$

In einem Diagramm (Bild 32) ist die Grenzlast  $P_F$ , die den Übergang vom linearen Verformungsbereich zum Bereich wachsender plastischer Verformungen anzeigt, mit dem Bettungsmodul der Seitendrucksonde  $k_{SD}$  als Punkt aufgetragen. Von der Gesamtheit der Versuche konnten jedoch nur diejenigen aufgetragen werden, bei denen innerhalb der Belastungsmöglichkeit der Seitendrucksonde die Grenzlast  $P_F$  erreicht wurde (40 von 102 Versuchen). Die aufgetragenen Versuchspunkte zeigen große Streuungen, die z.T. auch dadurch bedingt sind, daß die Last  $P_F$  bei vielen Versuchen nicht genau ermittelt werden konnte, da die Größe der Laststufen der Seitendrucksonde im Grenzbereich nicht verkleinert wurde. Dies wurde aber in Kauf genommen, da die Bestimmung von  $P_F$  nicht das vorrangige Untersuchungsziel war.

Die Versuchsergebnisse lassen sich deswegen nur tendenziell deuten. Eine Zunahme von  $k_{SD}$  entspricht einer Festigkeitszunahme des Bodens. Bis  $k_{SD} = 80 \text{ MN/m}^3$  nehmen die Werte von  $P_F$  linear bis  $P_F = 15 \text{ kN}$  zu. Ab  $k_{SD} = 100 \text{ MN/m}^3$  bleiben die  $P_F$  in der Mehrheit der Versuche - bei großen Streuungen - zwischen  $P_F = 13 \dots 19 \text{ kN}$ .

##### 4.2.2.2 Zusammenhang zwischen Erst- und Wiederbelastung

Bild 33 zeigt den Zusammenhang zwischen den Bettungsmoduln im Bereich II ( $k_{SD,II}$ ) und im Bereich VI ( $k_{SD,VI}$ ). Zwischen beiden Bettungsmoduln besteht eine lineare Beziehung, die durch eine Regressionsgerade bestimmt wurde. Danach ist

$$k_{SD,VI} = 3 \cdot k_{SD,II} \quad (32).$$

Ab  $k_{SD,VI} = 600 \text{ MN/m}^3$  bleibt der Bettungsmodul des Erstbelastungsastes mit  $k_{SD,II} = 200 \text{ MN/m}^3$  unverändert.

##### 4.2.2.3 Bettungsmodul $k_{SD}$ in der Versuchstiefe z

Bild 34 zeigt die Bettungsmoduln aller Versuchsbohrungen auf Höhe der Versuchstiefe unterhalb der Oberfläche. Die Versuche der einzelnen Bohrungen sind durch ihre Symbole gekennzeichnet und miteinander verbunden. Bei fast allen Bohrungen ist zu erkennen, daß der Bettungsmodul  $k_{SD}$  nicht tiefenabhängig ist. Er bleibt bei vielen Bohrungen nahezu konstant (B1, B10) und fällt bei einigen Bohrungen mit zunehmender Tiefe zunächst sogar ab (B2). Bei einem Wechsel der Bodenart ändert sich der Bettungsmodul oft sprunghaft (Bohrungen 3, 5 und 8). Bei abnehmendem Verwitterungsgrad steigt  $k_{SD}$  oft sprunghaft an (B2, 4, 7), s.a. WALLRAUCH (1969). Bis zu einer Tiefe von 3 Metern blieb der Bettungsmodul unter  $80 \text{ MN/m}^3$ .

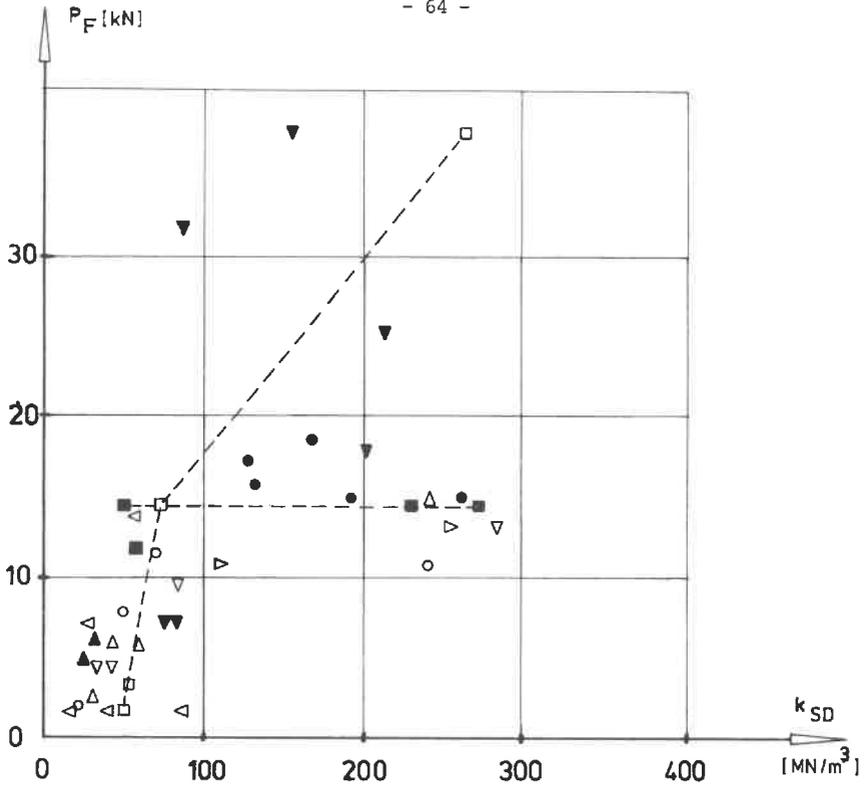


Bild 32 Kraft der Seitendrucksonde  $P_F$  und Bettungsmodul  $k_{SD}$  (Symbole s. Seite 59)

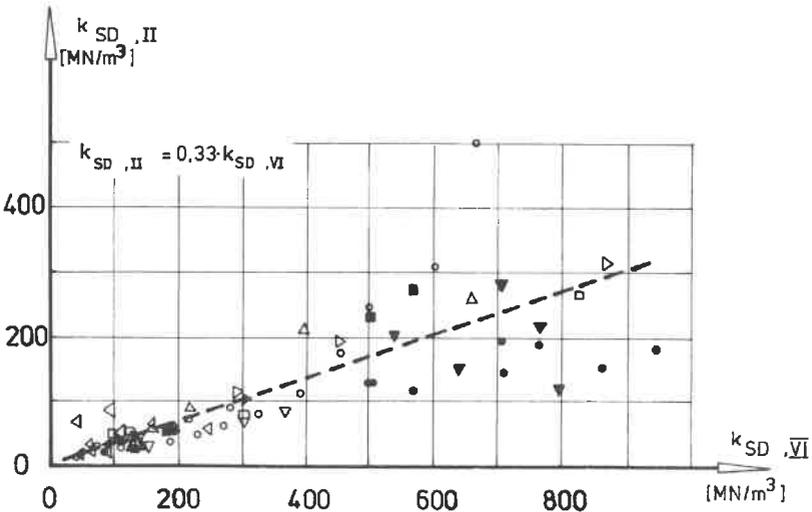


Bild 33 Bettungsmoduln der Seitendrucksonde bei Erst- und Wiederbelastung (Symbole s. Seite 59)

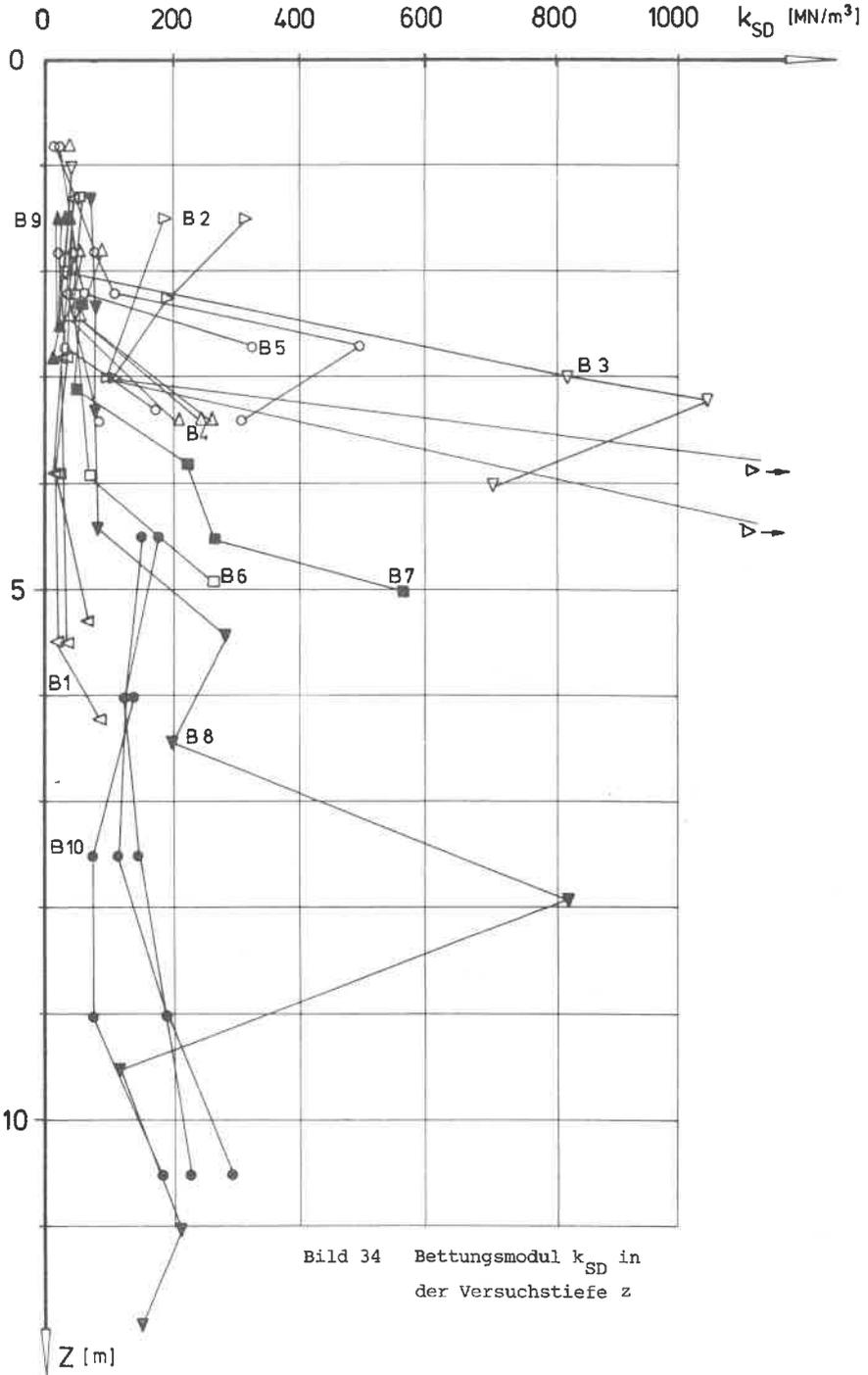


Bild 34 Bettungsmodul  $k_{SD}$  in der Versuchstiefe  $z$

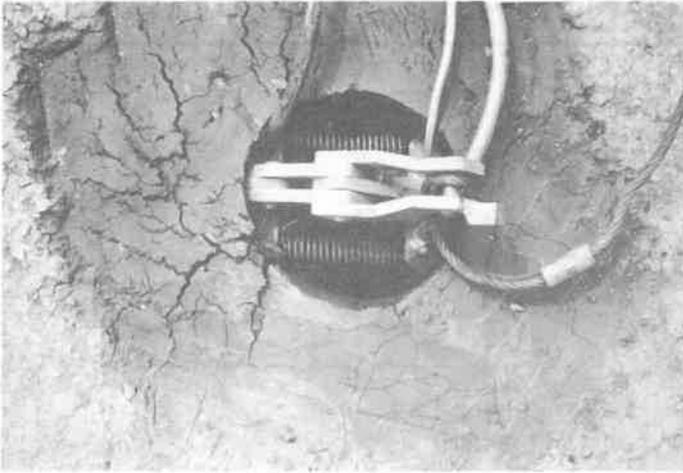


Bild 35 Seitendruckversuch an der Oberfläche in B2A,  
Ende des Versuchs



Bild 36

Seitendruckversuch an der  
Oberfläche in B2A, nach  
Ausbau der Seitendruck-  
sonde Freilegen der Bruch-  
flächen

Die Messungen bestätigen somit qualitativ den Ansatz eines konstanten Bettungsmoduls von TERZAGHI (1955) für bindige Bodenarten.

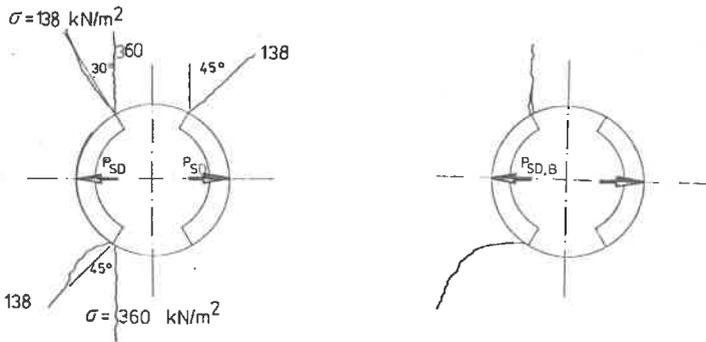
Durch diese Darstellung ist es möglich zu erkennen, ob man bei der Abschätzung des Bettungsmoduls für eine statische Berechnung einen über die Tiefe konstanten, einen stückweise konstanten oder einen linear zunehmenden Modul ansetzen muß.

#### 4.2.2.4 Seitendruckversuche nahe der Geländeoberfläche

In den Bohrungen B2A,B und B3 wurden Feldversuche unmittelbar an der Geländeoberfläche ausgeführt, um die Verformungen während des Versuchsablaufs beobachten zu können. Beim oberflächennahen Versuch in B2A blieben die Sondenschalen bis zum Versuchsende nahezu parallel.

Die ersten Risse an der Oberfläche zeigten sich bei einem Druck von  $\sigma_x = 138 \text{ kN/m}^2$  und nahmen bei den folgenden Laststufen an Größe und Häufigkeit zu. Das Rißbild war bis  $\sigma_x = 325 \text{ kN/m}^2$  nahezu symmetrisch. Der Bruch trat schlagartig bei der Laststeigerung von 250 auf  $325 \text{ kN/m}^2$  auf. Aus den Bildern 35 und 36 ist zu erkennen, daß sich der Bruch jedoch wie beim Grundbruch hauptsächlich einseitig ausbildet.

Im Innern des Bohrlochs sind an den Rändern der Lastplatte starke Risse zu erkennen (Bilder 36 und 37). Durch die Rißbildung werden Zugspannungen in tangentialer Richtung ausgeschaltet: nur der Boden vor der Sondenplatte trägt die Last ab. Die Ausbildung der beiden starken Hauptrisse beginnt am Rand der Lastplatte



Risse an der Oberfläche  $z = 0$

Risse im Boden  $z = 20,5 \text{ cm} = h$

Bild 37 Rißverteilung beim oberflächennahen Seitendruckversuch

(singuläre Punkte) und strahlt unter einem Winkel von 30°.. 45° aus. Die Haupt-  
risse (30°..45°) wurden an der Oberfläche erst bei einer Spannung von  $\sigma_x =$   
250 kN/m<sup>2</sup> sichtbar. Bei  $\sigma_x = 360$  kN/m<sup>2</sup> bildete sich ein weiterer Riß senkrecht  
zur Verschiebungsrichtung. Dieser Riß trat nur an einer Sondenfläche auf  
(Bild 37). Auch neben der Seitendrucksonde können beim Vergleich der Bilder des  
Anfangs- und des Endzustands Risse beobachtet werden, die auf Zugspannungen in  
dem Bodenbereich hindeuten, der nicht durch die Sondenplatten unmittelbar be-  
lastet ist. Durch die Aufwölbung des belasteten Bodenkörpers ergeben sich auch  
Risse in tangentialer Richtung.

Bei den oberflächennahen Versuchen in den Bohrungen B2B und B3 blieben die bei-  
den Sondenschalen nicht parallel: Die obere Sondenverschiebung  $v_o$  war größer als  
die untere  $v_u$ , bedingt durch die fehlenden Randkräfte am oberen Sondenrand. Der  
Bruch trat hier ebenfalls nur einseitig auf.

Für die Interpretation der Arbeitslinie des Seitendruckversuchs bedeutet das,  
daß durch das Auftragen der Gesamtverformung das Bruchverhalten verzerrt darge-  
stellt wird, d.h. die Arbeitslinie ist im Bruchbereich zu günstig, da sich in  
Wirklichkeit nur die Bruchverformung der versagenden Sondenplatte einstellt  
(Bild 38). Die Verformung für die Auswertung der Versuche ist im Bereich II:

$$v = \frac{1}{2} \cdot \frac{v_o + v_u}{2} \quad (33)$$

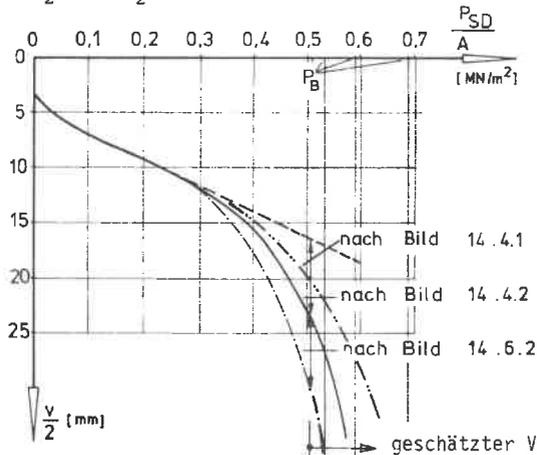


Bild 38 Ermittlung der Bruchspannung aus der Arbeitslinie  
der Seitendrucksonde bei unterschiedlichem Bewegungsverhalten  
der Sondenplatten  
(Beispiel: B3A, 1 m Tiefe)

Unter der Annahme, daß sich der Bruch nur einseitig ausbildet, können zwei Fälle für eine Aussage über das Bruchverhalten unterschieden werden:

1. Die Sondenplatten bleiben nahezu parallel, dann verschiebt sich ab  $P_F$  nur noch eine Sondenplatte. Die Verformungen werden dann ermittelt:

$$v = \frac{v_o + v_u}{2} \quad (34).$$

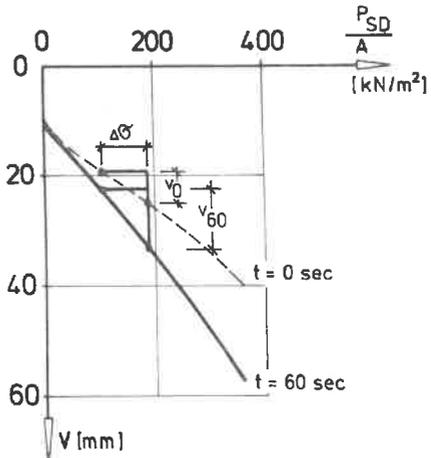
2. Die Lastplatten verkanten sich stark. Da auch hier der Bruch einseitig erfolgen wird, ist die Verschiebungsfigur nach Bild 14.6.2 denkbar. Falls derartige Versuche zur Bestimmung der Bruchspannung verwendet werden, sollte die Ermittlung der Verschiebung nicht durch Mittelbildung erfolgen, da der Verschiebungsweg nur in einem Sondenteil auftritt. Die Verformungen werden dann bestimmt nach:

$$v = v_o \quad \text{bzw.} \quad v = v_u \quad (35).$$

#### 4.2.2.5 Auswertung des Anfangszustands

Wenn Seitendruck-Sondierungen herangezogen werden sollen, um den seitlichen Widerstand des Bodens bei kurzzeitiger Belastung kennenzulernen, kann man aus den gemessenen Zeit-Verschiebungslinien einen momentanen Widerstand ableiten, indem man bei der Auswertung der Versuchsspur nur die Sofortanteile der Sondenverschiebung verwendet und die Zeitverschiebungsanteile unberücksichtigt läßt. So konnte z.B. bei einem Versuch im Bohrloch B5A,  $z = 1,80$  m, also für einen stark verwitterten Knollenmergel (Bild 39), ein um 80% höherer Bettungsmodul im Vergleich zur Normalauswertung bei  $t = 60$  Sekunden ermittelt werden.

Bild 39 Ermittlung von  $E_{SD}$  bei kurzfristiger Belastung (Beispiel: B5A, 1,80 m Tiefe)



### 4.3 Laborversuche

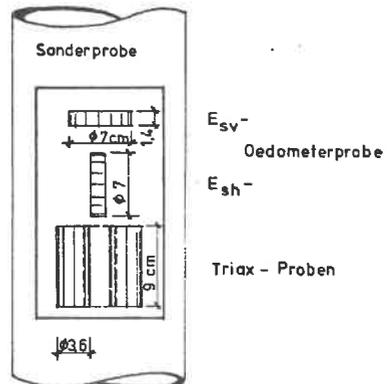
Zum Vergleich der Seitendrucksondierung mit Standardlaborversuchen wurde ein umfangreiches Laborprogramm durchgeführt. Die Laborproben wurden in der jeweiligen Sondiertiefe entnommen. Die Ergebnisse aller Laborversuche sind in Anlage 1 zusammengestellt. Ferner sind die Oedometerversuche in Anlage 2, die triaxialen Scherversuche in Anlage 3 und die Sieb- und Schlämmanalysen in Anlage 4 dargestellt.

Trotz der schon früher angeführten prinzipiellen Bedenken, den Steifemodul  $E_s$  in Beziehung zu den Ergebnissen dieser Seitendrucksondierung zu bringen, war es nützlich, das auch bei Baugrundgutachten übliche Standardprogramm zur Bestimmung von Kennwerten voll in die Untersuchung aufzunehmen: einmal interessiert beim Auswerten der Sondierung vor allem der pseudoelastische Bereich II und zweitens ergeben die Oedometerversuche an horizontal und vertikal entnommenen Proben (s. 4.3.1) einen in der Relation richtigen Hinweis auf Grad an Anisotropie, den der untersuchte Boden hat.

#### 4.3.1 Oedometerversuche

Aus den Sonderproben wurden zwei Oedometerversuchskörper entnommen (Bild 40), an denen die Steifemoduln in horizontaler und vertikaler Richtung,  $E_{sh}$  und  $E_{sv}$ , bestimmt wurden. Damit sollte festgestellt werden, welchen Fehler man bei der Übernahme der üblichen Oedometerergebnisse ( $E_{sv}$ ) auf einen Fall wie den vorliegenden mit horizontaler Bodenbelastung (Seitendrucksonde, Pfahl) begeht.

Bild 40 System der Entnahme von Oedometerproben zur Bestimmung des vertikalen und horizontalen Steifemoduls sowie von Triaxialversuchs-Proben



Die beiden Steifemoduln wurden für den Lastbereich 0,1 bis 0,2 MN/m<sup>2</sup> verglichen. Dabei ergaben sich folgende Werte für das Verhältnis

$$\eta = \frac{E_{sv}}{E_{sh}}$$

a) Aufgeschlüsselt nach den einzelnen Bohrungen:

Bohrung	Anzahl i der Versuchspaare	$\frac{1}{i} \sum \eta_i$
1	4	1,28
2	2	0,66
4	3	0,79
5	5	0,87
6	3	0,75
7	6	0,95
8	9	1,08
9	2	0,77
10	12	1,00

b) Aufgeschlüsselt nach Bodenarten (geologisch):

Bodenart	Bohrungen	Anzahl der Versuchspaare				$\frac{1}{i} \sum \eta_i$
			max $\eta_i$	min $\eta_i$	$\Delta \eta$	
Löß	B8	4	1,58	0,85	0,73	1,22
Verwitterungslehm	B1, B2	3	1,71	0,49	1,22	1,21
Liashangschutt	B6, B7	4	1,99	0,53	1,46	0,92
Seeton	B10	12	1,85	0,71	1,14	1,00
Gipskeuper	B1, B8	7	1,51	0,62	0,89	0,89
Knollenmergel	B4, B5, B6, B7	11	1,04	0,58	0,46	0,84
Aue- und Tallehm	B4, B5, B9	4	1,05	0,71	0,34	0,83
Fließerde	B2	1				0,82

Im Bild 41 sind alle Versuchspaare aufgetragen. Die große Streuung ist deutlich erkennbar. Im Mittel über alle Versuche ergibt sich  $\eta = 0,96$ , d.h. der Steifemodul ist in horizontaler Richtung etwas größer als in vertikaler. Die Regressionsgerade für alle Versuche ergibt sich zu

$$E_{sv} = 3,92 + 0,58 \cdot E_{sh} \quad \text{MN/m}^2$$

Sie ist wegen der großen Streuung der Versuchswerte aber nicht praktisch verwertbar.

Von 46 Versuchspaaren liegen 32, d.h. 70% unterhalb der Ursprungsgeraden  $E_{sv} = E_{sh}$ . Weitere 5 Versuchspaare (11%) befinden sich unmittelbar oberhalb der Ursprungsgeraden. Die restlichen 9 Versuchspaare sind deutlich oberhalb der Ursprungsgeraden (je 2 Versuchspaare Verwitterungslehm, Löß, Seeton, Gipskeuper sowie 1 Versuchspaar Liashangschutt).

Bei diesen Bodenarten zeigen sich in der obigen Tabelle die größten Schwankungen der  $\eta$ -Werte. Dies kann auf die Entstehungsgeschichte (Verstürzen, aeolische Anlandung) zurückzuführen sein. Die Versuche mit dem vorbelasteten Rosenheimer Seeton haben jedoch in ihrer Gesamtheit die Tendenz

$$E_{sv} \leq E_{sh},$$

so daß die beiden Versuchspaare, die oberhalb der Ursprungsgeraden liegen, auf örtliche Störungen zurückzuführen sind.

Die Übertragung der vertikalen Steifemoduln auf die horizontale Belastungsanordnung durch Pfähle, wie dies in der DIN 4014, Teil 2, Großbohrpfähle, vorgeschlagen wird, bleibt somit für den Ansatz des Bettungsmoduls auf der sicheren Seite, da der horizontale Bettungsmodul größer ist als der vertikale.

#### 4. 3. 2 B a u g r u n d b e s c h r e i b u n g f ü r d i e B o h r u n g e n B 1 b i s B 10

In Anlage 5 sind für jede Bohrung das Bodenprofil, die Laborversuche sowie die Seitendruckversuche nebeneinander in Abhängigkeit von der Tiefe aufgetragen. Neben dem Bodenprofil sind in einem Diagramm Wichte des Bodens, Wassergehalt, Konsistenz und Kalkgehalt dargestellt. In einem weiteren Diagramm werden die vertikalen und horizontalen Steifemoduln aus Oedometerversuchen den Ergebnissen der Seitendrucksondierung gegenübergestellt.



Die Ermittlung des Elastizitätsmoduls  $E_{SD}$  aus dem Bettungsmodul der Seitendrucksonde  $k_{SD}$  erfolgt in Abschnitt 5.2. Nur zu Vergleichszwecken mit den Oedometerversuchen wird der Elastizitätsmodul  $E_{SD}$  in den Steifemodul  $E_{SSD}$  umgerechnet. Nach der bekannten Gleichung wird

$$E_{SSD} = \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \cdot E_{SD} \quad (36).$$

Für die Querkontraktionszahl  $\nu$ , die nach ERB (1967) bei Schluff zwischen 0,25 und 0,3 und bei Ton zwischen 0,35 und 0,4 liegt, wurde  $\nu = 0,3$  angesetzt. Damit wird:

$$E_{SSD} = 1,34 E_{SD} \quad (36a).$$

Die Ergebnisse des Seitendruck- und des Oedometerversuchs sind spannungsabhängig. Für den Vergleich wurde der Spannungsbereich  $\sigma_x = 0,1 - 0,2 \text{ MN/m}^2$  gewählt, da er bei nahezu allen Seitendruckversuchen dem Bereich II (Geradlinigkeitsbereich) entspricht.

Die einzelnen Bohrungen werden im folgenden beschrieben; die Lage der Bohrungen kann Anlage 6 entnommen werden.

#### Bohrung B1

Die Steifemoduln aus Oedometerversuch und Seitendruckversuch haben die gleiche Tendenz. Alle Steifemoduln aus Seitendruckversuchen liegen unter den Werten aus Oedometerversuchen. Die Konsistenz schwankt um den Wert  $I_c = 0,8$ , der Grenze zwischen dem "weichen" und "steifen" Bereich.

Die Steifemoduln aus Oedometerversuchen (s. Anlage 5.1) in der Tiefe  $z \approx 4 \text{ m}$  passen nicht zum Gesamtbild. Eine solche Zunahme von  $E_{sh}$  und  $E_{sv}$  läßt sich weder durch die gemessenen Wassergehalte noch den Verlauf von  $E_{SSD}$  erklären. Das Verhältnis der Oedometerversuche in dieser Tiefe  $z = 4 \text{ m}$  ist jedoch kleiner als 1. Somit entspricht nur dieses Versuchspaar der allgemeinen Tendenz der Oedometerversuche.

Die Steifemoduln  $E_{SSD}$  sind bei den drei Bohrungen trotz unterschiedlicher Belastungsdauer der einzelnen Laststufen (B1A :  $t=\infty$ ; B1B :  $t=2'$ ; B1C :  $t=1'$ ) nahezu gleich.

#### Bohrung 2

Ein Vergleich der Steifemoduln ist nur in der Tiefe 3,0 m möglich; im Bereich des Lettenkeupers gelang es nicht, Probenkörper herzustellen. Der Steifemodul-

verlauf nimmt bis zur Tiefe von 3 m zu, obwohl auch der Wassergehalt zunimmt und die Konsistenz abnimmt. Auffallend ist die Spitze beim Kalkgehalt in 2 m Tiefe. Die Steifemoduln  $E_{sSD}$  differieren bei  $z = 1,50$  m stark, während die Steifemoduln bei  $z = 3,0$  m und  $4,5$  m eine sehr gute Übereinstimmung zeigen. Ein Vergleich der  $E_{sSD}$  aus Bohrung B3 bestätigt den Verlauf aus B2B.

#### Bohrung 3

Die Bohrung B3 wurde in der Nähe der Bohrung B2 niedergebracht. Hier wird die Fließerde jedoch näher an der Oberfläche angetroffen.

Das Profil der  $E_{sSD}$ -Werte zeigt eine Abnahme von  $z = 1$  m auf  $z = 2$  m. Bei  $z = 2,75$  m ist  $E_{sSD}$  erheblich angestiegen, erreicht den Höchstwert bei  $z = 3,2$  m und fällt bei  $4$  m wieder ab.

Die Bohrung B3 liegt ca.  $1,7$  m höher als B2. Ein Vergleich der beiden Bohrungen zeigt einen Rückgang von  $E_{sSD}$  im Übergangsbereich von Verwitterungslehm und Fließerde. Die Werte in B2B ( $E_{sSD} = 9,7 \text{ MN/m}^2$ ) und in B3 ( $E_{sSD} = 10,5 \text{ MN/m}^2$ ) sind nahezu gleich groß.

#### Bohrung 4

Bei den  $E_{sSD}$ - und  $E_s$ -Werten zeigt sich eine gute Übereinstimmung, und zwar sowohl bei den Seitendruckversuchen untereinander als auch im Vergleich von Seitendruckversuch und Oedometerversuch. Der Abfall in der Tiefe von  $2,50$  m ist bei beiden Versuchsarten zu finden. Die  $E_{sv}$ -Werte liegen unter den  $E_{sh}$ -Werten (s.o.).  $E_{sSD}$  übersteigt  $E_{sh,v}$  erst in einer Tiefe, in der durch die Beschaffenheit der Sonderprobe (geringer Verwitterungsgrad) kein Oedometerversuch mehr möglich war.

#### Bohrung 5

Die Oedometerversuche in vertikaler und horizontaler Richtung stimmen mit Ausnahme von  $z = 2,60$  m gut überein. Der Anstieg von  $E_{sh}$  wird durch die Seitendrucksondierung und die Konsistenz bestätigt; dagegen deutet  $E_{sSD}$  auf einen Rückgang hin (B5B), wie ihn auch  $E_{sv}$  zeigt.

In einer Tiefe von  $2,90$  m wurde eine Schicht mit gespanntem Grundwasser angeschnitten, das die Bohrlochwand oberhalb sehr schnell aufweichte und dort den Sondierwiderstand nahezu auf  $0$  reduzierte. Erst die Bohrungen B5C und B5D sind aussagekräftig, da bei ihnen der Bohr- und Versuchsablauf umgestellt wurde.

### Bohrung 6

Die Steifemoduln  $E_{sSD}$  und  $E_{sh,v}$  stimmen gut überein.  $E_{sh}$  ( $z = 1,5$  m) fällt etwas zu groß aus.  $E_{sSD}$  steigt entsprechend dem Kalkgehalt, der hier vermutlich den abnehmenden Verwitterungsgrad anzeigt, an. Der Konsistenzabfall bei  $z = 4$  m entspricht nicht den in dieser Tiefe gemessenen Steifemoduln  $E_{sSD}$  und  $E_{sh,v}$ .

### Bohrung 7

Bei den Oedometerversuchen liegt gute Übereinstimmung erst ab  $z = 3$  m vor. Die beiden Versuchspaare in 1,70 m und 2,30 m Tiefe schwanken sehr stark, wobei in 1,70 m der horizontale und in 2,30 m Tiefe der vertikale Oedometerversuch unwahrscheinlich ist, da  $E_{sSD}$  ansteigt. Die Differenzen zwischen den vertikalen und horizontalen Oedometerversuchen fallen hier größer aus, als man es nach den übrigen Versuchserfahrungen erwarten würde. Bei beiden Versuchsarten wird im Bereich  $z = 3$  m eine Schwachstelle ermittelt. Zwischen  $z = 3,8$  m und 4,5 m ergibt sich bei  $E_{sSD}$  und  $E_{sv}$  übereinstimmend ein Sprung.

### Anmerkung zu den Bohrungen B4 - B7

Die Bohrungen B4 bis B7 wurden in Stuttgart-Pfaffenwald und -Dachswald im Knollenmergel, B4 und B5 in einer Talaue, B6 und B7 an einer Hangflanke niedergebracht. Bild 42 zeigt den Vergleich der 4 Bohrungen.

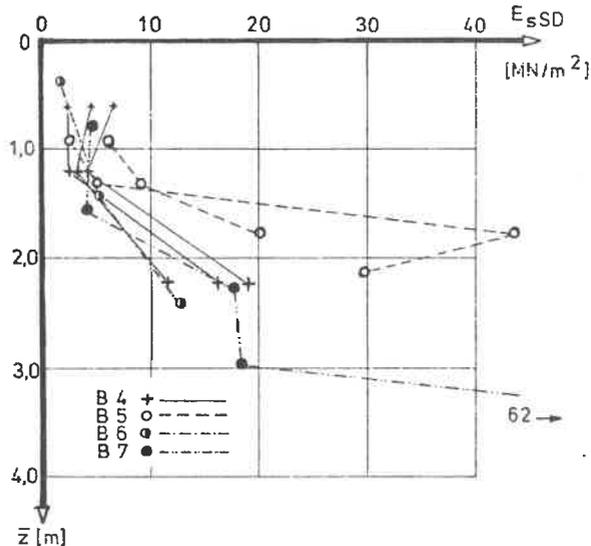


Bild 42  $E_{sSD}$  in Abhängigkeit von der Tiefe  $z$  im Knollenmergel  
(Spannungsbereich 100 - 200 kN/m²)

Als Tiefenkote ist die Tiefe  $\bar{z}$  ab Beginn der Knollenmergelschicht aufgetragen. Alle Versuchsbohrungen zeigen die gleiche Tendenz: bis zu einer Tiefe  $\bar{z} = 1,30$  m ist  $E_{\text{SSD}}$  in der Größe von  $5 \text{ MN/m}^2$ , steigt dann aber innerhalb eines weiteren Tiefenmeters sprunghaft an. Die Sprungstelle kann als Übergang in den unverwitterten Bereich gedeutet werden.

#### Bohrung 8

Bis zu einer Tiefe von 6,5 m stimmen die Feld- und Laborversuche gut überein. In den Tiefen 8,0 m und 11,0 m werden im Verhältnis zu  $E_{\text{SSD}}$  zu geringe  $E_{\text{sh}}$ - und  $E_{\text{sv}}$ -Werte ermittelt.

In 12,0 m Tiefe liegt wieder Übereinstimmung vor. Die festen Bodenschichten zwischen 8 und 11 m wurden mit einem Rollenmeißel mit Luftspülung gebohrt, so daß dort keine Proben für Laboruntersuchungen gewonnen werden konnten.

#### Bohrung 9

Die Steifemoduln  $E_{\text{SSD}}$  und  $E_{\text{sh,v}}$  haben in B9B und B9C die gleiche Tendenz. B9A zeigt ein etwas abweichendes Bild in den  $E_{\text{SSD}}$ -Werten, paßt aber insgesamt zu den Seitendruckversuchen. Der Konsistenzabfall in 2,80 m Tiefe ist auch bei den Seitendruckversuchen gut zu erkennen.

#### Bohrung 10A

$E_{\text{SSD}}$  (4,60 m) fällt hier im Vergleich zu den Oedometerversuchen zu groß aus, da bei nahezu allen Versuchen in weichen Böden  $E_{\text{SSD}}$  kleiner ist als  $E_{\text{s}} \cdot E_{\text{SSD}}$  aus B10B und B10C würde besser zu den Oedometerversuchen passen.

Die übrigen Steifemoduln stimmen bei beiden Versuchsarten ab 6,0 m Tiefe gut überein. In 7,5 m Tiefe zeigen beide Versuchsarten eine Schwachstelle, obwohl der Wassergehalt in dieser Tiefe leicht abnimmt.

#### Bohrung 10B

$E_{\text{sh}}$  und  $E_{\text{sv}}$  stimmen gut überein. Im oberen Bereich der Bohrung ist die Entwicklung von  $E_{\text{SSD}}$  und  $E_{\text{sh,v}}$  gegenläufig. Trotz geringer Konsistenz (stark toniger Schluff) ergeben sich horizontal und vertikal große Steifemoduln.  $E_{\text{SSD}}$  ist von 4,5 m bis 7,5 m nahezu konstant und steigt dann an. Ab 7,5 m zeigt sich eine gute Übereinstimmung der  $E_{\text{SSD}}$ -Werte mit der Tendenz der Oedometerversuche.

#### Bohrung 10C

Wassergehalt, Konsistenz und  $E_{\text{sh,v}}$  sind nahezu konstant. Die Verläufe von  $E_{\text{SSD}}$

und  $E_{sh,v}$  haben die gleiche konkave Krümmung. Wie in B10A wurde in der Tiefe von 7,50 m eine Schwachstelle bei der Seitendrucksondierung ermittelt, die hier sogar bis  $z = 9,0$  m reicht. Die Schwachstelle in 9 m Tiefe wird durch die Bohrungen B10A und B10B nicht bestätigt. In B10A kann dort vielmehr ein starker Anstieg vermerkt werden. Auch in 10,5 m Tiefe fällt  $E_{SSD}$  hier gegenüber den Bohrungen A und B zurück. Der Oedometerversuch in 11,0 m Tiefe fällt im Vergleich zu B10B,  $z = 10,7$  m, ebenfalls stark ab.

Es wird daher in B10C eine örtliche Störung vermutet, die von beiden Versuchsarten angezeigt wird.

### Zusammenfassung

Im folgenden werden die aus den konventionellen Oedometerversuchen (vertikal entnommene Proben) zu gewinnenden Tiefenprofile noch einmal zusammenfassend den Seitendruckprofilen gegenübergestellt. Beide Versuchsarten sind sehr unterschiedlich:

- a) Der Oedometerversuch zeigt bei zunehmender Belastung einen Anstieg des Steifemoduls durch die behinderte seitliche Ausdehnung, während beim Seitendruckversuch der Bettungsmodul nach Überschreitung der Last  $P_F$  stetig abnimmt. Der gewählte Lastbereich (0,1 bis 0,2 MN/m<sup>2</sup>) liegt bei den meisten Seitendruckversuchen im Geradlinigkeitsbereich. Die Spannungshöhe entspricht auch Werten, wie sie bei der horizontalen Belastung des Großbohrpfahls auftreten können.
- b) Die Seitendrucksondierung wird in unterschiedlichen Tiefen in situ ausgeführt. Das Versuchsergebnis beinhaltet somit die Einflüsse der Tiefenlage des Versuchs sowie des umgebenden Bodens.
- c) Bei der Probenentnahme wird die Oedometerprobe in den Entnahmezylinder eingepreßt, während der Boden bei der Seitendrucksondierung in seiner natürlichen Lage bleibt.
- d) Die Oedometerprobe wird aus dem Teil der aus dem Bohrloch entnommenen Sonderprobe gewonnen, der "bearbeitbar" ist, wobei meist die weichen Probenteile verwendet werden, um auf der sicheren Seite zu sein. Beim Entnehmen der Probe aus dem Entnahmezylinder entspannt sich die Probe, während der Boden beim Seitendruckversuch im Versuchsteil Bereich I (s.S. 60) wieder in seinen ursprünglichen Spannungszustand versetzt wird.

In Bild 43 ist für die einzelnen Bohrungen das Verhältnis  $E_{sv}/E_{SSD}$  in den Bohrlochttiefen der Seitendruckversuche aufgetragen, wobei sich deutlich ein Tiefeneinfluß zeigt. Mit zunehmender Tiefe nähern sich die Verhältniswerte dem Wert 1.

Teilweise liegen die Werte auch unter 1.

Im oberen Teil der Bohrung macht sich bei der Seitendrucksondierung in großem Umfang auch der Einfluß der freien Oberfläche bemerkbar. Für die Anwendung der Seitendrucksonde auf horizontal belastete Großbohrpfähle ist das von großer Bedeutung, da der Bettungsmodul nach DIN 4014, Teil 2, s.a. SMOLTCZYK (1963), aus dem Steifemodul ermittelt wird (siehe Abschnitt 5.3). In den weichen bindigen Böden wie auch im Sand, stellt sich infolge fehlender Kohäsion im Verdrängungsbereich eine große Verschiebung ein, die zu seitlichen Rissen führt. Hier kommt es also zu ähnlichen Abweichungen von der Vollraumtheorie, wie sie zuvor im Zusammenhang mit den Ringzugspannungen angesprochen wurde. Die mit der Seitendrucksonde im oberen Bohrlochbereich ermittelten Steifemoduln sind also untere Grenzwerte.

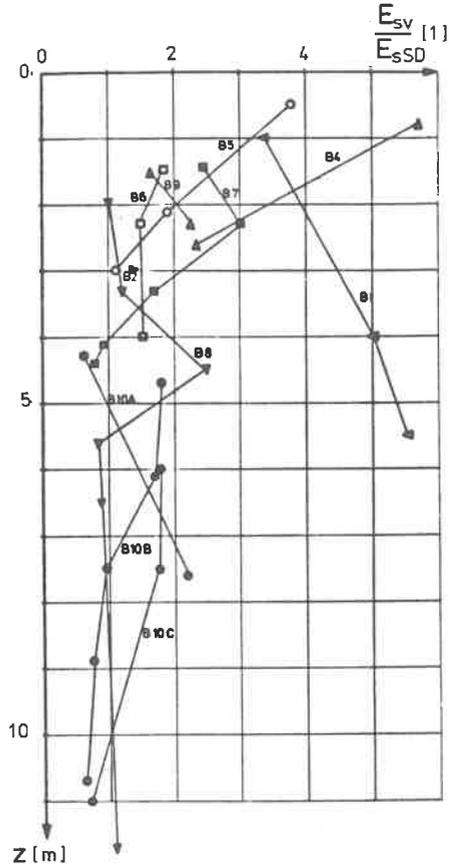


Bild.43  $\frac{E_{sv}}{E_{sSD}}$  in der Tiefe z

In hinreichender Tiefe läßt sich der Seitendruckversuch infolge der dann vorhandenen Bodenauflast mit dem Oedometerversuch eher vergleichen. Dabei werden mit der Seitendrucksonde zutreffendere Steifemoduln ermittelt als durch den Oedometerversuch, s.a. den o.g. Punkt c. Die Grenze dieser beiden Bereiche liegt bei den untersuchten Bohrungen bei ca. 3 m Tiefe.

Es ist festzustellen, daß gerade im oberen Bereich der Bohrung, der für die horizontale Lastabtragung der Großbohrpfähle von großer Bedeutung ist, die Ergebnisse des Oedometerversuchs nicht übernommen werden können.

### 4. 3. 3 Vergleich der $E_{SD}$ - Werte mit den Wassergehalten

In Bild 44a ist der Wassergehalt in Abhängigkeit von  $E_{SD}$  aufgetragen. Aus der Gesamtheit der aufgetragenen Versuche läßt sich erwartungsgemäß erkennen, daß die Bodenreaktion, ausgedrückt durch den Elastizitätsmodul  $E_{SD}$ , der ja direkt mit dem Bettungsmodul  $k_{SD}$  der Seitendrucksonde zusammenhängt (Abschnitt 5.2), mit abnehmendem Wassergehalt stark zunimmt.

Die Seitendruckversuche im Gipskeuper und im vorbelasteten Rosenheimer Seeton zeigen eine ähnliche Tendenz, liegen jedoch höher als die übrigen Versuche. Bei relativ hohen Wassergehalten  $w = 22,2$  bis  $26,4$  % ergeben sich Elastizitätsmoduln  $E_{SD}$  von  $7,6$  bis  $15,6$   $MN/m^2$  (gestrichelte Bereiche). Die beiden Versuchspaare im Gipskeuper befanden sich in der Nähe einer wasserführenden Schicht. Rosenheimer Seeton hat trotz der Vorbelastung eine weich bis steife Konsistenz.

Die Versuche wurden in größerer Tiefe durchgeführt (Gipskeuper 11,00 und 11,90 m, Seeton 4,50 bis 10,50 m).

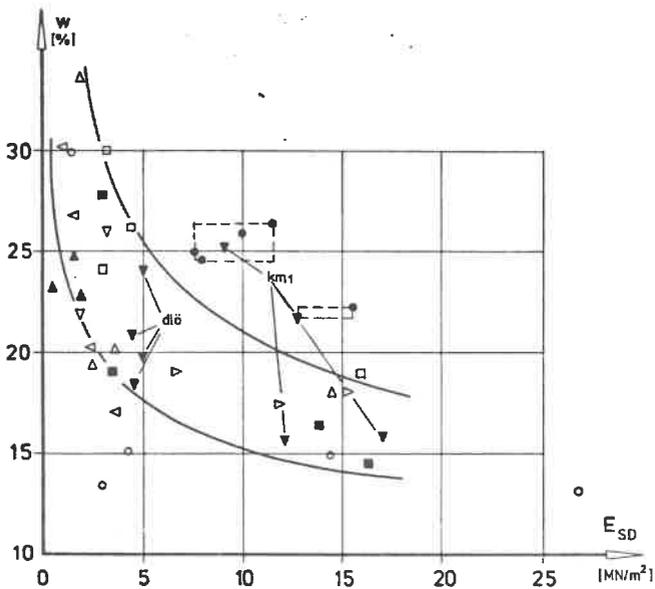


Bild 44a  $w - E_{SD}$  Symbole s. S. 59

4. 3. 4 Vergleich der  $E_{SD}$  - Werte mit den Konsistenzzahlen

In Bild 44b ist die Konsistenzzahl  $I_C$  des Bodens in Abhängigkeit von  $E_{SD}$  aufgetragen.

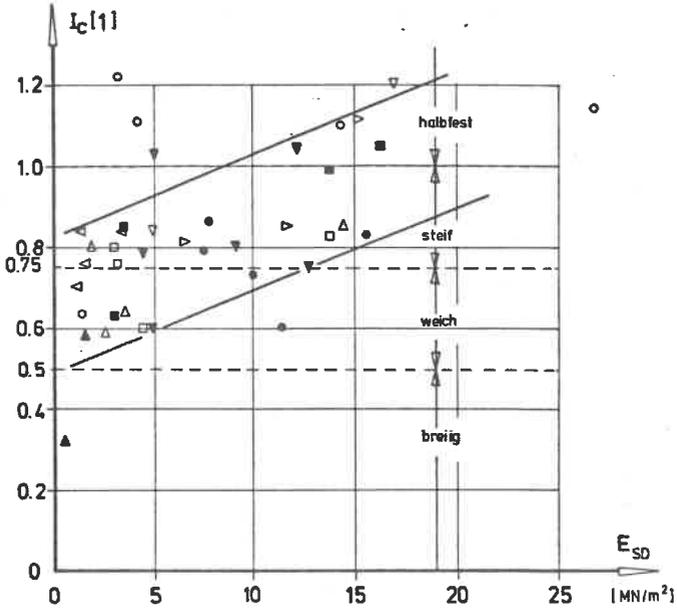


Bild 44b  $I_C - E_{SD}$  Symbole s. S. 59

Tabelle 3 zeigt die Bereiche  $E_{SD}$  in den Grenzen der Konsistenzbereiche nach DIN 18122, Teil 1 (1976).

Tabelle 3

$I_C$	Bezeichnung	$E_{SD}$ MN/m <sup>2</sup>	Anteil der Versuche %
0 ... 0,5	breiig	0,5	2,5
0,5 ... 0,75	weich	1,2 ... 5,0 (11,7)	23
0,75... 1,0	steif	1,4 ... 10 (16)	49
> 1,0	halbfest	(3,3) 12,6 ... 27,5	25,5

Der größte Teil der Versuche wurde in Böden mit steifer Konsistenz (49 %) ausgeführt. Die  $E_{SD}$ -Werte sind dort nahezu gleichmäßig über den Bereich 1,4 bis 16 MN/m<sup>2</sup> gestreut. Zwischen  $E_{SD} = 1,4$  und 10 MN/m<sup>2</sup> ist eine leichte Konzentration festzustellen. Im weichen Konsistenzbereich sind die  $E_{SD}$ -Werte im Bereich 1,2 bis 5,1 MN/m<sup>2</sup> konzentriert. Nur ein Versuch im Seeton erreicht den Wert von 11,8 MN/m<sup>2</sup>. Die  $E_{SD}$ -Werte im halbfesten Konsistenzbereich liegen zwischen 12,6 und 17,6 MN/m<sup>2</sup>. Drei Versuchsergebnisse ( $E_{SD} < 5$  MN/m<sup>2</sup>) liegen außergewöhnlich tief. Die Bodenschichten der Konsistenzbereiche "weich" und "steif" sind als Gründungshorizont für Großbohrpfähle nicht zulässig (DIN 4014, Teil 2); sie bilden jedoch den Stützkörper für den horizontal belasteten Großbohrpfahl.

## 5. Einsatz der Stuttgarter Sonde

### 5.1 Übertragung der FE-Berechnung

#### 5.1.1 Verformungskräfte

Alle Knotenpunktkräfte innerhalb der Lastfläche lassen sich zu einer resultierenden Sondenkraft  $P$  zusammenfassen (Bild 45):

$$P = \sum_{\text{Lastfläche}} \sqrt{\text{REAK}(R)^2 + \text{REAK}(T)^2} \cdot \cos \Delta T \quad (37),$$

wobei  $\Delta T$  die Abweichung der resultierenden Knotenkraft von der Verschiebungsrichtung bedeutet.

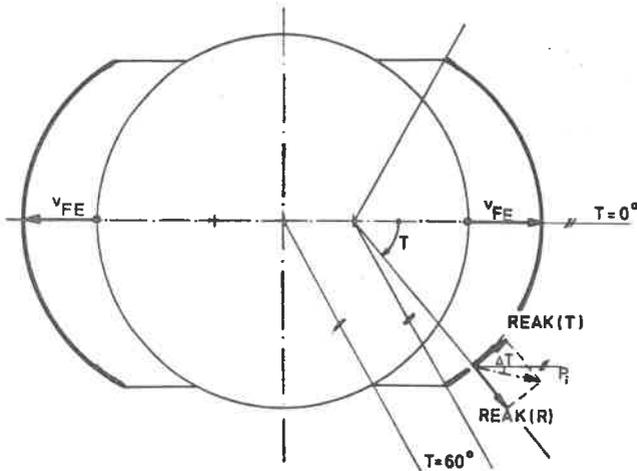


Bild 45 Ermittlung der Sondenkraft  $P$

Hiermit ist eine Verbindung von der FE-Berechnung zur Kraftverschiebungsbeziehung der Seitendrucksonde geschaffen, auf die im Abschnitt 5.2 eingegangen wird.

Um den Einfluß der Querkontraktionszahl  $\nu$  zu untersuchen, wurden die FE-Berechnungen mit unterschiedlichen Querkontraktionszahlen (Bilder 24 und 46) durchgeführt. Dabei zeigte sich, daß die Sondendruckkraft  $P$  nahezu unabhängig von der

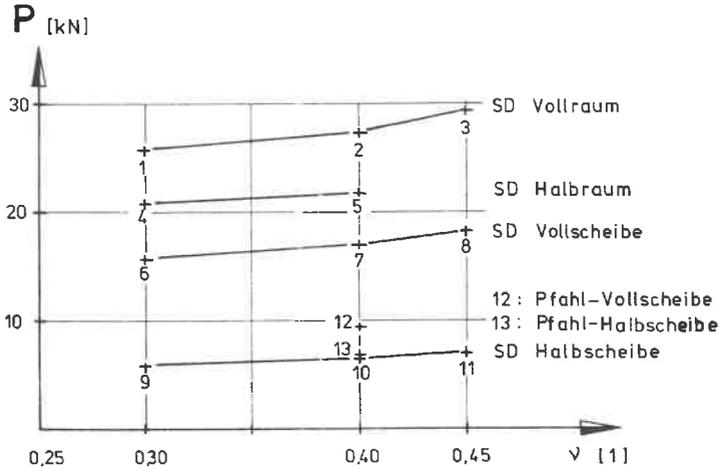


Bild 46 Resultierende Sonden- bzw. Pfahlkraft  
in Abhängigkeit von der Querkontraktionszahl  $\nu$

Tabelle zu Bild 46

Querkontraktionszahl $\nu$			$d = 0,19 \text{ m}$ $h = 0,205 \text{ m}$		
	0,3	0,4	0,45	Fall s. Bild 24	
	P kN			Fall	s. Bild 24
Seiten- druck- sonde	25,8	27,4	29,4	Vollraum	1a $P_{SD}^V$
	20,7	21,6		Halbraum	1b $P_{SD}^H$
	15,8	16,9	18,1	Vollscheibe	2a $P^V$
	5,9	6,5	7,0	Halbscheibe	2b $P^H$
		66,2		Vollraum rotationssym.	3 $P_R$
Pfahl		9,5		Vollscheibe	4a $P_P^V$
		6,8		Halbscheibe	4b $P_P^H$

Die durchgeführten FE-Rechnungen wurden mit dem unabhängigen Programm FAN (s.Anl. 11) für den räumlichen Zustand überprüft.

Querkontraktionszahl  $\nu$  ist. In Bild 46 sind die Sondenkräfte  $P$  über den Querkontraktionszahlen aufgetragen. Die Sondenkräfte des räumlichen und des ebenen Falles (1 und 2) liegen im Vergleich zum rotationssymmetrischen Belastungsfall (Nr. 3) eng zusammen. Das ist dadurch zu erklären, daß der Boden bei der rota-

tionssymmetrischen Belastung nicht ins Bohrloch ausweichen kann sondern entlang des gesamten Umfanges verschoben werden muß. Damit bestätigt sich eine schon von SMOLTCZYK 1963 aufgestellte Hypothese. Die Sonden- bzw. Pfahlkraft des ebenen Verformungsfalls wurde auf die Vergleichshöhe  $h$  der Seitendrucksonde bezogen.

Die beste Übereinstimmung ist zwischen dem ebenen Berechnungsfall der Seitendrucksonde ( $P_{SD}^H = 6,5 \text{ kN}$ ) und der ebenen Pfahlbelastung ( $P_P^H = 6,8 \text{ kN}$ ) bei der Halbscheibe vorhanden. Darin kommt zum Ausdruck, daß die nicht ganz halbkreisförmige Belastungsfläche der Seitendrucksonde keinen großen Einfluß auf die resultierenden Kräfte hat.

Da der ebene Fall der Seitendrucksonde, der für  $\nu = 0,3; 0,4$  und  $0,45$  untersucht wurde, dem Fall der Pfahlbelastung am nächsten kommt, wurde die Simulation der Pfahlbelastung in der FE-Berechnung nur für  $\nu = 0,4$  durchgeführt und  $\nu$  nicht weiter variiert. Es ergeben sich dann folgende Übertragungsfaktoren:

1. Seitendrucksonde:  $P_3^H = 0,79 P_3^V$  (38)

2. Seitendrucksonde, ebener Fall:  $P_2^H = 0,39 P_2^V$  (39)

3. Pfahl, eben:  $P_{P,2}^H = 0,71 P_{P,2}^V$  (40)

mit den Index-Bezeichnungen:

V = Vollraum, Vollscheibe                      3 = räumlicher Verformungszustand  
H = Halbraum, Halbscheibe                      2 = ebener Verformungszustand.

Bei der Berechnung der Seitendrucksonde im elastischen Vollraum werden demnach 79 % der ermittelten Sondenkraft vor der Lastplatte abgetragen. Die Zugkräfte senkrecht zur Ebene SE II (Bild 24) übernehmen 21 % der Sondenkraft.

Im Fall der ebenen Seitendrucksonde zeigt sich ein wesentlich größerer Einfluß des Berechnungsgebiets, da hier bei der Vollscheibe 61 % der Belastung durch die "Zugbandwirkung" übertragen werden. Die ebene Pfahlbelastung ergibt dagegen einen geringeren Einfluß von 29 % des "Zugbandes" als beim ebenen Fall der Seitendrucksonde.

Im Gegensatz zum ebenen Fall bei der Seitendrucksonde wirkt bei der Pfahlbelastung bei der Vollscheibenberechnung nur eine Kraft. Dadurch erklärt sich der große Unterschied der resultierenden Kräfte der Vollscheibe ( $P_{SD,2}^V = 16,9 \text{ kN}$ ;  $P_{P,2}^V = 9,5 \text{ kN}$ ):

$$P_{SD,2}^V = 1,78 P_{P,2}^V \quad (41)$$

Bei der tatsächlichen Belastung im Boden im Fall der Seitendrucksondierung und der Pfahlbelastung werden die Zugspannungen nur entsprechend der geologischen Vorbelastung und der tatsächlich vorhandenen Auflast, bzw. im Umfang der dadurch vorhandenen Kohäsion, übernommen werden können.

Am Anfang der Belastungsvorgänge wird daher zunächst der Vollraum- bzw. Vollscheibenzustand vorliegen, der bei zunehmender Überschreitung der tangentialen Zugspannungen in den nicht durch die Sonde oder den Pfahl direkt belasteten Bereichen in den Halbraum- bzw. den Halbscheibenzustand übergehen wird. Bei einer Überschreitung der möglichen Zugspannungen reißt der Boden auf, und es kommt zu einer Lastumlagerung.

Solche Risse an den Rändern der Sondenplatte konnten bei oberflächennahen Versuchen beobachtet werden (Abschnitt 4.1.4).

Es wird sich also beim Seitendruckversuch und bei der Pfahlbelastung in Wirklichkeit ein Zustand einstellen, der zwischen dem der Berechnung des Voll- und des Halbraums liegt.

#### 5. 1. 2 V e r f o r m u n g e n

Zur weiteren Klärung, ob der Vollraum oder Halbraumzustand bei der Übertragung der Seitendrucksondiererergebnisse auf den Pfahl herangezogen werden soll, wird der Verformungszustand betrachtet, der sich bei den FE-Berechnungen ergab. Die Beschreibung und der Vergleich der Verformungszustände der räumlichen Seitendrucksonden- und der ebenen Pfahlberechnung mit den Materialparametern  $E = 5000 \text{ kN/m}^2$  und  $\nu = 0,4$  erfolgt durch Auftragen der Verschiebungsvektoren in den Knotenpunkten der unverformten FE-Netze. Der Verformungszustand der Seitendrucksonde ist für den Voll- und Halbraum jeweils durch einen Horizontalschnitt in Sondenmitte ( $z = 1,50 \text{ m}$ ), Bilder 47 und 48, und einem Vertikalschnitt in der Ebene  $T = 32^\circ$  nach Bild 25 (Bilder 52 und 53) dargestellt, da durch die Darstellung aller Schnittebenen die Übersichtlichkeit verloren gehen würde.

Um die Veränderung der Verformungsrichtung bei den unterschiedlichen Belastungen und Randbedingungen auch zahlenmäßig zu erfassen, wird der Winkel  $T$  zwischen dem Verschiebungsvektor und der vorgegebenen Verschiebungsrichtung der Sonde ( $T = 0^\circ$ ) bei einem beliebig gewählten Punkt A ( $R = 0,135 \text{ m}$ ,  $T = 32^\circ$ ) gemessen. Die Änderung des Verformungsbetrags wird durch die Verformung in der SE I im Punkt B ( $R = 0,195 \text{ m}$ ,  $T = 0^\circ$ ), der ebenfalls beliebig gewählt ist, verglichen. Der Punkt B ist ca.  $D/2$  von der Bohrlochoberfläche entfernt.

Horizontalschnitt

1. Seitendrucksonde im Vollraum (Bild 47).

Die Größe der Verformung nimmt überproportional ab. Im Punkt B ist die Verformung schon auf 50 % der eingepprägten Verformung an der Bohrlochoberfläche zurückgegangen. Die Verformungen breiten sich vor der Sondenplatte seitlich aus (  $T = 12^\circ$  im Punkt A) und lassen eine relativ große mitwirkende Breite erkennen. Die sehr geringen Verformungen in der SE II sind auf das Bohrloch zu gerichtet. Die tangentialen Verformungen in der Verschiebungsrichtung sind aus Symmetriegründen 0.

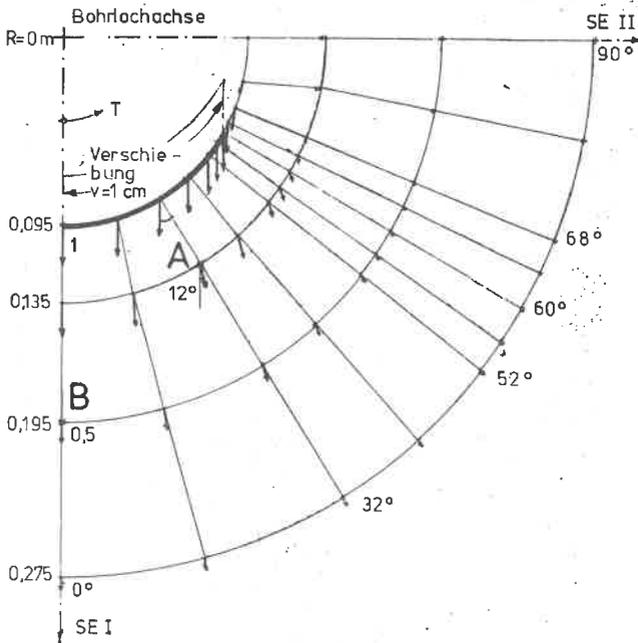


Bild 47 Verformungen der SD im Vollraum  
(Horizontalschnitt  $z = 1,50$  m)

2. Seitendrucksonde im Halbraum (Bild 48).

Die Verformungen nehmen mit zunehmender Entfernung von der Bohrlochoberfläche nicht so stark ab wie bei der Berechnung des Vollraums. Im Punkt B sind noch 60 % der eingepprägten Verformung vorhanden. Die Verformungen breiten sich seitlich nicht so stark aus, so daß die Lastabtragung im stärkeren Maß vor der Lastplatte erfolgt. Die Verformungsabweichung im Punkt A beträgt  $T = 10^\circ$ .

In der SE II ist jetzt eine deutliche Einsenkung des freien Randes in Richtung der vorgegebenen Verschiebung sichtbar, verbunden mit einer Bewegung in das Bohrloch hinein.

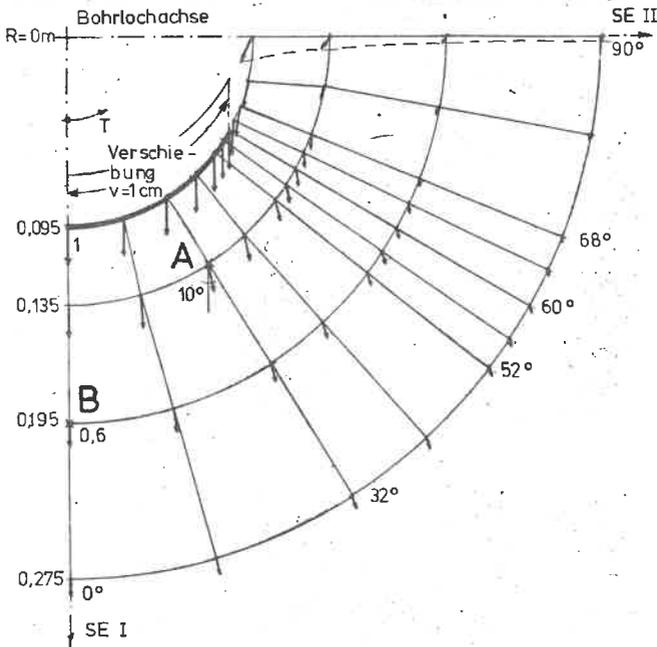


Bild 48 Verformungen der SD im Halbraum  
(Horizontalschnitt  $z = 1,50$  m)

3. Pfahl in der Vollscheibe (Bilder 49 und 50).

Im Punkt B beträgt die Verformung noch 80 %, d.h. im Vergleich zu den Verformungen der räumlichen Berechnungen der Seitendrucksonde (50 %) nehmen die Verformungen langsamer ab. Das Abklingen der Verformung kann hier erst bei einem 10fach kleineren Maßstab beobachtet werden (Bild 50).

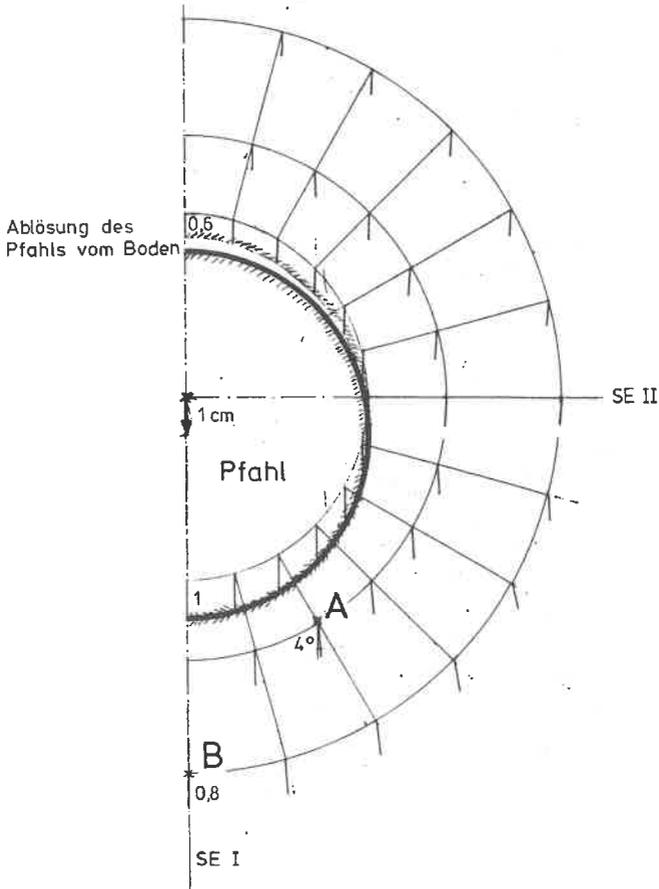


Bild 49 Verformungen des Pfahls  $\varnothing$  19 cm in der Vollscheibe (Horizontalschnitt)

Die Verformungen auf der unbelasteten Bohrlochseite betragen noch ca. 60 %, d.h. der Boden löst sich auf der unbelasteten Bohrlochseite vom Pfahl ab. In Bild 50 zeigt sich ein nahezu antimetrisches Bild der Verformungen vor und hinter dem Pfahl mit starker seitlicher Ausdehnung.

Die Abweichung  $T$  von der Verschiebungsrichtung ist im "belasteten" Bodenteil größer als beim entsprechenden symmetrischen Punkt im "unbelasteten" Bodenteil. Die Verformungen in der SE II sind auf das Bohrloch zu gerichtet.

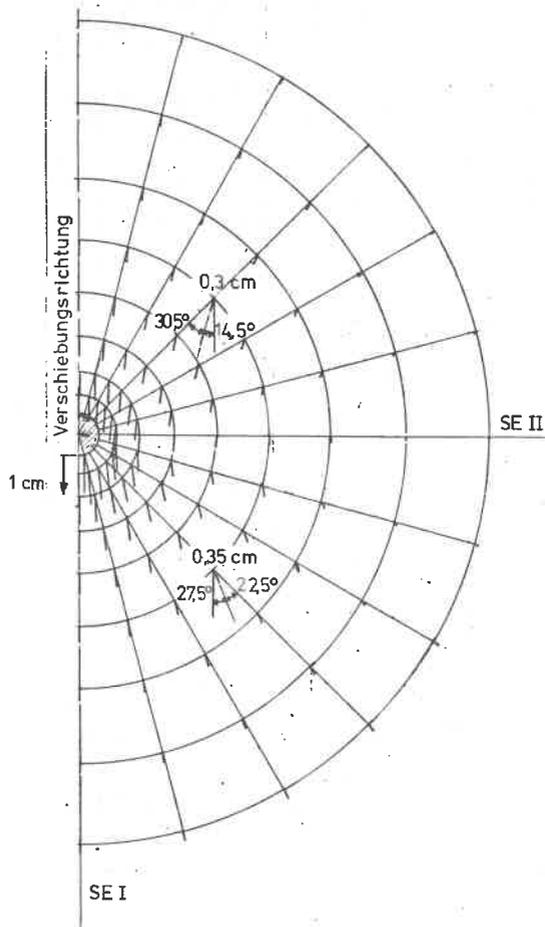


Bild 50 Verformungen des Pfahls  $\varnothing$  19 cm in der Vollscheibe (wie Bild 49, jedoch 10fach kleinerer Maßstab; Horizontalschnitt)

#### 4. Pfahl in der Halbscheibe (Bild 51).

Die Verformungen nehmen ähnlich wie bei der Vollscheibe ab. Im Punkt B beträgt die Verformung noch 85 %. Die Verformungen sind größer als bei der Vollscheibe, die Differenz ist jedoch geringer als beim entsprechenden Vergleich für die Seitendrucksonde. Hier zeigt sich die geringste Abweichung der Verschiebungsvektoren ( $T = 4$ ) im Punkt A. Die Verformungen in der SE II sind wieder auf das Bohrloch zu gerichtet.

Der Vergleich der beiden unterschiedlichen Belastungen - räumliche Seitendrucksonde - ebene Pfahlbelastung - zeigt, daß die sinnvollste Übertragung zwischen der Seitendrucksonde und der Pfahlbelastung in der Halbraumrandbedingung zu sehen ist, und zwar wegen

1. der Größe der Verformungen und
2. der Art der Verformung in der SE II,

die bei der Vollraumbedingung nicht mit der Simulation der Pfahlbelastung in Einklang zu bringen ist.

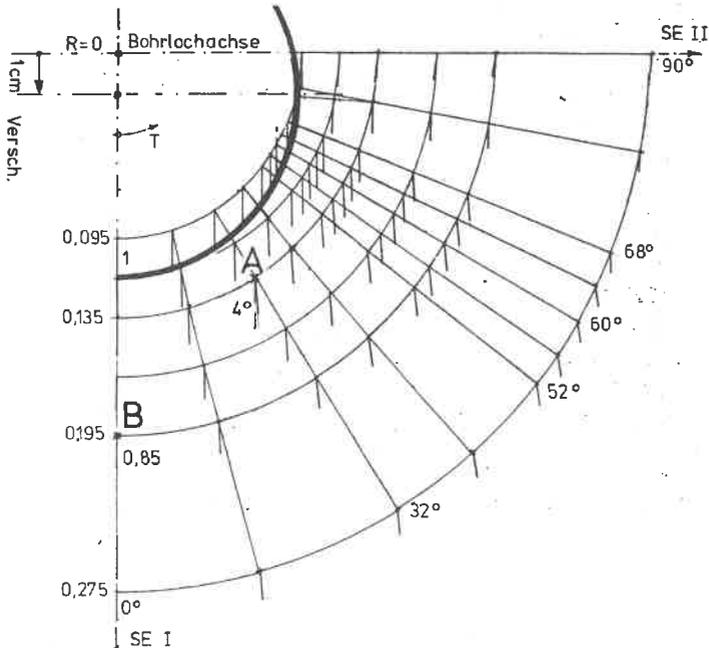


Bild 51 Verformungen des Pfahls  $\varnothing 19$  cm in der Halbscheibe (Horizontalschnitt)





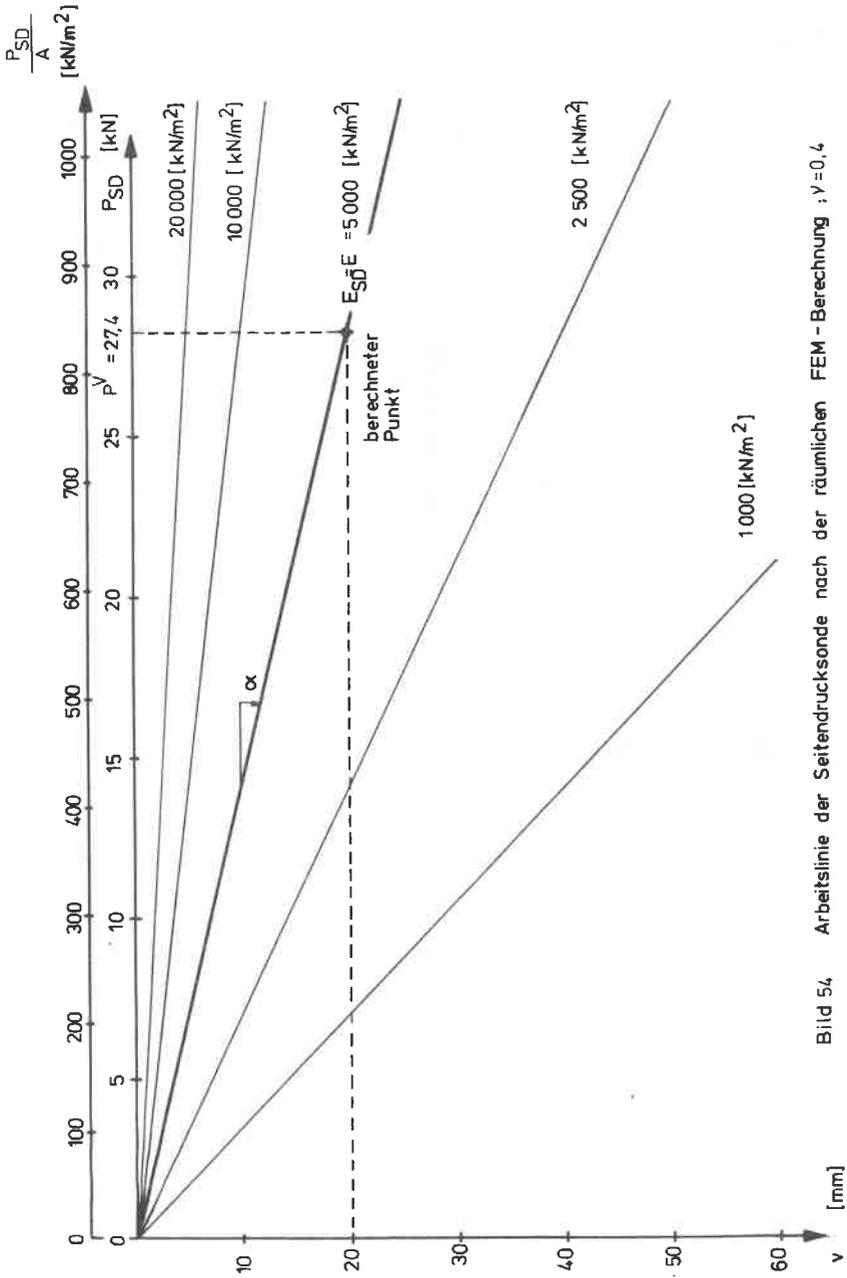


Bild 54 Arbeitslinie der Seitendrucksonde nach der räumlichen FEM - Berechnung ;  $\nu = 0,4$

Der Bettungsmodul der Seitendrucksonde nach der FE-Berechnung ist:

$$k_{FE} = \frac{P}{v_{FE} \cdot A} \quad (46).$$

Nach Abschnitt 5.1.1 ist:

$$\begin{aligned} v_{FE} &= 0,01 \text{ m (vorgegebene Verschiebung)} \\ A &= \text{Projektion der Sondenfläche} \\ &= d \cdot \sin 60^\circ \cdot h \\ P &= \left\{ \begin{array}{l} 27,4 \text{ kN} \\ 21,6 \text{ kN} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{(Vollraum, Fall 1a)} \\ \text{(Halbraum, Fall 1b)} \end{array} \quad \text{(s. S. 84)} \\ \text{mit } E_{FE} &= 5000 \text{ kN/m}^2. \end{aligned}$$

Der Elastizitätsmodul des Bodens bei der Seitendrucksondierung wird:

$$E_{SD} = E_{FE} \cdot \frac{k_{SD}}{k_{FE}} \quad (47).$$

Nach Einsetzen der vorgegebenen und berechneten Werte wird:

$$E_{SD} = k_{SD} \cdot d \cdot \left\{ \begin{array}{l} 0,323 \\ 0,409 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{(Vollraum, Fall 1a)} \\ \text{(Halbraum, Fall 1b)} \end{array} \quad (48).$$

Die Auswertung der Seitendruckversuche durch die Voll- und Halbraumberechnung ergibt demnach nur einen geringen Unterschied beim Elastizitätsmodul, entsprechend den entsprechenden Sondenkräften  $P_{SD}$ :

$$E_{SD, \text{Halbraum}} = \frac{P_{SD}^V}{P_{SD}^H} \cdot E_{SD, \text{Vollraum}} \quad (49)$$

$$E_{SD, \text{Halbraum}} = 1,27 \cdot E_{SD, \text{Vollraum}} \quad (50).$$

Wegen der oben erwähnten Unempfindlichkeit der Sondenkräfte  $P$  gegenüber der Querkontraktionszahl  $\nu$  haben die ermittelten Elastizitätsmoduln schon den Aus-sagewert von Steifemoduln und werden für Verformungsberechnungen und die her-kömmliche Ermittlung des Bettungsmoduls (s.u.) nicht mehr mit dem Faktor  $(1-\nu)$   $(1-\nu) : (1-\nu-2\nu^2)$  multipliziert (s. S. 74).

In der Auswertung der Seitendruckversuche in Anlage 10, die auch im Abschnitt Laborversuche verwendet wird, ist die Ermittlung von  $E_{SD}$  mit den Werten der Voll-raumberechnung durchgeführt worden.

### 5.3 Bettungsmodul des horizontal belasteten Großbohrpfahls

Der Bettungsmodul der Seitendrucksonde, der in einem Feldversuch direkt ermittelt wird, ist nicht unmittelbar auf den horizontal belasteten Großbohrpfahl übertragbar. Bei der Seitendrucksondierung werden zwei gleichgroße, entgegengerichtete "Einzelkräfte" in den umgebenden Boden eingeleitet, während durch die Pfahlbelastung im oberen und unteren Teil des Pfahls, falls keine gelenkige Felseinbindung vorliegt, einseitig gerichtete Streckenlasten mit wechselnder Größe horizontal auf den stützenden Boden abgetragen werden.

Trotz dieser unterschiedlichen Belastungsarten kann dennoch gesagt werden, daß es möglich ist, die Ergebnisse der Seitendrucksondierung auf den Großbohrpfahl zu übertragen, da durch die Sondierung zweifellos die horizontale Stützreaktion des Bodens gemessen wird. In den Bodenprofilen, in denen die Seitendruckversuche in Abhängigkeit von der Tiefe aufgetragen wurden (s. Anlage 5) sind die Bodenbereiche mit unterschiedlicher horizontaler Stützkraft deutlich erkennbar. Auch der Einfluß der freien Geländeoberfläche ist im Ergebnis des Seitendruckversuchs enthalten.

Im folgenden werden zwei Wege besprochen, die Seitendruckversuche auf den horizontalen Großbohrpfahl zu übertragen:

1. Vergleichsrechnung mit der Methode der Finiten Elemente in Verbindung mit der Arbeit von LAUMANS (1976).
2. Vergleich des Seitendruckversuchs mit horizontalen Pfahlprobelastungen in Rosenheim.

Der in DIN 4014, Teil 2 (1977), dargestellte Bezug zwischen Bettungsmodul  $k_s$ , Pfahldurchmesser  $D$  und Steifemodul  $E_s$ :

$$k_s \cdot D \sim E_s \quad (51)$$

wird nicht verwendet, da mit  $k_{SD}$  ein Meßwert vorhanden ist, obwohl es nach Abschnitt 4.2.2 und 5.2 möglich ist, einen Übergang vom Bettungsmodul der Seitendrucksonde zum Steifemodul des Bodens herzustellen.

5. 3. 1 Übertragung der Seitendrucksondierung durch die Finite - Element - Methode in Verbindung mit der Arbeit LAUMANS

Wie in Abschnitt 3.4.2 bereits gesagt wurde, wurde mit der FEM die räumliche Seitendrucksondierung (Fall 1a und 1b) und die ebene Pfahlbelastung (Fall 4a, b und 5) berechnet. Hierbei ergaben sich, bei gleichen Elastizitätskonstanten und gleichen Verformungen unterschiedliche Reaktionskräfte P in der Lastfläche (Bild 46). Damit werden die Bettungsmoduln ermittelt:

Seitendrucksonde: 
$$k_{FE,SD}^{V,H} = \frac{P_{SD}^{V,H}}{b \cdot h \cdot v} \quad \begin{array}{l} V = \text{Vollraum} \\ H = \text{Halbraum} \end{array} \quad (52)$$

Pfahl: 
$$k_{FE,s}^{V,H} = \frac{P^{V,H}}{d \cdot h \cdot v} \quad (53)$$

Für die gleichen Verschiebungen v und die Höhen h wird:

$$\frac{P_{SD}^{V,H}}{k_{FE,SD}^{V,H} \cdot b} = \frac{P^{V,H}}{k_{FE,s}^{V,H} \cdot d} \quad (54)$$

Daraus wird der Bettungsmodul des ebenen Pfahlverformungszustands:

$$k_{FE,s}^{V,H} \cdot d = \frac{P^{V,H}}{P_{SD}^{V,H}} \cdot b \cdot k_{FE,SD} \quad (55)$$

Für die Übertragung des Bettungsmoduls der Seitendrucksonde wird das Mittel der errechneten Reaktionskräfte P verwendet. Damit wird

$$k_s \cdot d = \frac{P_P^V + P_P^H}{P_{SD}^V + P_{SD}^H} \cdot b \cdot k_{SD} \quad (56)$$

$$k_s \cdot d = \frac{9,5 + 6,8}{27,4 + 21,6} \cdot b \cdot k_{SD}$$

$$k_s \cdot d = \frac{1}{3} \cdot b \cdot k_{SD} \quad \text{mit } b = \sin 60^\circ \cdot d \quad (57)$$

Diese Gleichung gilt für einen Pfahl mit einem Durchmesser, der dem Durchmesser des Bohrlochs bei der Seitendrucksondierung entspricht.

Einfluß des Pfahldurchmessers D

Im Fall 5 (Abschnitt 3.4.2) wurden mit der FEM verschiedene Pfahldurchmesser D berechnet. Dabei ergaben sich die folgenden Pfahlkräfte  $P_p$ :

D	0,19	0,5	1,0	1,5	m	auf h = 0,205 bezogen.
$P_p$	9,5	10,9	12,1	13,7	kN	

Hieraus läßt sich folgende Beziehung aufstellen:

$$P_p(D) = 9,03 + 2,43 \cdot D \quad \text{kN} \quad (58).$$

Bei D = 0 verbleibt eine Kraft  $P_p = 9,03$  kN. Dieser Fall entspricht einer Linienlast im Boden, die durch die Superposition von horizontalen Einzelkräften entsteht. Er wurde von MINDLIN (1936) für den Halbraum für die horizontale Einzelkraft behandelt.

Mit den oben ermittelten Pfahlkräften  $P_p$  wurden die Bettungsmoduln ermittelt, die jedoch, multipliziert mit ihrem zugehörigen Pfahldurchmesser, keinen konstanten Wert ergeben, wie er als Modellgesetz für das Übertragen von Bettungsmoduln bei unterschiedlichen Pfahldurchmessern gilt:

$$k_{FE,S}(D) \cdot D \neq k_{FE,S}(d) \cdot d \quad (59).$$

Mit verändertem Pfahldurchmesser wird:

$$k_{FE,S}(D) \cdot D = \alpha_k \cdot k_{FE,S}(d) \cdot d \quad (60).$$

Ausgehend vom Bohrlochdurchmesser d der Seitendrucksondierung wird:

$$\alpha_k = \frac{k_{FE,S}(D) \cdot D}{k_{FE,S}(d) \cdot d} \quad (61).$$

Bei Berücksichtigung der entsprechenden Pfahlkräfte  $P_p(D)$  wird mit Gleichung (53)

$$\alpha_k = \frac{P_p(D)}{P_p(d=0,19)} \quad (62).$$

Mit Gleichung (58) wird:

$$\alpha_k = \frac{9,03 + 2,43 \cdot D}{9,5} = 0,95 + 0,256 \cdot D \quad (63).$$

Damit wird

$$k_{FE,S}(D) \cdot D = (0,95 + 0,256 \cdot D) \cdot k_{FE,S}(d=0,19) \cdot d \quad (64)$$

und schließlich der Bettungsmodul des Großbohrpfahls in Verbindung mit dem

Bettungsmodul der Seitendrucksonde:

$$k_s \cdot D = (0,95 + 0,256 \cdot D) \cdot \frac{1}{3} \cdot b \cdot k_{SD} \quad (65).$$

Dieser Übergang gilt zunächst für die Übertragung des Bettungsmoduls der Seitendrucksonde auf den ebenen Verformungsfall der horizontalen Pfahlbelastung.

#### Räumliche Pfahlbelastung

Der horizontal belastete Großbohrpfahl wird nicht nur parallel verschoben, sondern erfährt zusätzlich eine Rotation. Der Drehpunkt des näherungsweise als starr angenommenen Großbohrpfahls liegt bei Lockerböden nach TIETZE (1942) in der Tiefe

$$z \approx 0,7 \cdot L_{\text{Pfahl}} \quad (66).$$

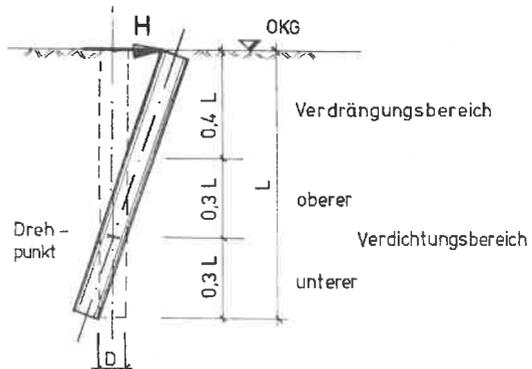
Der Bettungsmodulverlauf des Großbohrpfahls muß die Verschiebungseinflüsse aus höheren und tieferen Lastelementen berücksichtigen. Dieser Einfluß ist von LAUMANS (1976) - allerdings für die eingespannte Wand - theoretisch eingehend untersucht worden. Die Abschätzung des tiefenabhängigen Bettungsmoduls soll hier auf Grund dieser Versuchsergebnisse vorgenommen werden.

Unterhalb des Drehpunkts der Wand ist der Bettungsmodul 2,2- bis 2,4fach größer als oberhalb des Drehpunkts im Verdrängungsbereich. Die Versuche wurden an einer Modellwand von 80 cm Höhe durchgeführt.

Wegen der größeren Erdauflast beim Großbohrpfahl wird für den räumlichen Belastungsfall des Großbohrpfahls auch oberhalb des Pfahldrehpunkts ein Verdichtungsbereich angenommen. Die Verteilung von Verdichtungs- und Verdrängungsbereichen ist in Bild 57 dargestellt.

Bild 55

Verdichtungs-  
und Verdrängungs-  
bereich beim horizontal  
belasteten  
Großbohrpfahl



Damit wird im Verdrängungsbereich:

$$k_s \cdot D = (0,95 + 0,256 \cdot D) \cdot \frac{1}{3} \cdot b \cdot k_{SD} \quad (67)$$

und im Verdichtungsbereich mit dem Faktor von LAUMANS im Mittel  $\frac{2,2 + 2,4}{2} = 2,3$ :

$$k_s \cdot D = (0,95 + 0,256 \cdot D) \cdot \frac{2,3}{3} \cdot b \cdot k_{SD} \quad (68)$$

### 5. 3. 2 Vergleich von Seitendrucksondierungen mit horizontalen Pfahlprobelbelastungen

Auf einem Versuchsgelände des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Universität München wurden horizontale Pfahlprobelbelastungen an zwei Großbohrpfählen aus Stahlbeton,  $D = 0,88$  m durchgeführt.

An gleicher Stelle konnten mit der Seitendrucksonde Feldversuche durchgeführt werden (Anlage 6.4). Bild 56 zeigt den tiefenabhängigen Bettungsmodulverlauf  $k_{SD}$  der drei Versuchsbohrungen. Die beiden Großbohrpfähle binden in ca. 4 m Tiefe in eine Seetonschicht ein, die in B10B einen nahezu konstanten Bettungs-

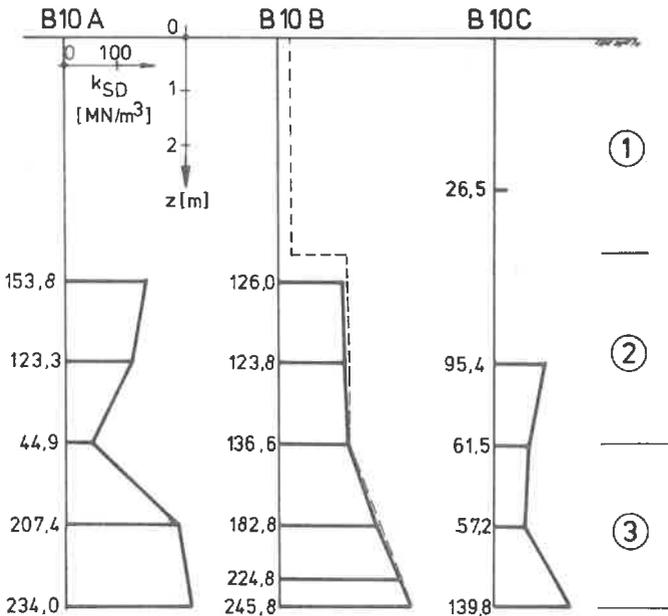


Bild 56 Bettungsmodul  $k_{SD}$  der Bohrung B10

modulverlauf aufweist. Darüber steht Innkies an, der in B10C untersucht wurde und im Spannungsbereich  $\sigma_x = 100$  bis  $200 \text{ kN/m}^2$  einen Bettungsmodul  $k_{SD} = 26,5 \text{ MN/m}^2$  hat. Die obere Schicht bildet eine Auffüllung, deren Bettungsmodul  $k_{SD}$  in der Größenordnung des Innkies liegt. Da die obere Schicht schluffig ist, wird der Bettungsmodulverlauf konstant angesetzt. Der Bettungsmodulverlauf für die Vergleichsrechnung ist in Bild 56 an der Bohrung B10B gestrichelt dargestellt.

Aus der Verformungsmessung der Großbohrpfähle geht hervor, daß die beiden Pfähle P6 und P7 (s. Anlage 6.4) bei unterschiedlicher Pfahlhöhe (7,60 und 10,0 m) nahezu die gleichen Verformungen aufweisen; die horizontalen Verformungen des längeren Pfahls sind erwartungsgemäß geringer.

Bis in eine Tiefe von 3 m sind die Horizontalverformungen nahezu geradlinig. Von 3 bis 5 m Tiefe ist die Verformungsfigur stark gekrümmt. An diesen Bereich anschließend folgt bei beiden Pfählen ein Bereich ohne Horizontalverschiebungen bis zum Pfahlfuß.

Die Pfähle sind im Seeton voll eingespannt. Die oberen Bodenschichten behindern die Pfahlverformungen kaum, wie auch aus dem Bettungsmodulverlauf ersichtlich ist. Mit wachsender Horizontalbelastung nehmen die Verformungen in den oberen Bereichen zu, während sich die Verformungen im unteren Bereich kaum ändern. Die beiden Großbohrpfähle wurden mit dem Bettungsmodulverfahren nachgerechnet (Berechnung siehe Anhang).

Die Größe des Bettungsmoduls  $k_s$  wurde aus dem Bettungsmodulverlauf der Seitendrucksondierung ermittelt:

$$k_s = a \cdot k_{SD} \quad (69).$$

In Bild 57 sind die gemessenen und berechneten Pfahlverformungen für den kürzeren Pfahl bei einer Horizontallast von  $H = 227 \text{ kN}$  dargestellt. Es zeigt sich, daß bei einem nicht abgeminderten Bettungsmodul der Seitendrucksonde ( $a = 1$ ) eine bessere Übereinstimmung mit der gemessenen Verschiebung vorliegt als bei Ansatz des Bettungsmoduls, der sich nach SMOLT CZYK (1963)

$$k_s = 1,4 \cdot \frac{E_s}{D} \quad (70)$$

ergibt. Die Steifemoduln wurden der Laboruntersuchung entnommen. Der Verschiebungsverlauf für  $a = 0,2 \cong \frac{b}{D}$ , der Übertragung des Modellgesetzes  $k_s \cdot D = k_{SD} \cdot b$ , weicht ebenfalls noch stark von der gemessenen Verformung ab, ist aber bereits eine Verbesserung im Vergleich zum Ansatz SMOLT CZYK.

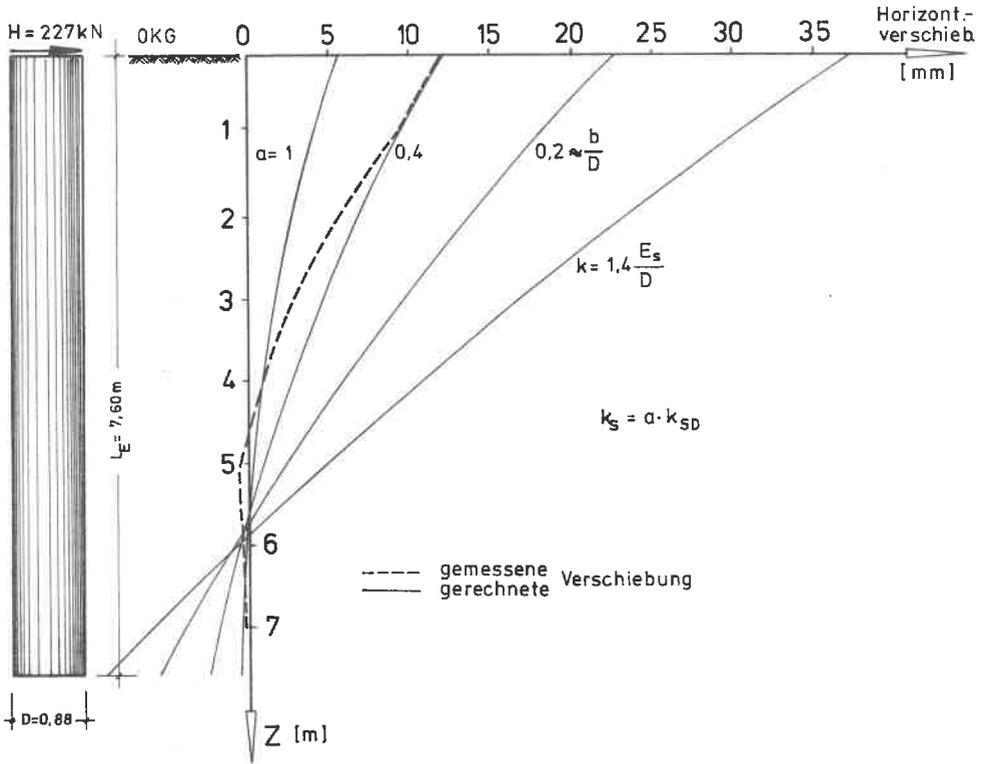


Bild 57 Einfluß des Abminderungsfaktors  $a$  auf die Horizontalverschiebung

Der Abminderungsfaktor  $a = 0,4$  stimmt in Bezug auf die gemessene Pfahlkopfverschiebung und -verdrehung gut überein. Da jedoch der Bettungsmodul im oberen Pfahlbereich nicht eindeutig ermittelt werden konnte (Auffüllung mit Holzresten, stark wasserführender Innkies), ist es nicht möglich, eindeutige Aussagen zu machen.

Die Erhöhung der Bettungsmoduln nach LAUMANS im Verdichtungsbereich mit dem Faktor 2,3 wird durch die Vergleichsrechnung bestätigt (s. Bild 55):

im oberen Bereich wird:  $k_s = 0,4 \cdot k_{SD}$ ,

im unteren Bereich wird:  $k_s = 1,0 \cdot k_{SD}$ .

Dies entspricht einem Vergrößerungsfaktor von 2,5.

Der Ansatz des oben ermittelten Bettungsmoduls (siehe Gl. 65) führt mit  $D = 0,88$  m zu:

$$k_s = 0,71 \cdot k_{SD}$$

im Verdichtungsbereich und bringt keine Übereinstimmung mit den gemessenen Verformungen.

Auf Grund dieses einen Vergleiches ist es nicht möglich, abschließende Aussagen über die Übertragbarkeit der Ergebnisse der Seitendrucksondierung auf horizontal belastete Großbohrpfähle zu machen.

Es ist daher erforderlich, weitere Seitendrucksondierungen in Verbindung mit gut instrumentierten horizontal belasteten Meßpfählen durchzuführen. Die technischen Mittel dafür sind, wie die Untersuchung gezeigt hat, vorhanden.

## 6. Zusammenfassung

Bei der Berechnung horizontal belasteter Großbohrpfähle mit Schaftdurchmesser  $D \geq 50$  cm hat sich das Bettungsmodulverfahren durchgesetzt, bei dem der stützende Boden durch die sehr vereinfachende Modellvorstellung der unverbunden nebeneinander wirkenden Reaktionsfederkräfte berücksichtigt wird. Durch den Einsatz von Großrechenanlagen kann der Boden mit einem beliebigen plausiblen Bettungsmodulverlauf berücksichtigt werden. Da horizontale Pfahlprobelastungen sehr aufwendig sind, ist es wichtig, den genauen Verlauf der horizontalen Bodenstützung im voraus zu kennen. Die Übernahme des Bettungsmoduls  $k_s$  aus vertikalen Oedometerversuchen ist wenig geeignet, da durch diesen Versuch nur bindige Böden untersucht werden können, die aufgrund ihrer Konsistenz bearbeitbar sind. Nichtbindige Böden können mit dem Oedometerversuch nur gestört untersucht werden.

Mit einem Feldversuch kann der horizontale Bodenwiderstand in allen erbohrten Tiefen ermittelt werden. Hierfür stehen einige Sonden zur Verfügung, die zum Teil nach dem Prinzip der Kögler-Sonde arbeiten (Dilatometer), jedoch wegen ihrer rotationssymmetrischen Bodenbeanspruchung nicht für die Übertragung der Versuchsergebnisse geeignet sind. Die einaxial wirkenden Seitendrucksonden mit starren Lastplatten (Borehole-Jack) haben jedoch zu geringe Durchmesser und Verschiebungsmöglichkeiten der Sondenplatten.

Daher wurde die Stuttgarter Seitendrucksonde in einem Forschungsauftrag der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) im Rahmen des Schwerpunktprogramms "Spannungs-Verformungsverhalten von Böden" untersucht.

Mit der Stuttgarter Seitendrucksonde (Durchmesser 19 cm, Höhe 20,5 cm, max. Verformungsweg 6 cm, Sondenkraft 37,8 kN) wird ein horizontaler Lastplattenversuch im Bohrloch durchgeführt. Durch die Belastung und Verformbarkeit werden die Versuche - wenn möglich - bis zum Bruch gefahren. Die max. Versuchstiefe der insgesamt 102 durchgeführten Seitendruckversuche beträgt 12 m, größere Tiefen wurden jedoch in der Praxis bereits erreicht.

Beim Seitendruckversuch wird die Belastung in Stufen aufgebracht. Die Laststufen werden nach einer Minute gesteigert, da die zeitabhängigen Verformungen bei den untersuchten, vorbelasteten Böden (Formationen des Keupers, Rosenheimer Seeton) in diesem Zeitraum abgeschlossen sind.

Die mit der Stuttgarter Seitendrucksonde ermittelten Kraft-Verformungsbeziehungen (Arbeitslinien) des Bodens bestehen aus drei Teilen:

- Bereich I: Wiederherstellen des ursprünglichen Verformungszustandes der Bohrlochwand;
- Bereich II: lineare Kraft-Verformungszunahme und
- Bereich III: Zunahme der plastischen Verformungsanteile mit abschließendem Bruch.

Es werden jedoch auch vom "Normalversuch" abweichende Arbeitslinien ermittelt (Abschnitt 4.2.1). Die Stuttgarter Seitendruckversuche werden mit Entlastungs- und Wiederbelastungsast gefahren. Der Zusammenhang zwischen beiden Bereichen ist in Bild 33 dargestellt.

Die Auswertung des Seitendruckversuchs im linearen Bereich der Kraft-Verschiebungslinie des Bodens (Arbeitslinie) setzt voraus, daß die Verformungen der Sondenlastplatten nach beiden Seiten gleichmäßig verlaufen, da die Sonde während des Versuchs nicht beobachtet werden kann (Abschnitt 2.2.3.5). Mit Hilfe der Finiten Element Methode (FEM) wird der räumliche Spannungs-Verschiebungszustand der Seitendrucksonde untersucht, da für diesen Belastungsfall keine geschlossenen Lösungen vorhanden sind. Wegen der Auswertung der Seitendruckversuche im geradlinigen Teil (Bereich II) der Arbeitslinie (Abschnitt 4.2.1) wird die FEM-Berechnung linear-elastisch durchgeführt, obwohl die sich dabei ausbildenden Randspannungen vom Boden nicht übernommen werden können, sondern innerhalb der Belastungsfläche umgelagert werden.

Durch die Berechnung mit der FEM wird eine Beziehung zwischen dem Bettungsmodul der Seitendrucksonde (Meßwert) und dem Elastizitätsmodul bzw. Steifemodul des Bodens hergestellt, der mit dem im Oedometerversuch ermittelten Steifemodul verglichen wird (Abschnitt 4.2). Hierbei zeigt sich eine Tiefenabhängigkeit der Seitendruckversuche bezogen auf die unbelastete Geländeoberfläche, die bei einem Oedometerversuch nicht berücksichtigt wird. Eine Übertragung von Oedometerversuchen ohne Berücksichtigung der Tiefenlage führt daher zu einer Überschätzung des horizontalen Bodenwiderstandes in den oberen Bereichen (3 bis 4 m); während sie in den unteren Bereichen unterschätzt wird (s. Bild 43).

Ein Vergleich von horizontalen und überlicherweise ermittelten vertikalen Steifemoduln ergibt bei großer Streuung der Versuchswerte (s. 41), daß bei 70 % der Oedometerversuche der horizontale Steifemodul größer ist, so daß bei Übernahme des vertikalen Steifemoduls zur Ermittlung des Bettungsmoduls  $k_s$  für den

Großbohrpfahl, wie es nach DIN 4014, Teil 2, zulässig ist, gewisse Reserven vorhanden sind. Die Übertragung des Bettungsmoduls  $k_{SD}$  der Seitendrucksonde auf einen Bettungsmodul des horizontal belasteten Großbohrpfahls  $k_g$  erfolgt durch die Vergleichsrechnung mit der FEM für unterschiedliche Pfahldurchmesser für den ebenen Verformungsfall des Pfahls.

In Verbindung mit der Arbeit von LAUMANS (1976), der den ebenen Fall einer eingespannten Wand untersuchte, werden die Seitendruckversuche auf den horizontal belasteten Großbohrpfahl, der in der Tiefe  $z \approx 0,7 L$  einen Drehpunkt hat, übertragen. Hierbei wird im oberen Pfahlbereich ein Auflockerungsbereich, über und unter dem Pfahldrehpunkt ein Verdichtungsbereich angesetzt (Bild 55). Weiterhin erfolgt ein Vergleich der Seitendruckversuche durch das Bettungsmodulverfahren mit durchgeführten horizontalen Pfahlprobelastungen. Mit Hilfe der gemessenen Verformungslinie des Pfahls wird der Bettungsmodul der Seitendrucksonde an den Pfahl angepaßt. Bei einem Abminderungsfaktor des Bettungsmoduls der Seitendrucksonde von 40 % wurde eine Übereinstimmung der gemessenen und berechneten Pfahlkopfverformungen erreicht (Bild 57).

Um die Versuche, die für die Berechnung von horizontal belasteten Großbohrpfählen eingesetzt werden sollen, abzusichern, sollten weitere Vergleiche mit horizontalen Pfahlprobelastungen durchgeführt werden.

VERZEICHNIS DER ANLAGEN

- Anlage 1: Bodenmechanische Kenngrößen
- Anlage 2: Oedometerversuche
- Anlage 3: Triaxialversuche
- Anlage 4: Sieb- und Schlämmanalysen
- Anlage 5: Zusammenstellung der Bodenprofile, Labordaten  
und Seitendruckversuche der Versuchsbohrungen
- Anlage 6: Lagepläne der Versuchsbohrungen
- Anlage 7: Seitendruckversuche einzeln
- Anlage 8: Seitendruckversuche nach Bohrungen
- Anlage 9: Seitendruckversuche nach Bodenarten
- Anlage 10: Auswertung der Seitendruckversuche
- Anlage 11: Kontrollrechnung der räumlichen FE-Rechnung



A N L A G E 1

Bodenmechanische Kenngrößen

vollständig

# Zusammenstellung der bodenmechanischen Kenndaten

	B 1 A	B 1 A	B 1 A	B 1 A	B 1 A	B 2 A	B 2 A	B 2 A	B 2 A	B 2 A
Behung										
Entnahmetiefe [m]	1,0	3,0	4,0	6,0	1,0	2,0	3,0	3,0	4,0	4,0
Bodenart nach Ansprache	Su,t steif,	T,su, weich-	T,su, weich	Su,t, steif	S,t, halbfest	S,t, steif	Su,t, steif	Su,t, steif	Su,t, weich	Su,t, weich
Geologische Bezeichnung	Verwitterungslehm									
Kennzeichnung nach der Kornverteilung	Su,t,s, FKI	T,su, fs	T,su, fs	Su,t,s, fidi FKI	S,t,su, FKI	Su,t,s, FKI	Su,t,s, FKI	Su,t,s, FKI	Su,t,s, FKI	Su,t,s, FKI
niedrigerer Wassergehalt $w$ (%)	17,1	26,8	30,2	20,2	18,0	17,5	19	19	23	23
Konsistenzgrenzen	Fließgrenze $w_L$ (%)	36,3	53,2	56,1	40,3	30,2	35,6	35,6	36,7	36,7
	Ausfallgrenze $w_P$ (%)	13,5	18,3	19,1	16,3	21,3	15,3	15,1	16,8	16,8
Plastizitätszahl $I_p$	22,8	34,9	37,0	24,0	28,7	14,9	20,5	20,5	19,9	19,9
Konsistenzzahl $I_c$	0,84	0,76	0,70	0,84	1,11	0,85	0,81	0,81	0,69	0,69
Zustandsform	steif	weich-	weich	steif	halbfest	steif	steif	steif	weich	weich
Wasseraufnahmefähigkeit $w_{max}$ (%)										
Tenanteil (%)	32	48	48	30	32	14	32	32	28	28
Aktivitätszahl $I_A$	0,71	0,73	0,77	0,80	0,9	1,06	0,64	0,64	0,71	0,71
Kalkgehalt (%)	18,1/19,6	2,1	3,0/4,9	9,5/10,6	0,9	46,5/48,9	21,7/22,8	13,4/16,0		
Nichte des feuchten Bodens $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	21,0/21,4	18,9/19,7	19,1/19,5	20,7/20,9	18,6/19,4	19,6	20,3/21,3	19,2/19,5		
Ödömeter- Anlage Nr. Zustandskurve Anlage Nr.										
$\phi'$ (Grad)	34,2	32,6	23,6	25,9	18,8		30,0	30,0	30,6	30,6
$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	24	22	29	15	25		29	29	0	0

# Zusammenstellung der bodenmechanischen Kenndaten

Bohrung	B 4 A	B 4 A	B 4 A	B 4 A	B 4 A	B 4 A	B 4 A	B 4 A	B 4 A	B 4 A	B 4 A	B 4 A
Erntehaftiefe (m)	0,5	1,0	1,9	2,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
Bödenart nach Ansprache	Su,t, steif	Su,t, steif	Su,t, steif-halbfest									
Geologische Bezeichnung	Auenlehm	Auenlehm	Knollenmergel									
Kennzeichnung nach der Kornverteilung												
natürlicher Wassergehalt $w$ (%)	36,3	42,8	24,7	16,4	20,7	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5	21,8
Konsistenzgrenzen												
Fließgrenze $w_L$ (%)												
Austiegsgrenze $w_p$ (%)												
Plastizitätszahl $I_p$												
Konsistenzzahl $I_c$												
Zustandsform												
Wasseraufnahmefähigkeit $w_{max}$ (%)												
Tenanteil (%)												
Aktivitätzahl $I_A$												
Kalkgehalt (%)												
Wichte des feuchten Bodens $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )												
Setzungskurve												
Oedometer- versuch												
Zeitsetzungskurve												
Anlage Nr.												
$\phi'$ (Grad)												
$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )												

# Zusammenstellung der bodenmechanischen Kenndaten

Bezeichnung	B 4 C	B 4 C	B 4 C	B 4 C	B 4 C	B 4 C	B 4 C	B 4 C	B 5 A	B 5 A	B 5 A	B 5 A	B 5 A
Entnahmetiefe (m)	0,8 B U	2,0 B U	2,6 B U	3,4	0,5 B U	2,4	3,0 B U	3,9 B U					
Bödenart nach Ansprache	Su,t, steif	Su, steif	Su, steif	Su, steif	Su, steif	Su, steif	Su, steif	Su, steif	Su, steif	Su, steif	Su, steif	Su, steif	Su, steif
Geologische Bezeichnung	Auenlehm	Knollenmergel	Knollenmergel	Knollenmergel	Auenlehm	Knollenmergel							
Kennzeichnung nach der Kornverteilung	T,s,u	Su,t,fs'	Su,t,s'	Su,t,s	Su,t,fs	Su,t,s	S,t,su,k	S,t,s	S,t,su,k	S,t,s	S,t,s	S,t,s	S,t,s
natürlicher Wassergehalt w (%)	6400	4510	3610	2620	4600	2620	1351	3610	1351	3610	3610	3610	3610
Pliesgrenze	30,9	22,5	20,2	18,0	28,2	18,0	15,3	14,9	15,3	14,9	14,9	14,9	14,9
Konsistenzgrenzen	69,5	35,2	29,9	28,4	53,0	28,4	28,9	35,2	28,9	35,2	35,2	35,2	35,2
Plastizitätszahl I <sub>p</sub>	21,2	15,3	13,5	16,1	13,5	16,1	17,2	17,1	17,2	17,1	17,1	17,1	17,1
Konsistenzzahl I <sub>c</sub>	48,3	19,9	16,4	12,3	39,5	12,3	11,7	18,1	11,7	18,1	18,1	18,1	18,1
Zustandsform	0,80 steif	0,64 weich	0,59 weich	0,85 steif	0,63 weich	0,85 steif	1,2 halbfest	1,1 halbfest	1,2 halbfest	1,1 halbfest	1,1 halbfest	1,1 halbfest	1,1 halbfest
Wasseraufnahmefähigkeit v <sub>max</sub> (%)													
Tenanteil (%)	62	40	27	19	41	19	15	28	15	28	28	28	28
Aktivitätszahl I <sub>A</sub>	0,78	0,50	0,61	0,65	0,96	0,65	0,78	0,65	0,78	0,65	0,65	0,65	0,65
Kalkgehalt (%)	0,8	24,5	26,3	25,0	1,0	25,0	67,7	24,5	67,7	24,5	24,5	24,5	24,5
Wichte des feuchten Bodens γ (t/m <sup>3</sup> )	18,4/19,5	19,9/21,2	20,4/20,6	19,1/19,7									
Ödometerversuch													
Zeitsetzungscurve													
Anlage Nr.													
φ' (Grad)	19,4	28,6	31,6		30,0								
c' (t/m <sup>2</sup> )	14	11	35		13								

# Zusammenstellung der bodenmechanischen Kenndaten

Bohrung	B 5 C	B 5 C	B 5 C	B 5 C	B 5 C	B 5 C	B 5 C	B 5 C	B 5 C	B 5 C	B 5 C	B 5 C	B 5 C
Entnahmetiefe (m)	1,0	1,35	1,8 B U	2,0	2,1 B U	2,5 B U	2,6 B U	3,0	3,0 B U				
Bödenart nach Ansprache	Su, S, steif	Su, steif	Su, steif-halbfest										
Geologische Bezeichnung	Auenlehm	Auenlehm	Knollenmergel										
Kennzeichnung nach der Kornverteilung			Su, t, S		Su, t, s, k'		Su, t, s, k						
naturlicher Wassergehalt $w$ (%)	30,7	18,5	13,4	13,5	15,1	15,8	13,1	13,3	11,8				
Fließgrenze $w_L$ (%)			34,2		41,8		32,1						
Konsistenzgrenzen $w_p$ (%)			17,2		17,7		15,5						
Plastizitätszahl $I_p$			17,0		24,1		16,6						
Konsistenzzahl $I_c$			1,22		1,11		1,14						
Zustandsform			halbfest		halbfest		halbfest						
Wasseraufnahmefähigkeit $w_{max}$ (%)													
Tonanteil (%)			22		34		23						
Aktivitätszahl $I_A$			0,77		0,71		0,72						
Kalkgehalt (%)			22,5		20,7		33,6						
Wichte des feuchten Bodens $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )					20,6		20,7/21,0						
Isotereszungscurve Oedome-er-Verzuch													
Zeitzugscurve Anlage Nr.													
$\phi'$ (Grad)													
$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )													

# Zusammenstellung der bodenmechanischen Kenndaten

Bohrung	B 5, D	B 5, D	B 5, D	B 6 A	B 6 A	B 6 A	B 6 A	B 6 A	B 6 A	B 6 A
Erntebtiefe (m)	2,5 B U	3,5 B U	3,5 B U	1,5 B U	1,9 B U	2,3 B U	2,3 B U	4,0 B U	4,0 B U	4,9 B U
Bödenart nach Anaprache	Su, steif-halbfest	Su, steif-halbfest	Su, steif-halbfest	Su, t, steif	Su, t, steif	Su, t, steif	Su, t, steif	Su, t, steif-halbfest	Su, t, steif-halbfest	Su, t, steif-halbfest
Geologische Bezeichnung	Knollenmergel	Knollenmergel	Knollenmergel	Liashangschutt	Liashangschutt	Liashangschutt	Liashangschutt	Knollenmergel	Knollenmergel	Knollenmergel
Kennzeichnung nach der Normverteilung				Su, t, s 3520	Su, t, s 3520	Su, t, s 4510	Su, t, s 4510	Su, t, s 3700	Su, t, s 3700	Su, t, s 3520
natürlicher Wassergehalt $w_N$ (%)	15,9	13,5	13,5	24,1	28,5	30,6	30,6	26,2	26,2	19,0
Fließgrenze $w_L$ (%)				40,0	42,0	57,5	57,5	35,5	35,5	35,7
Konsistenzgrenzen $w_p$ (%)				20,2	20,2	19,2	19,2	19,9	19,9	15,6
Plastizitätszahl $I_p$				19,8	21,8	38,3	38,3	15,6	15,6	20,1
Konsistenzzahl $I_c$				0,80	0,62	0,76	0,76	0,60	0,60	0,83
Zustandsform				steif	weich	weich	weich	steif	weich	steif
Wasseraufnahmefähigkeit $w_{max}$ (%)										
Tonnanteil (%)				36		45	45	26	26	30
Aktivitätszahl $I_A$				0,55		0,85	0,85	0,60	0,60	0,67
Kalkgehalt (%)				0		10,7	10,7	15,5	15,5	47,6
Wichte des feuchten Bodens $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )				19,9/20,6		19,1/19,7	19,1/19,7	19,1/20,3	19,1/20,3	19,9
Isotzsetzkurve Oedometer-Anlage Nr. versuch										
Zeitsetzkurve Anlage Nr.										
$\phi'$ (Grad)				30,9				30,4	30,4	
$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )				5				31	31	

# Zusammenstellung der bodenmechanischen Kenndaten

Bohrung	B 7 A	B 7 A	B 7 A	B 7 A	B 7 A	B 7 A	B 7 A	B 7 A	B 7 A	B 7 A	B 7 A
Erntmetiefe (m)	1,7 B U	2,3 B U	3,0 B U	3,3 B U	3,5 B U	4,1 B U	4,3	4,5 B U	5,0		
Bodenart nach Ansprache	Su, steif halbfest	Su, steif	Su, halb- fest								
Geologische Bezeichnung	Liaßhang- schutt	Knollen- mergel									
Kennzeichnung nach der Kornverteilung	Su, t, s' 3510	T, su, s' 5410	Su, t 3700	Su, t, s' 4600	Su, t, s' 4600	Su, t, s' 4600	Su, t, s' 4600	Su, t, s' 2620	Su, t, s' 2530	Su, t, s' 2530	Su, t, s' 2530
natürlicher Wassergehalt w (%)	19,7	19,1	28,1	27,4	24,0	16,4	16,3	14,5	11,3		
Fließgrenze w <sub>L</sub> (%)	50,3	53,4	42			38,4		32,4	31,8		
Konsistenz- grenzen											
Ausfallgrenze w <sub>p</sub> (%)	18,4	12,9	19,9			16,2		17,1	14,2		
Plastizitätszahl I <sub>p</sub>	31,9	40,5	22,1			22,2		15,3	17,6		
Konsistenzzahl I <sub>c</sub>	0,96	0,85	0,63			0,99		1,05	1,16		
Zustandsform	steif- halbfest	steif	weich			steif- halbfest		halb- fest	halb- fest		
Wasseraufnahmefähigkeit w <sub>max</sub> (%)											
Tenaranteil (s)	36	50	26			38		18	24		
Aktivitätzahl I <sub>A</sub>	0,89	0,81	0,85			0,58		0,85	0,73		
Kalkgehalt (s)	14,4	14,6	30,6			21,9		30,6	31,1		
Wichte des feuchten Bodens γ (tst/m <sup>3</sup> )	20,2/20,9	20,3/20,5	19,3			19,5/20,3		20,2/21,2			
Lastsetzungskurve											
Oedometer- Anlage Nr.											
Zeitsetzungskurve											
versuch Anlage Nr.											
φ' (Grad)	24,3										
c' (tst/m <sup>2</sup> )	27										



# Zusammenstellung der bodenmechanischen Kenndaten

	B 8 A	B 8 A	B 8 A	B 8 A	B 8 A	B 8 A	B 8 A	B 8 A	B 8 A	B 8 A
Bohrung										
Ertragsmetertiefe (m)	5,45	6,5 B U	7,5	8,0 B U	11,1 B U	11,5 B U	11,7 B U	12,0 B U		
Bögenart nach Ansprache	Su, steif-halbfest	Su, steif-halbfest	Su, steif-halbfest	Su, steif-halbfest	Su, weich-steif	Su, steif	Su, steif	Su, steif		
Geologische Bezeichnung	Gips-keuper	Gips-keuper	Gips-keuper	Gips-keuper	Gips-keuper	Gips-keuper	Gips-keuper	Gips-keuper		
Kennzeichnung nach der Kornverteilung	Su, t, s 2620	Su, t, s 2620	Su, t, s 2620	Su, t, s 3520	Su, t, s 2530	Su, t, s	Su, t, s 2620	Su, t, s 2620		
natürlicher Wassergehalt $w$ (%)	14,7	15,6	13,7	15,5	21,7	22,7	25,1	22,4		
Fließgrenze $w_L$ (%)		33,7		34,4	37,9		34,4			
Ausfallgrenze $w_p$ (%)		16,3		16,6	16,3		19,4			
Plastizitätszahl $I_p$		17,4		17,8	21,6		15,0			
Konsistenzzahl $I_c$		1,04		1,06	0,75		0,80			
Zustandsform		halbfest		halbfest	weich-steif		steif			
Masserufnahmefähigkeit $w_{max}$ (%)										
Tonanteil (%)		24		34	21		20			
Aktivitätszahl $I_A$		0,73		0,52	1,03		0,75			
Kalkgehalt (%)		11,9		13,5	18,7		21,8			
Wichte des feuchten Bodens $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )				19,7/20,6	20,2/20,6					
Lastsetzungskurve										
Oedometer-Anläufe Nr. versuchs										
Zeitsetzungskurve										
Anläufe Nr.										
$\phi'$ (Grad)										
$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )										

# Zusammenstellung der bodenmechanischen Kenndaten

Bezeichnung	B 9 A	B 9 A	B 9 A	B 9 A	B 9 A	B 9 B	B 9 B	B 9 B	B 9 B
Erdbauteiefe (m)	1,4 B U	2,4 B U	3,0 B U	3,0 B U	3,0	1,5 B U	2,5 B U	3,0	
Bodenart nach Anprache	Su,fs								
Geologische Bezeichnung	Tallehm								
Kennzeichnung nach der Kornverteilung									
natürlicher Wassergehalt $w$ (%)	25,0	26,6	24,2	20,4	22,3	25,1	22,5		
Pliesgrenze $w_p$ (%)									
Konsistenz- grenzen									
Ausfallgrenze $w_p$ (%)									
Plastizitätszahl $I_p$									
Konsistenzzahl $I_c$									
Zustandsform									
Wasseraufnahmefähigkeit $w_{max}$ (%)									
Tenanteil (%)									
Aktivitätszahl $I_A$									
Kaligehalt (%)									
Wichte des feuchten Bodens $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )									
Leistungs-kurve									
Oedometer- versuch									
Anlage Nr.									
$\phi'$ (Grad)									
$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )									

# Zusammenstellung der bodenmechanischen Kenndaten

Bohrung	B 9 C	B 9 C	B 9 C	B 9 C	B 3 A	B 3 A	B 3 A
Entnahmetiefe (m)	1,5 B	2,5 B	U	3,0	1,0	2,0	4,0
Bödenart nach Ansprache	Su,fs	Su,fs	Su,fs	Su,fs	Su,t steif	Su,t steif	Su,t halbsteif
Geologische Bezeichnung	Tallehm	Tallehm	Tallehm	Tallehm	Verwitterungslehm		
Kennzeichnung nach der Kornverteilung	Su,t,s	S,t,su	S,t,su	S,t,su			
naturlicher Wassergehalt $w$ (%)	35,20	33,40	21,70	21,70			
Fließgrenze $w_L$ (%)	22,9	24,7	23,2	23,2	26,0	21,9	13,2
Auflösgrenze $w_P$ (%)	40,9	40,9	26,4	26,4			
Plastizitätszahl $I_P$	13,1	13,1	16,3	16,3			
Konsistenzgrenze $I_C$	27,8	27,8	10,1	10,1			
Zustandsform	weich	0,58	0,32	0,32			
Wasseraufnahmefähigkeit $w_{max}$ (%)		weich	breiig	breiig			
Tonnanteil (%)	28	30	16	16			
Aktivitätsszahl $I_A$	0,93	0,93	0,63	0,63			
Kalkgehalt (%)	0,7	0,4	0	0			
Wichte des feuchten Bodens $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19,6/19,9	20,1					
Setzungskurve							
Cedometer-Anlage Nr.							
Zeitsetzungs-kurve							
Anlage Nr.							
$\phi'$ (Grad)		25,6					
$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )		21					

# Zusammenstellung der bodenmechanischen Kenndaten

	B 10 A	B 10 A	B 10 A	B 10 A/B	B 10 B	B 10 B	B 10 B	B 10 B	B 10 B
Bohrung	4,30	7,10	7,60	2,4...4,2	4,70	6,10	7,50	8,90	10,70
Erdbornmetiefe (m)									
Bodenart nach Ansprache	Su,t,s' steif braun	Su,t,s' steif blau-gr.	Su,t,s' steif blau-gr.	K,s,sl	Su,t,s' steif braun	Su,t,s' steif blau-gr.	Su,t,s' steif blau-gr.	Su,t,s' steif blau-gr.	Su,t,s' steif blau-gr.
Geologische Bezeichnung	Seeton	Seeton	Seeton	Innkies	Seeton	Seeton	Seeton	Seeton	Seeton
Kennzeichnung nach der Normverteilung	Su,T 4600			K,su,s,sl oo28		Su,T 4600	Su,T 4600	Su,T 4600	Su,T 4600
naturlicher Wassergehalt w (%)	25,7	25,9	23,5		26,1	25,2	24,8	26,4	22,5
Fließgrenze $v_L$ (%)	38,3	40,3	39,5		40,4	39,3	36,9	37,5	34,8
Konsistenzgrenzen $v_p$ (%)	19,7	22,2	20,5		22,1	19,7	21,5	19,1	19,1
Plastizitätszahl $I_p$	18,6	18,1	19,0		18,3	19,6	15,4	18,4	15,7
Konsistenzzahl $I_c$	0,68	0,80	0,84		0,78	0,72	0,78	0,60	0,79
Zustandsform	weich	steif	steif		weich-st.	weich-st.	weich-st.	weich	weich-st.
Wasseraufnahmefähigkeit $v_{max}$ (%)									
Tonanteil (%)	43					42	40	45	38
Aktivitätszahl $I_A$	0,43					0,47	0,39	0,41	0,41
Kalkgehalt (%)									
Wichte des feuchten Bodens $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,1	20,3	20,1		20,4	20,4	20,2	20,6	20,8
Leistungskurve									
Oedometer-Anlage Nr. versuch									
Zeitsetzungskurve Anlage Nr.									
$\phi'$ (Grad)	30,2	26,4				32,9	27,7	31,7	34,8
$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	21	73				27	20	48	21

# Zusammenstellung der bodenmechanischen Kenndaten

Bohrung								
Ertiefe (m)	6,00	7,50	B 10 C	B 10 C	B 10' C	11,00		
Bodenart nach Anprache	Su,t,s' steif blau-gr.	Su,t,s' steif blau-gr.	Seeton	Seeton	Su,t,s' steif blau-gr.	Seeton		
Geologische Bezeichnung	Seeton	Seeton						
Kennzeichnung nach der Kornverteilung								
natürlicher Wassergehalt w (%)	24,8	25,6			22,0			
Fließgrenze $w_L$ (%)	39,7	37,5			36,4			
Ausfallgrenze $w_P$ (%)	22,1	22,3			20,0			
Plastizitätszahl I <sub>p</sub>	17,6	15,2			16,4			
Konsistenzzahl I <sub>c</sub>	0,85	0,78			0,87			
Zustandsform	steif	weicht-st.			steif			
Wasser aufnehmenfähigkeit $w_{max}$ (%)								
Tonanteil (%)								
Aktivitätszahl I <sub>A</sub>								
Kalkgehalt (%)								
Wichte des feuchten Bodens $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19,8	20,3			21,0			
Lastsetzungskurve Oedometer- versuch Anlage Nr.								
$\phi'$ (Grad)	27,1							
$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	32							

A N L A G E 2

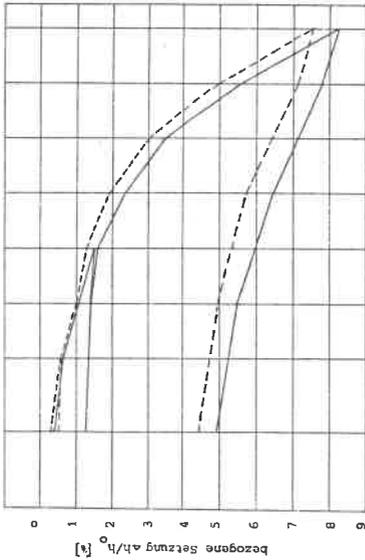
Oedometerversuche

auszugsweise

Zusammenstellung der Oedometerversuche

Bohrung: B 4 A z = 3,0 [m]  
 Bodentart: Su, t, s (Koclemergel)  
 Einbauwassergehalt w = 20,9/18,7 [%]  
 Wichte des feuchten Bodens  $\gamma = 20,8$  [kN/m<sup>3</sup>]

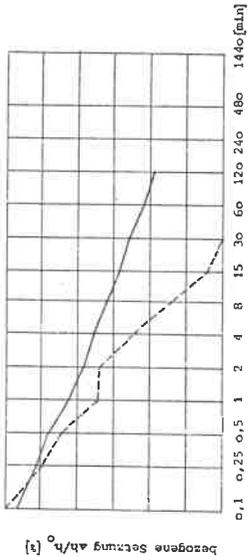
Last-Setzungs-Diagramm ( ————— vertikal, - - - horizontal)



Steifszahl  $E_s$  im Lastbereich: 0,05...0,1 [kN/m<sup>2</sup>]: 6,8 / 8,1 [kN/m<sup>2</sup>]  
 0,1...0,2 [kN/m<sup>2</sup>]: 8,0 / 9,2 [kN/m<sup>2</sup>]  
 0,2...0,4 [kN/m<sup>2</sup>]: 9,6 / 10,2 [kN/m<sup>2</sup>]  
 0,4...0,1 [kN/m<sup>2</sup>]: [kN/m<sup>2</sup>]  
 0,025...0,1 [kN/m<sup>2</sup>]: [kN/m<sup>2</sup>]

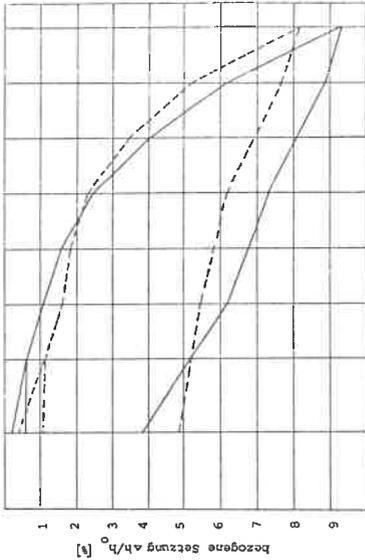
Wiederbelastung: 0,05...0,1 [kN/m<sup>2</sup>]: [kN/m<sup>2</sup>]  
 0,025...0,1 [kN/m<sup>2</sup>]: [kN/m<sup>2</sup>]

Zeit-Setzungs-Diagramm bei  $\sigma =$  kN/m<sup>2</sup> ( ————— v, - - - h)



Bohrung: B 4 C z = 0,8 [m]  
 Bodentart: T, Su (Auenlehm)  
 Einbauwassergehalt w = 38,3/29,4 [%]  
 Wichte des feuchten Bodens  $\gamma = 19,8$  [kN/m<sup>3</sup>]

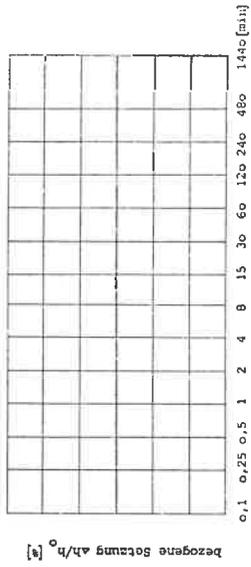
Last-Setzungs-Diagramm ( ————— vertikal, - - - horizontal)



Steifszahl  $E_s$  im Lastbereich: 0,05...0,1 [kN/m<sup>2</sup>]: 5,7 / 9,8 [kN/m<sup>2</sup>]  
 0,1...0,2 [kN/m<sup>2</sup>]: 6,3 / 8,9 [kN/m<sup>2</sup>]  
 0,2...0,4 [kN/m<sup>2</sup>]: 9,1 / 11,6 [kN/m<sup>2</sup>]  
 0,4...0,1 [kN/m<sup>2</sup>]: [kN/m<sup>2</sup>]  
 0,025...0,1 [kN/m<sup>2</sup>]: [kN/m<sup>2</sup>]

Wiederbelastung: 0,05...0,1 [kN/m<sup>2</sup>]: [kN/m<sup>2</sup>]  
 0,025...0,1 [kN/m<sup>2</sup>]: [kN/m<sup>2</sup>]

Zeit-Setzungs-Diagramm bei  $\sigma =$  kN/m<sup>2</sup> ( ————— v, - - - h)



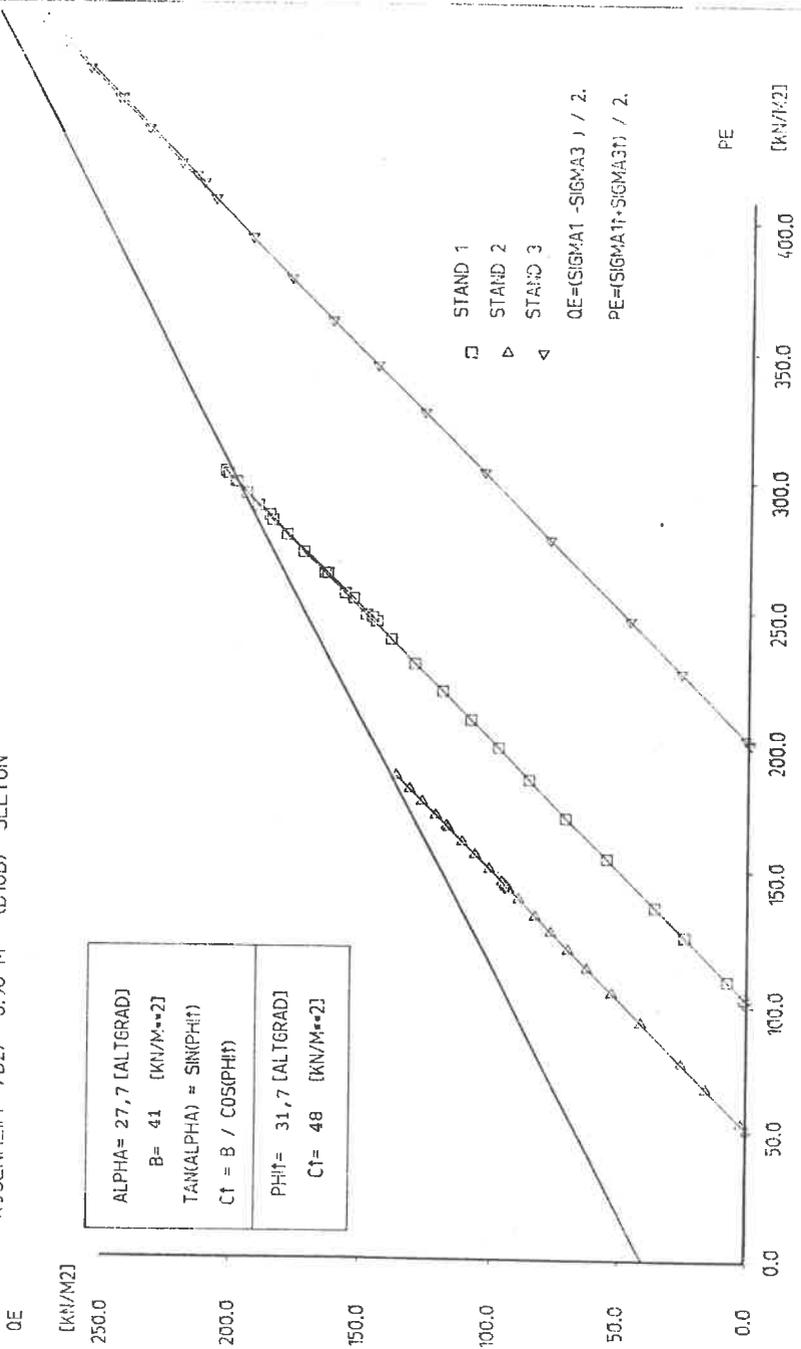
A N L A G E 3

Triaxialversuche

auszugsweise

# DREIAXIALVERSUCH

ROSENHEIM /B2/ 8.90 M (B10B) SEETON



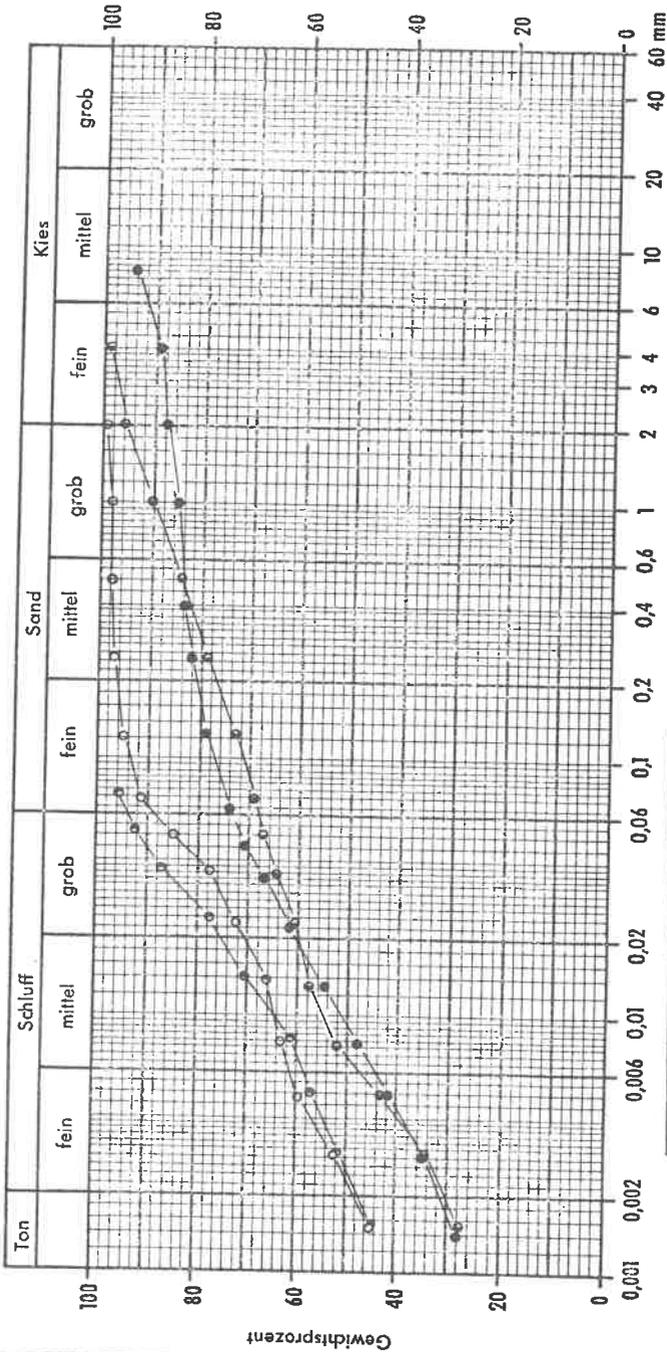
A N L A G E 4

Sieb- und Schlämmanalyse

auszugsweise

# Kornverteilung

Versuchsdurchführung nach DIN 18123



Bohrung	B 1A	B 1A	B 1A	●
Tiefe (m)	1,00	3,00	4,00	○
Bodenart	t,s',k'st	sū, st	E,fs'su	◐

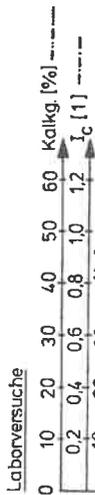
A N L A G E            5

Zusammenstellung der Bodenprofile, Labordaten und  
Seitendruckversuche der Versuchsbohrungen

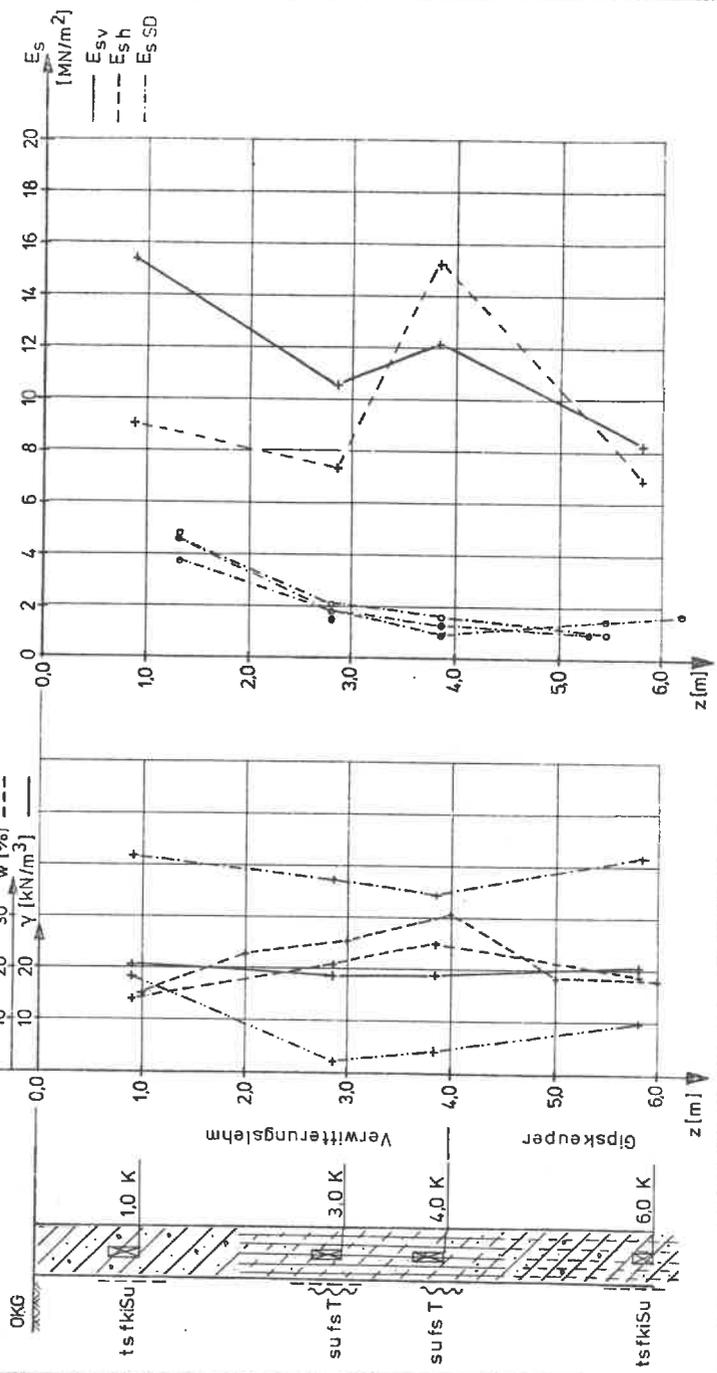
# Bohrung : B 1 A, B, C

Bodenprofil

Laborversuche

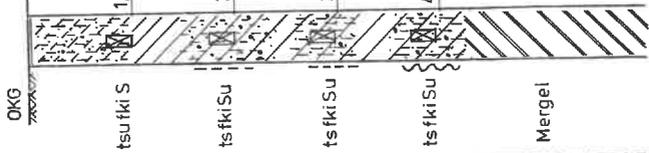


Steifemodul im Lastbereich 0,1...0,2 [MN/m<sup>2</sup>]  
 h=horizontal  
 v=vertikal  
 SDS = Seitendrucksonde

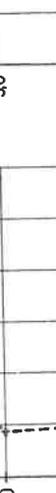
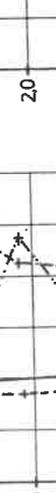
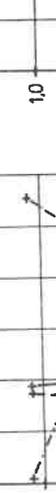
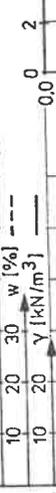
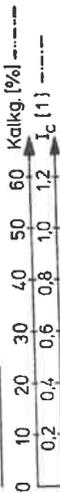


# Bohrung : B 2 A,B

Bodenprofil

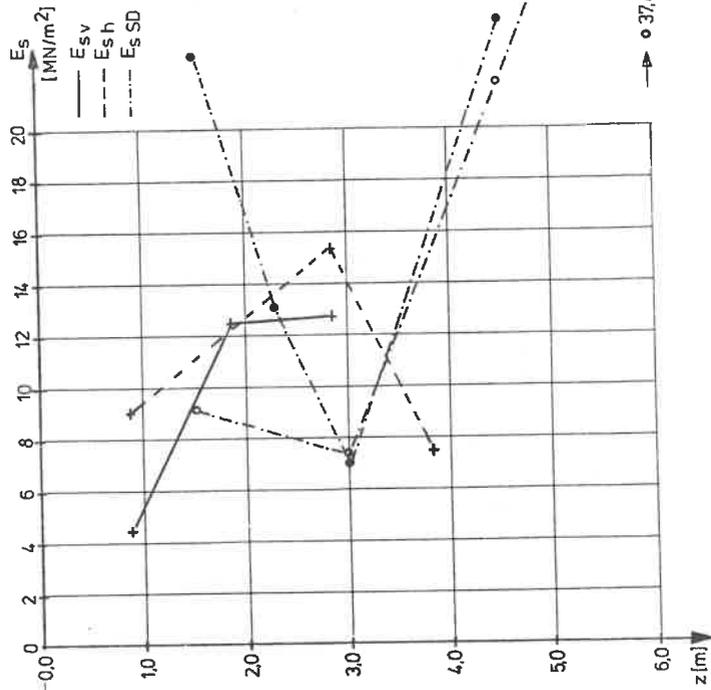


Laborversuche



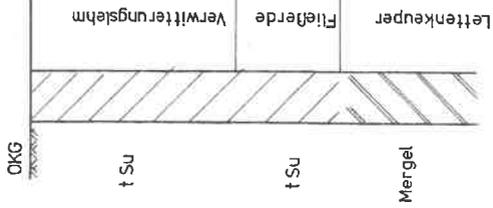
Steifemoduln im Lastbereich 0.1...0.2 [MN/m<sup>2</sup>]

h=horizontal  
v=vertikal  
SDS=Seitendrucksonde

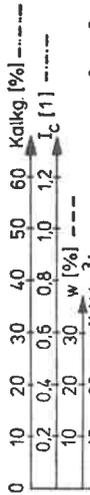


# Bohrung : B 3 A

Bodenprofil

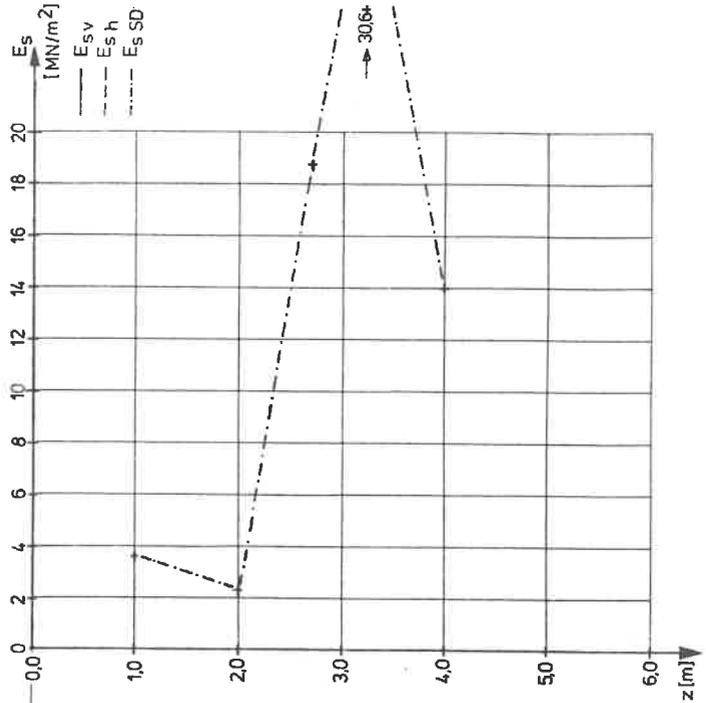


Laberversuche



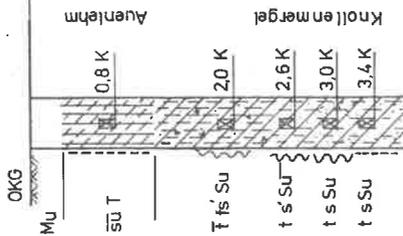
Stiefemoduln im Lastbereich 0.1...0.2 [MN/m<sup>2</sup>]

h = horizontal  
v = vertikal  
SDS = Seitendrucksonde



# Bohrung : B 4 A.B.C

## Bodenprofil

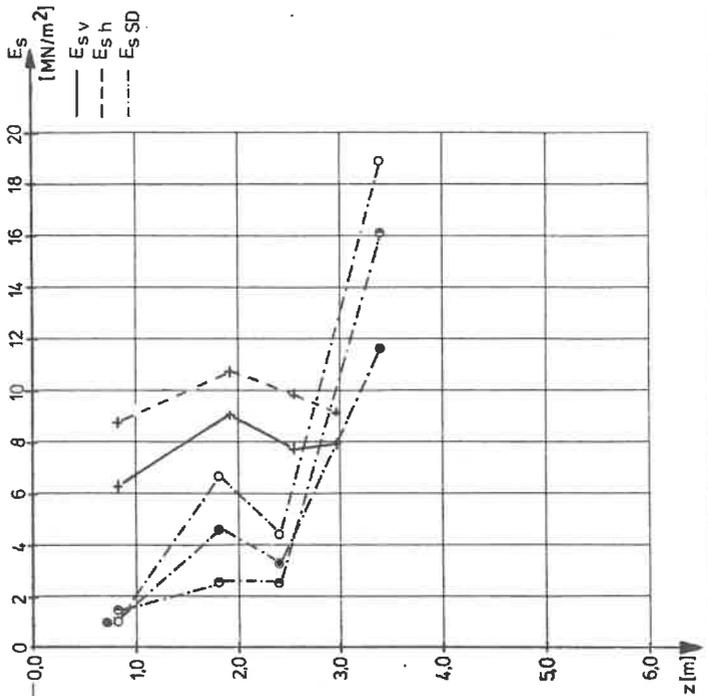


## Laborversuche



## Steifemoduln im Lastbereich 0.1...0.2 [MN/m²]

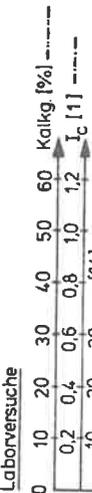
h = horizontal  
v = vertikal  
SDS = Seitendrucksonde



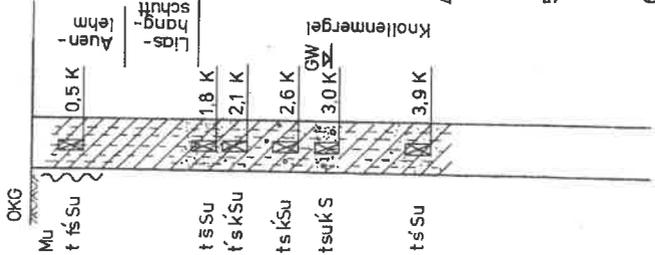
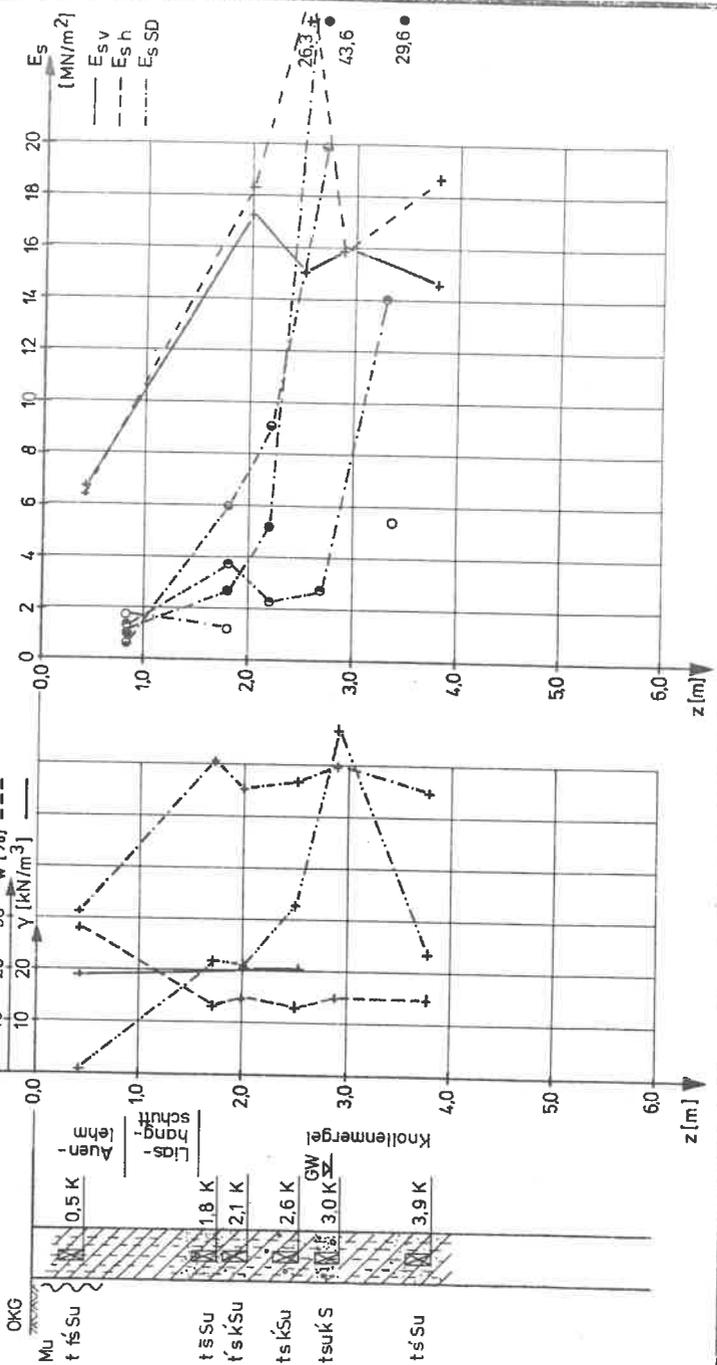
# Bohrung : B 5 A.B.C.D

Bodenprofil

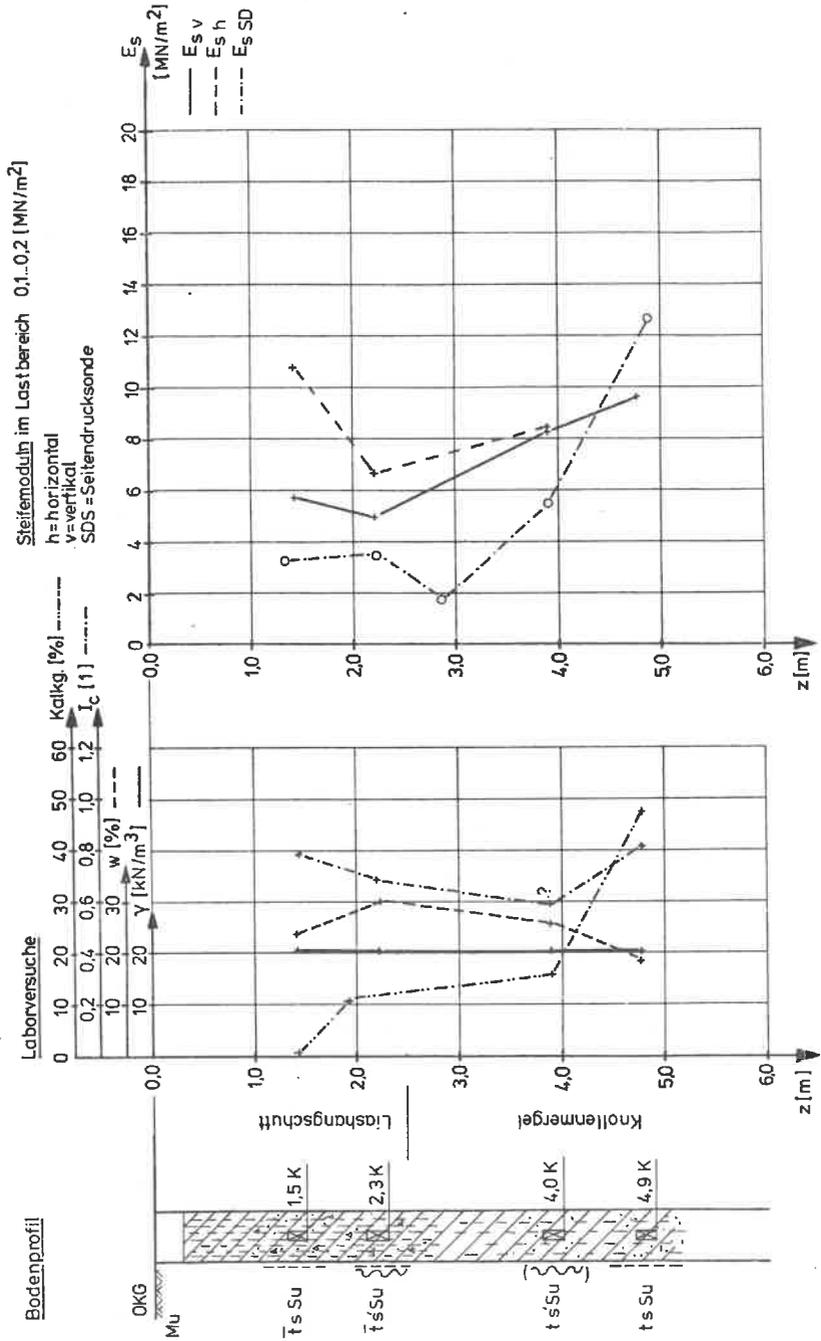
Laborversuche



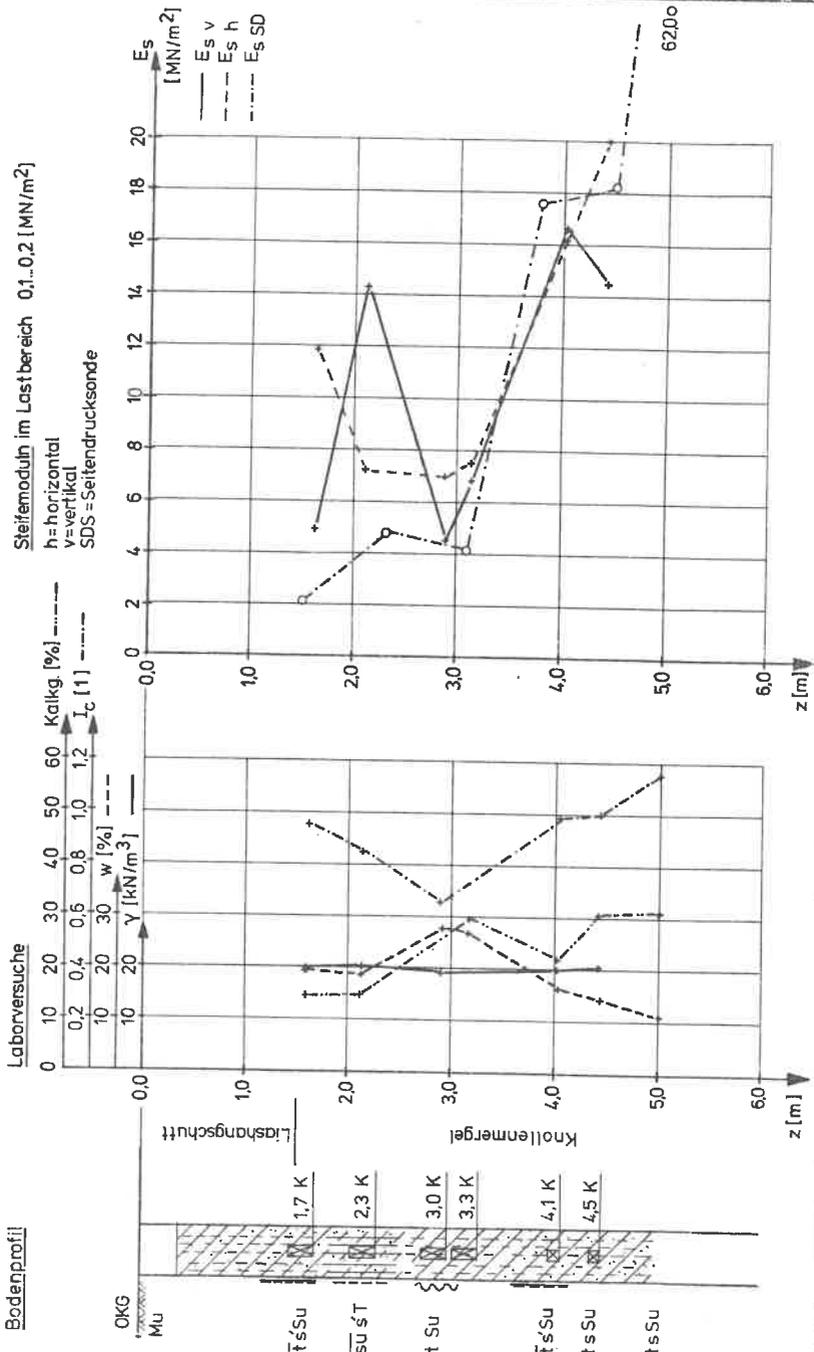
Steifemoduln im Lastbereich 0,1...0,2 [MN/m<sup>2</sup>]  
 h = horizontal  
 v = vertikal  
 SDS = Seitendrucksonde



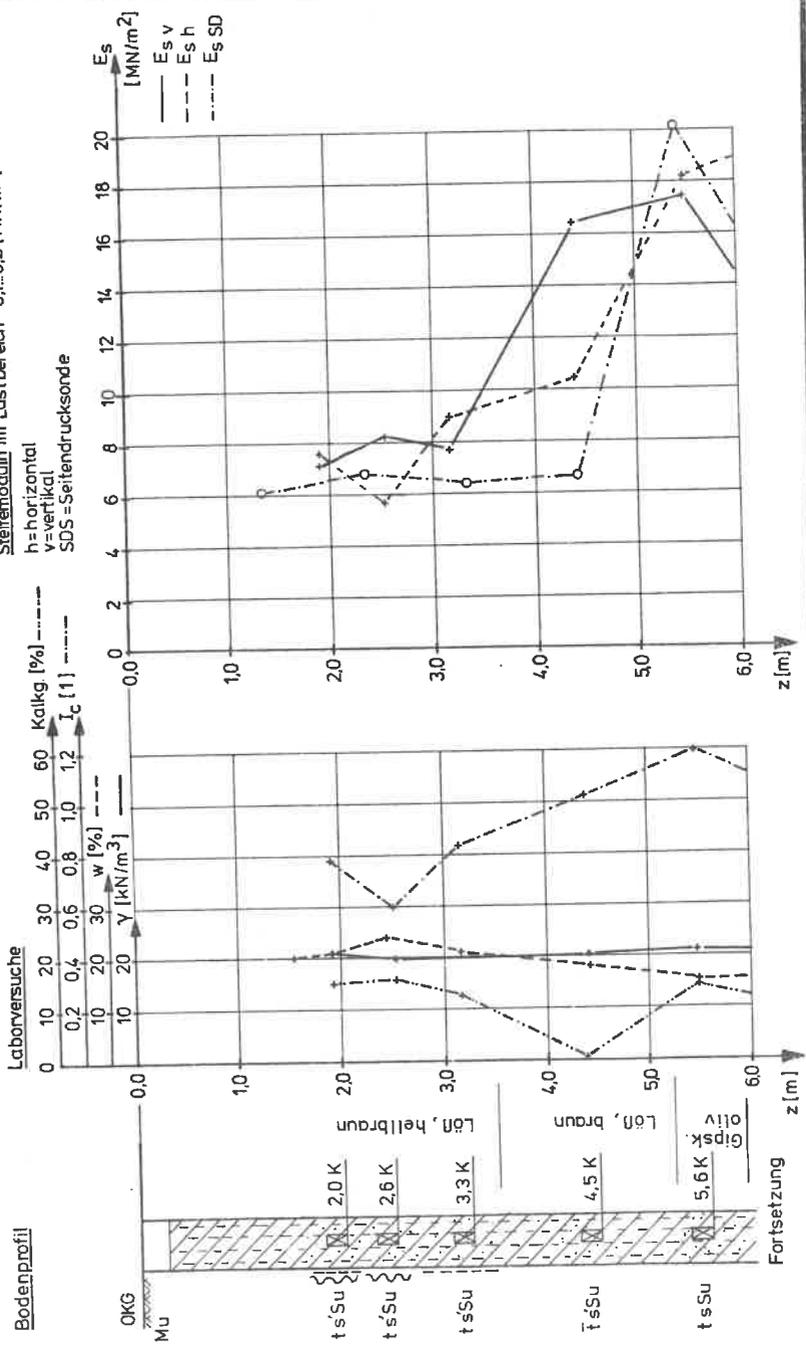
# Bohrung : B 6 A



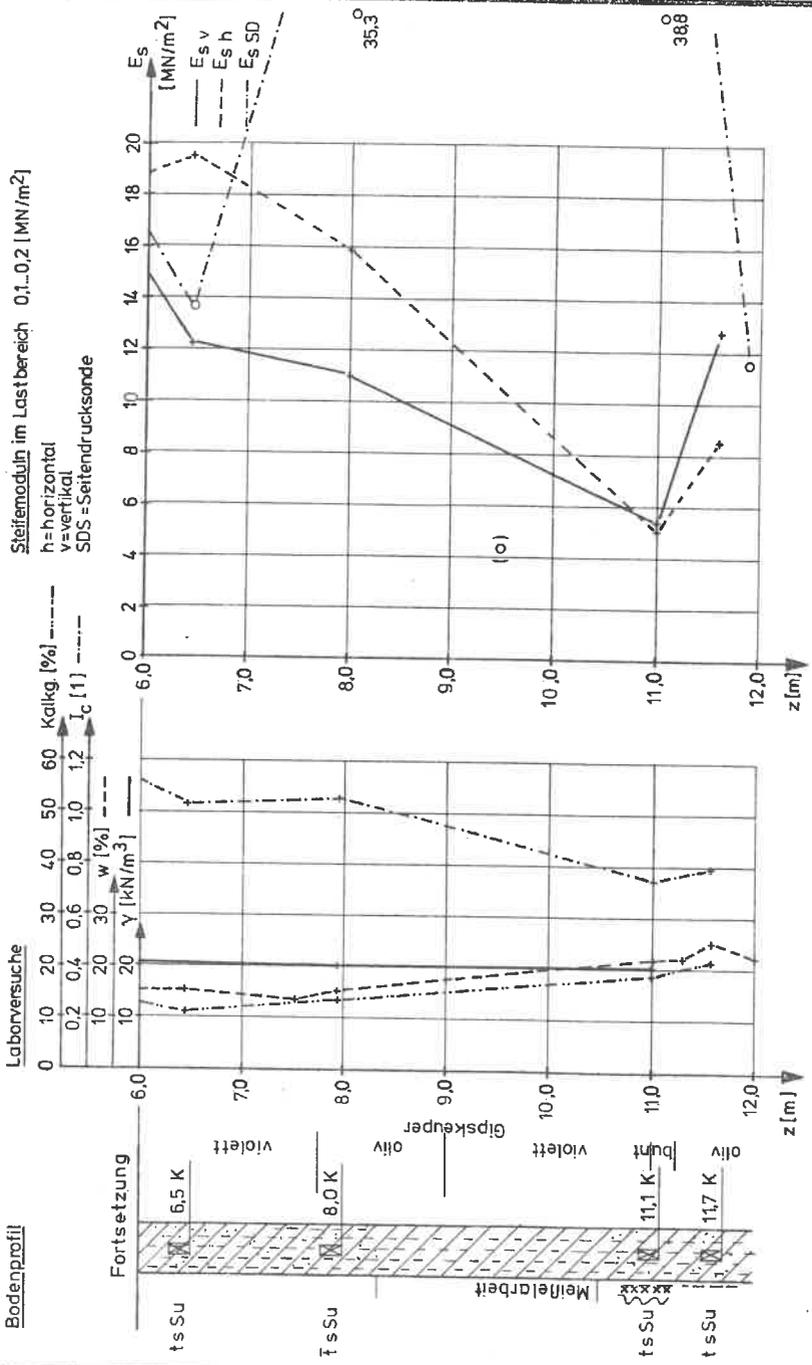
# Bohrung: B 7 A



# Bohrung : B 8 A Teil 1

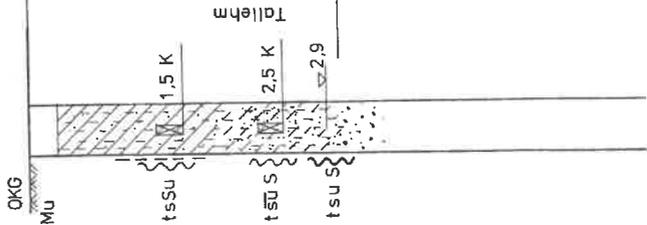


# Bohrung : B 8 A Teil 2

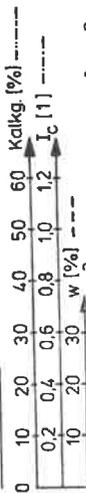


# Bohrung : B 9 A, B, C

Bodenprofil



Laborversuche

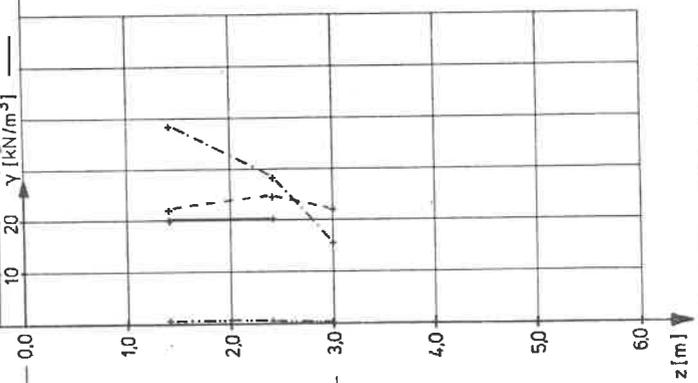
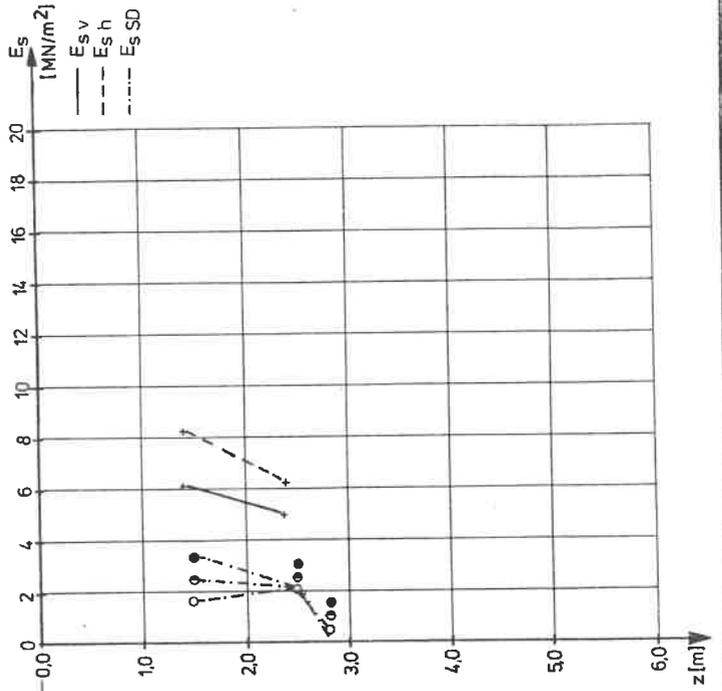


Steifemoduln im Lastbereich 0,1...0,2 [MN/m²]

h = horizontal

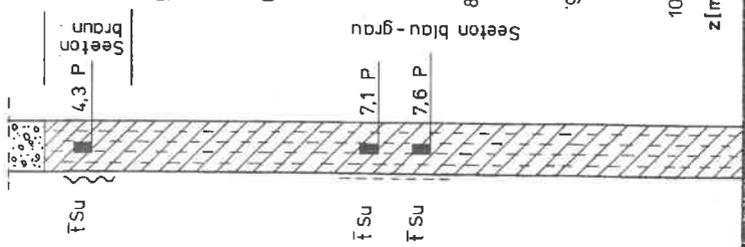
v = vertikal

SDS = Seitendrucksonde

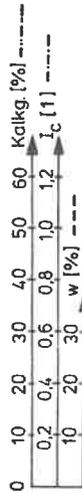


# Bohrung : B 10 A

Bodenprofil

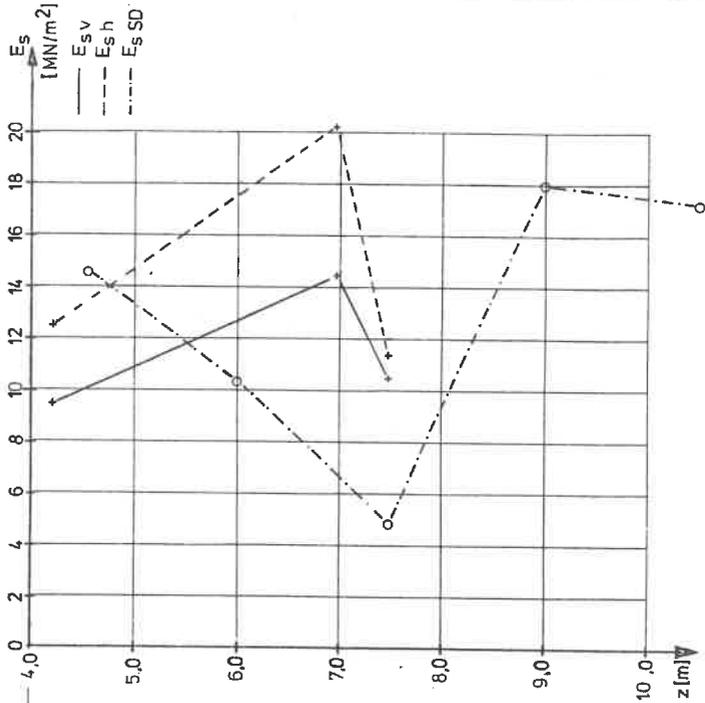


Laborversuche



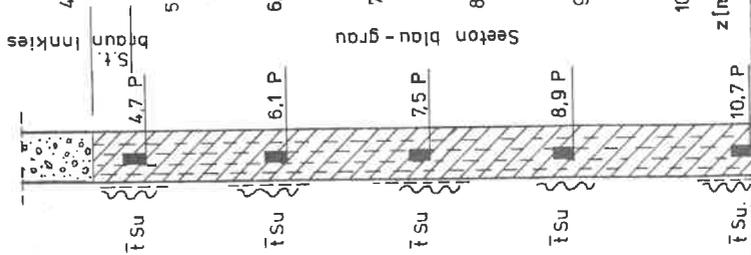
Steifemoduln im Lastbereich 0,1...0,2 [MN/m²]

h = horizontal  
v = vertikal  
SDS = Seitendrucksonde

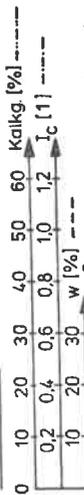


# Bohrung : B 10 B

Bodenprofil

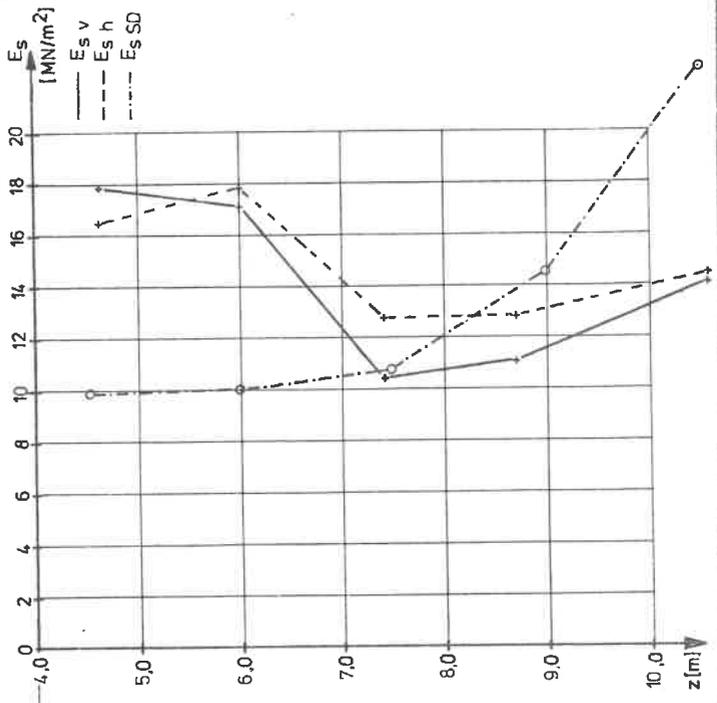


Laborversuche



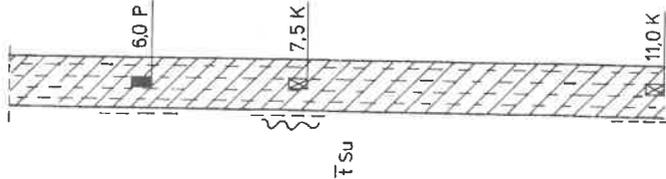
Steifemodul im Lastbereich 0,1...0,2 [MN/m<sup>2</sup>]

h = horizontal  
v = vertikal  
SDS = Seitendrucksonde

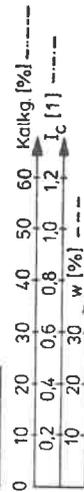


# Bohrung : B 10 C

Bodenprofil

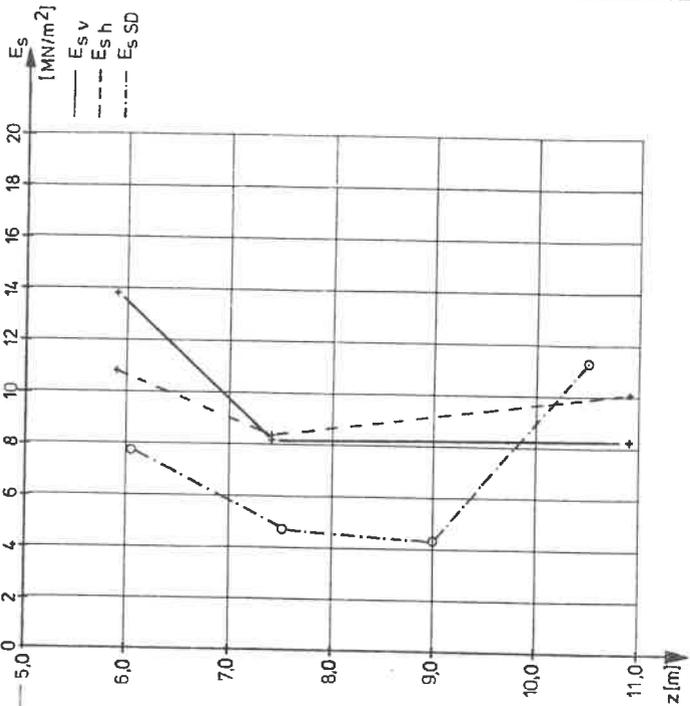


Laborversuche



Steifenmodul im Lastbereich 0.1..0.2 [MN/m²]

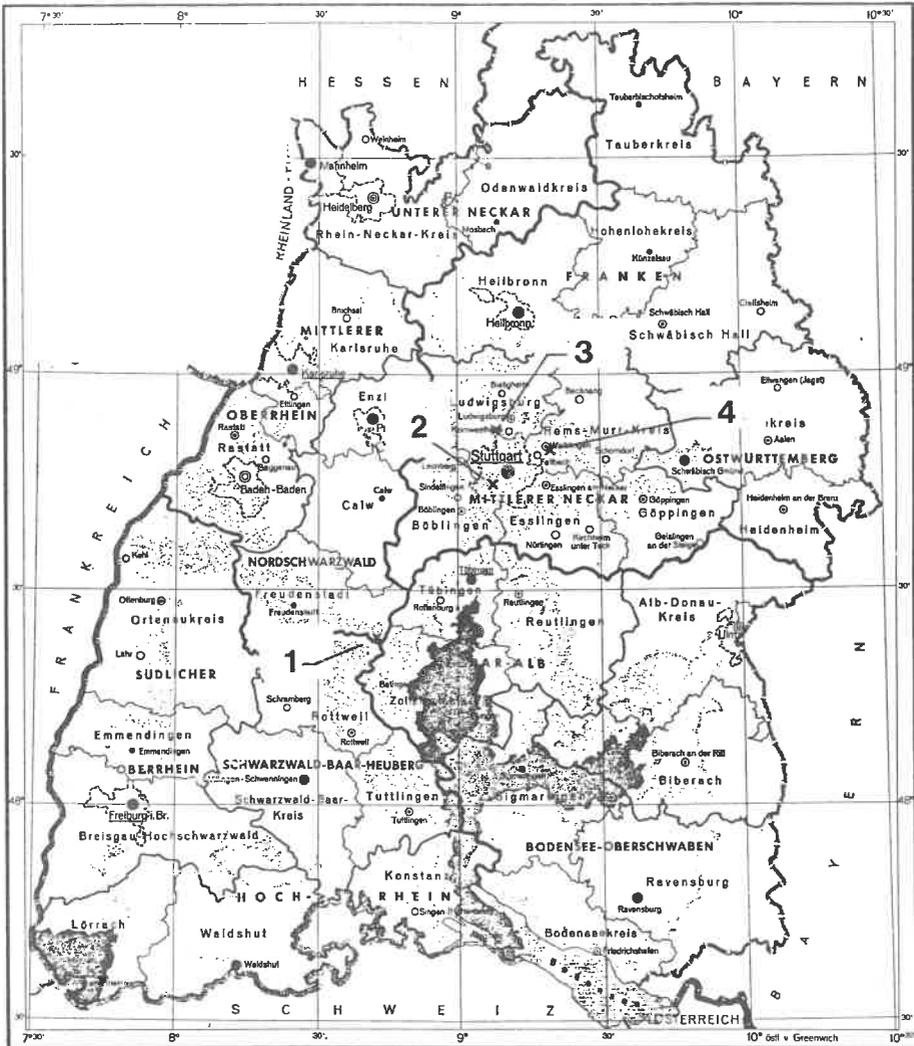
h=horizontal  
v=vertikal  
SDS=Seitendrucksonde



A N L A G E      6

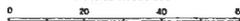
Lagepläne der Versuchsbohrungen

# Baden-Württemberg



Eroberbezonen: Landesarbeitsdienst Baden-Württemberg  
 Kartographie: Landesvermessungsamt Baden-Württemberg

Maßstab 1:1300000



Kartogrundlage: Kreisarte von Baden-Württemberg 1:1800000  
 (Stand 1.1.1973),  
 herausgegeben vom Landesvermessungsamt Baden-Württemberg

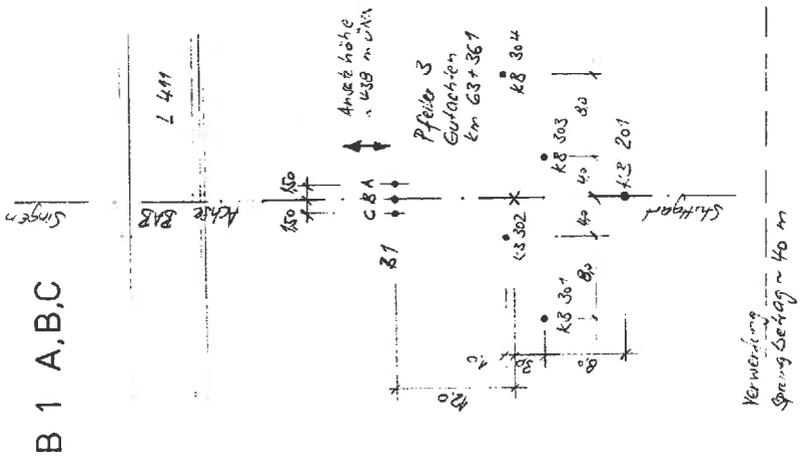
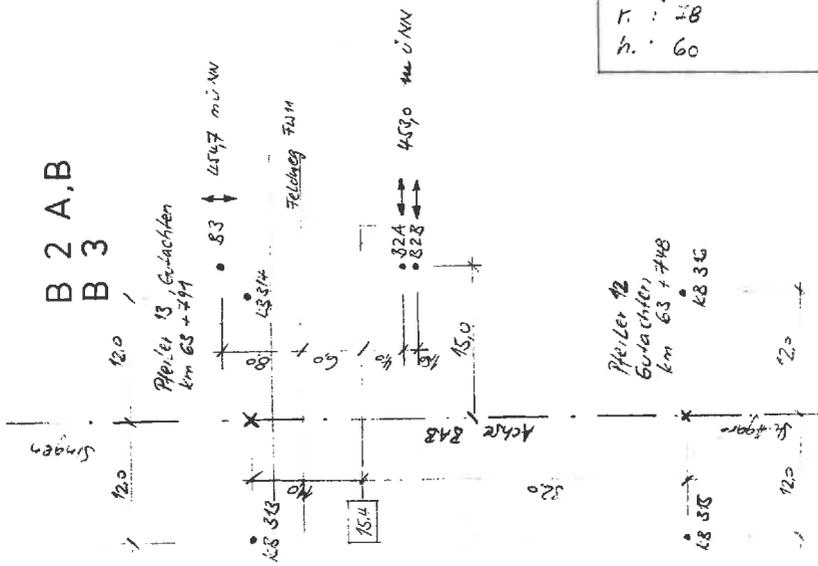
- 1 B 1, B 2, B 3
- 2 B 4, B 5, B 6, B 7
- 3 B 8
- 4 B 9

Zu Anlage 6: Lage der Versuchsbohrungen

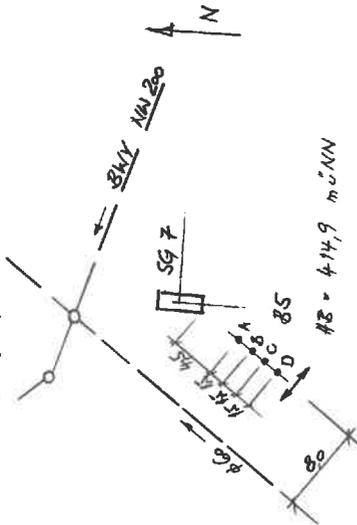
Lageplan der Versuchsbohrungen

M. = 1:500

Topographische Karte 7619  
 r. : 78  
 h. : 60

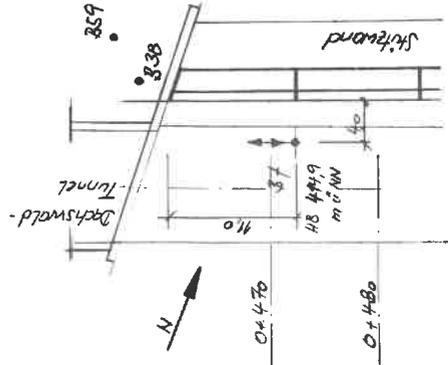


B 5 A,B,C,D



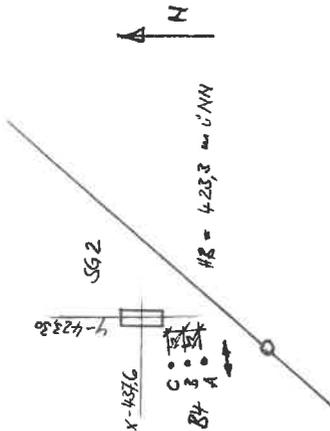
r.: 04  
h.: 10

B 7



r.: 08 + 300  
h.: 00 + 700

B 4 A,B,C



r.: 04 + 100  
h.: 01 - 10

B 6

Der Baugrund von Stuttgart  
Blatt 53 - 2

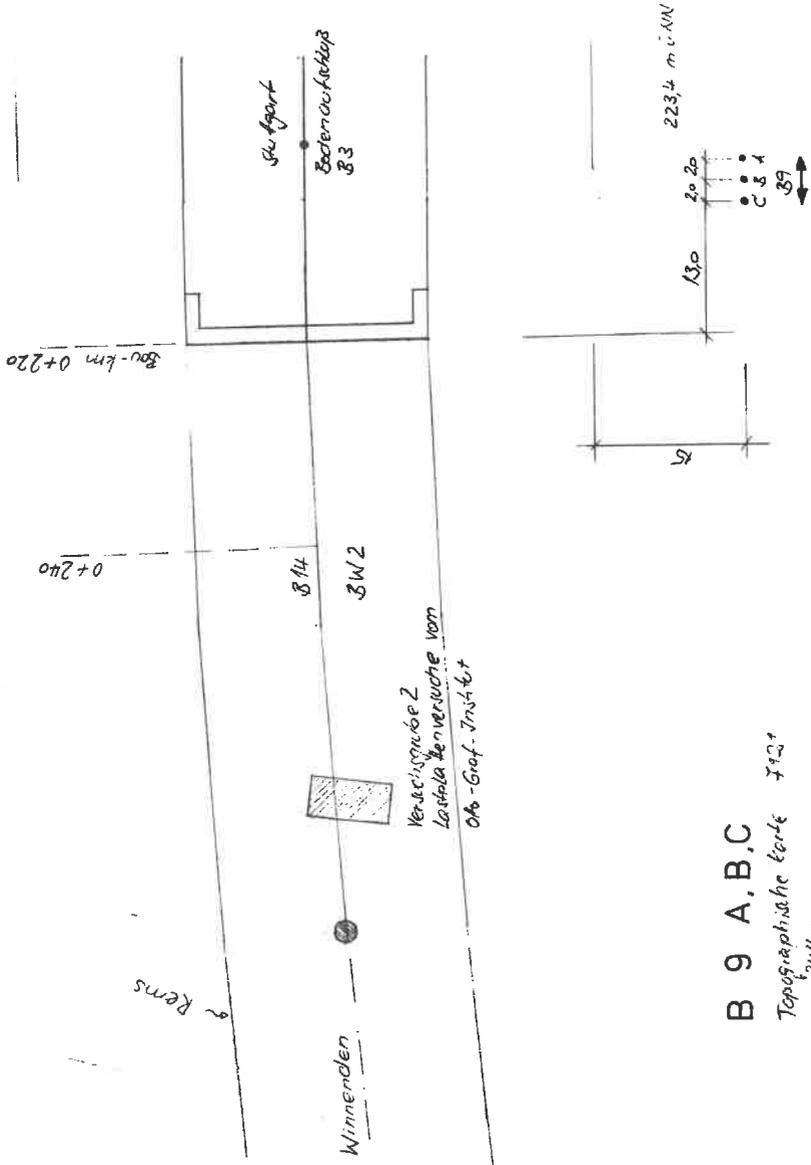
X = +25080 m

Y = + 3460 m

HB = 430 m üNN

Lageplan der Versuchsbohrungen

M. = 1:500



B 9 A, B, C

721

Topographische Karte

r.: 24400

h.: 7700

Lageplan der Versuchsbohrungen

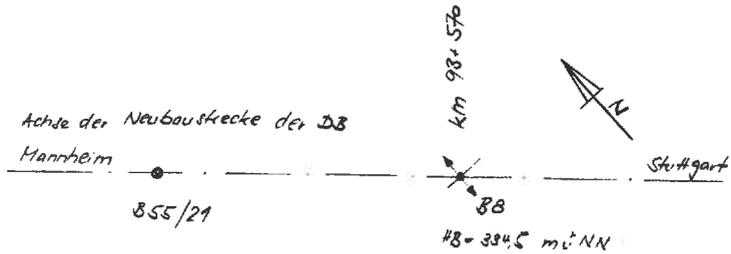
M. = 1:500

B 8

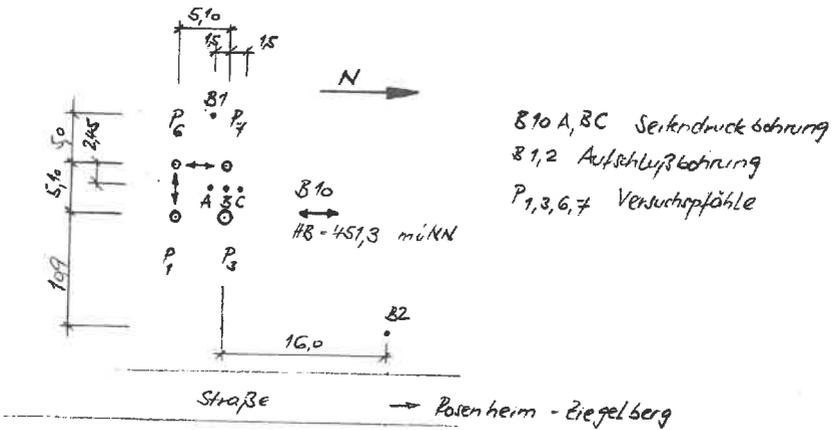
Topographische Karte 7120

t.: 9600

h.: 74700



B 10 A,B,C



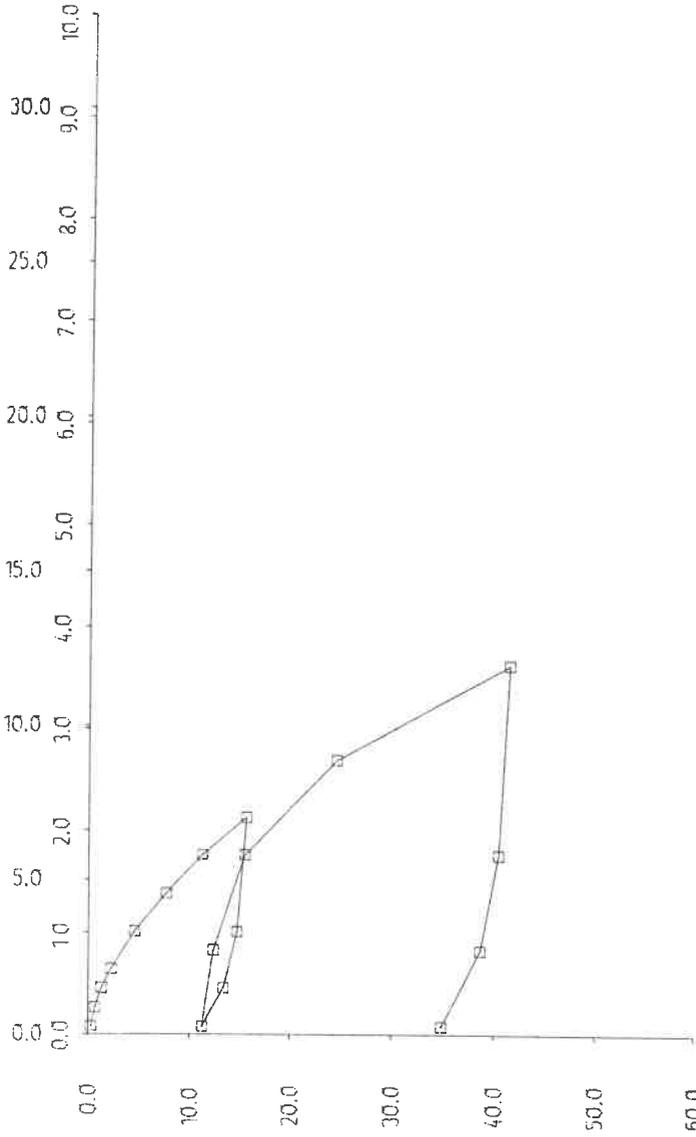
A N L A G E            7

Seitendruckversuche einzeln

auszugsweise

MUEHLBACHTAL B 1 B Z=6.20 M GIPSKEUPER 25.6.75 15.30 UHR

PSDS (KN)  
SIGX \* 100  
(KN/M2)



SM 3/8

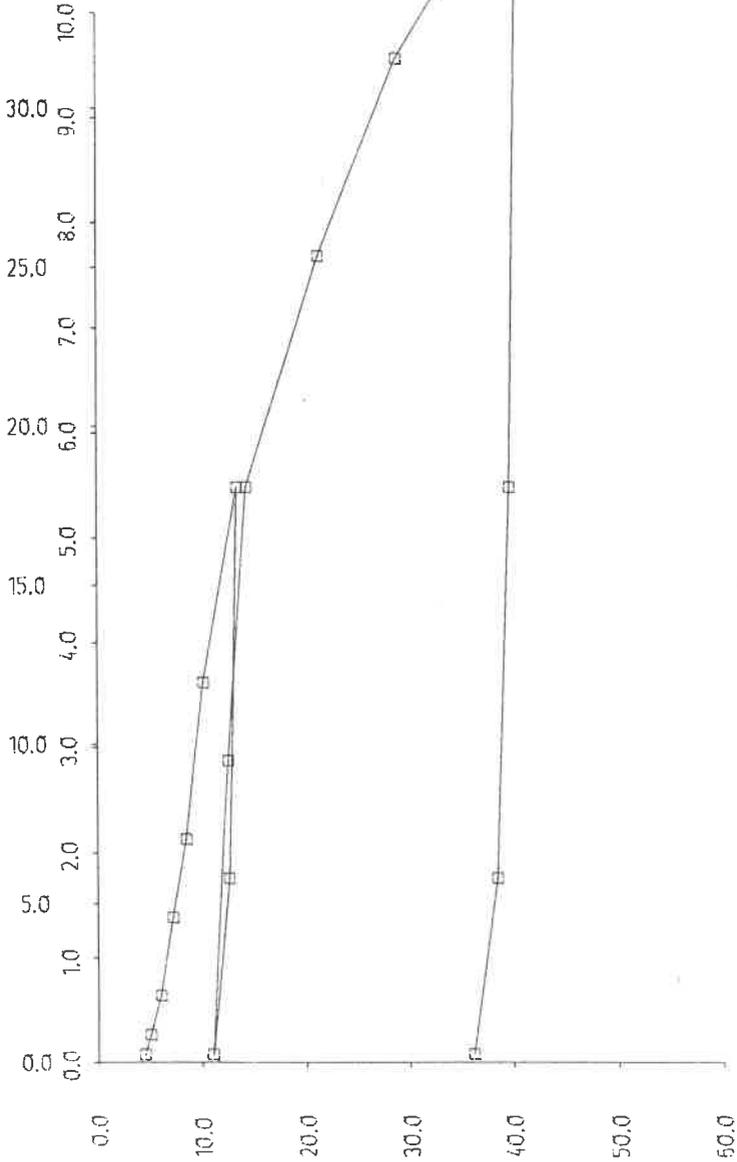
ANLAGE-NR.

7.9

UGES  
(MM)

MUEHLBACHTAL B 2 A Z=1.50 M VERWITTERUNGSLIHM 26.6.75 14.37 UHR

PSDS (KN)  
SIGX \* 100  
(KN/M2)

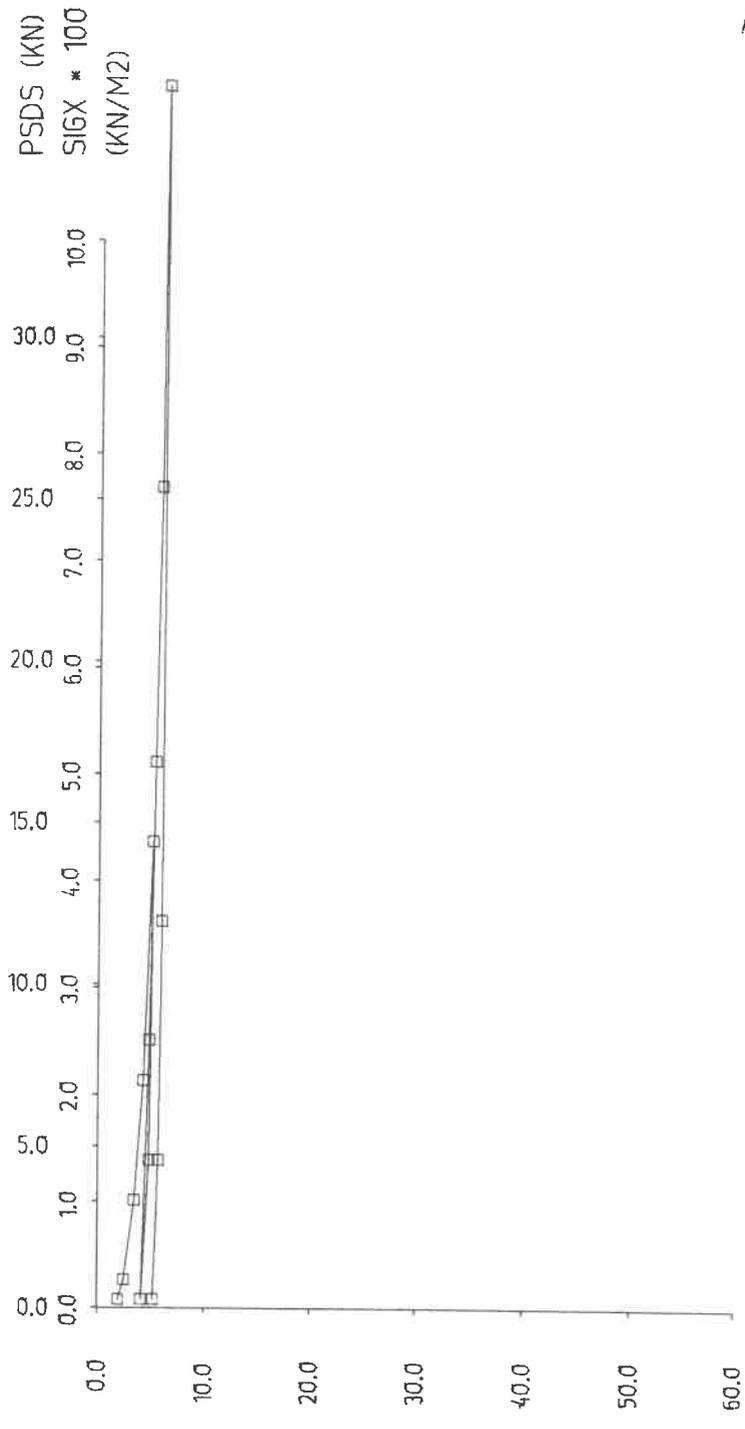


SM 3/8

ANLAGE-NR.  
7.15

UGES  
(MM)

MUEHLBACHTAL B 2 A Z=4.50 M LETTENKEUPER 26.6.75 13.06 UHR



SM 3/8  
ANLAGE-NR.  
7.17

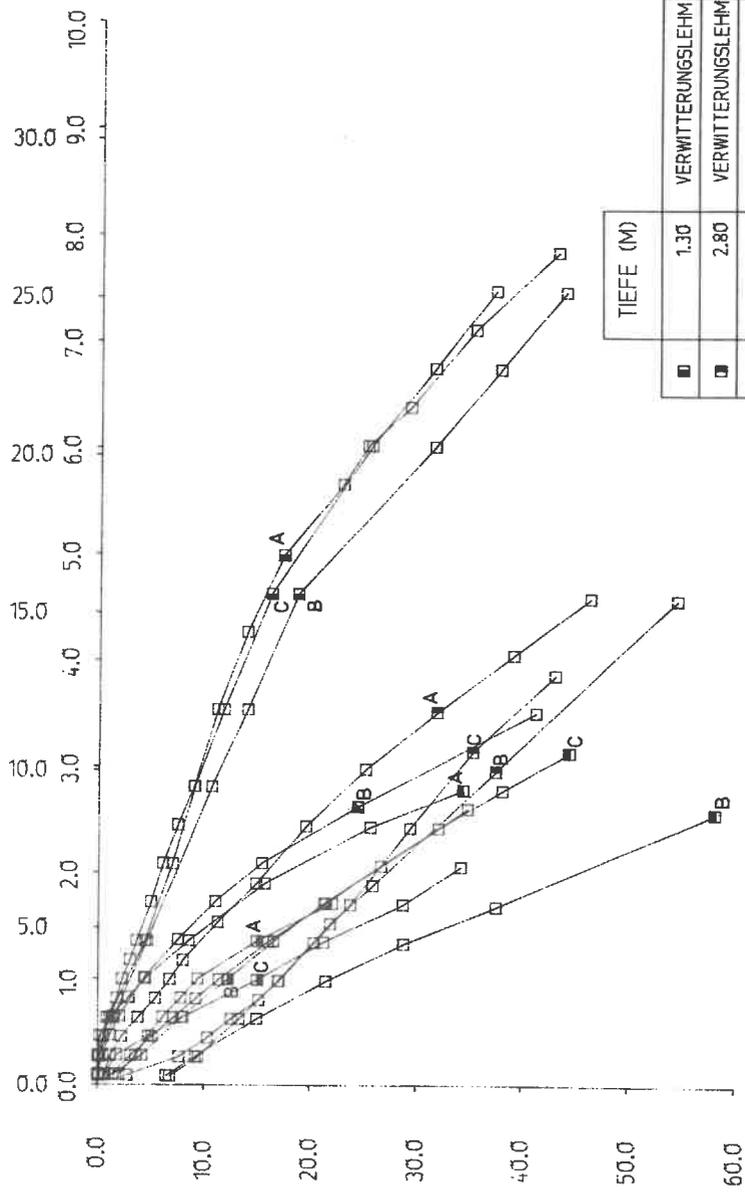
A N L A G E        8

Seitendruckversuche nach Bohrungen

auszugsweise

MUEHLBACHTAL B 1 A, B 1 B, B 1 C

PSDS (kN)  
SIG'X \* 100  
(KN/M2)



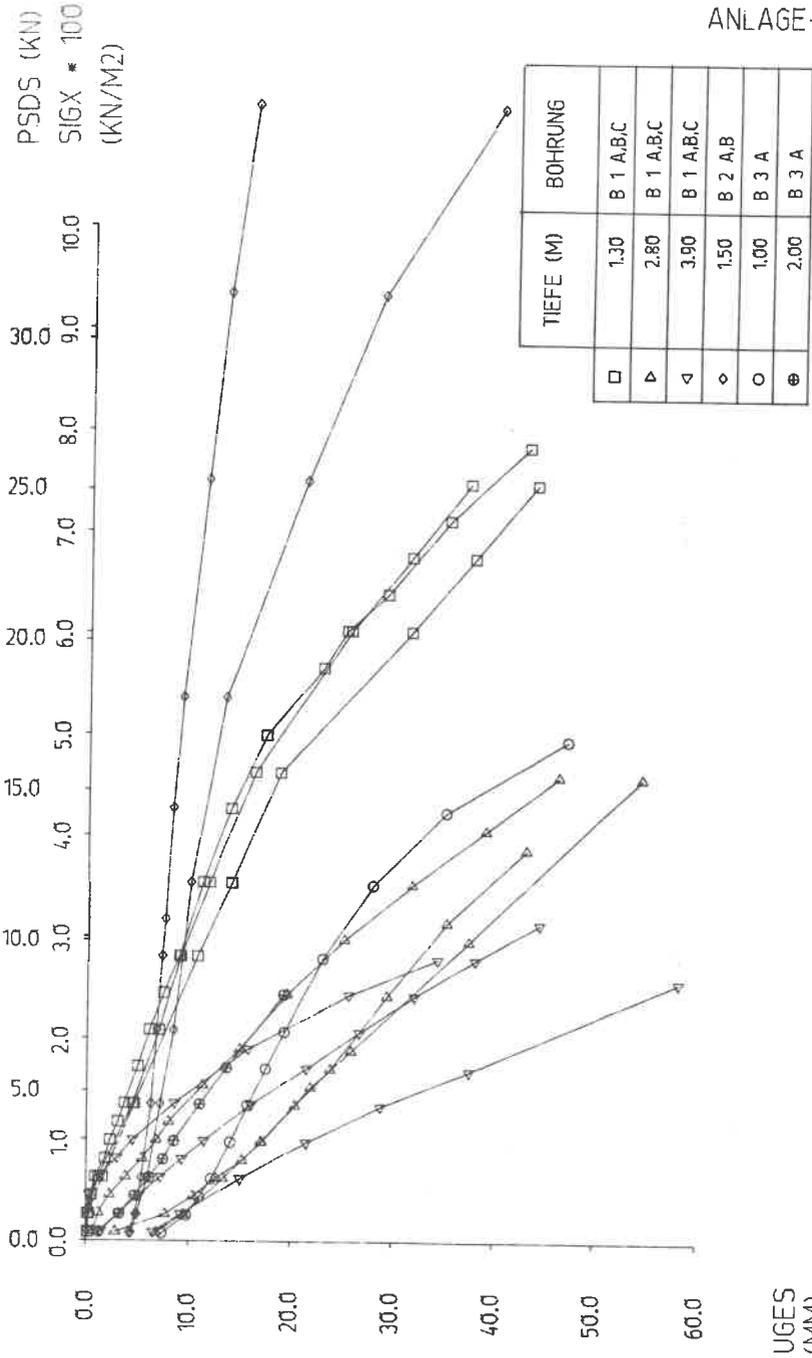
TIEFE (M)	
■	1.30 VERWITTERUNGSLEHM
□	2.80 VERWITTERUNGSLEHM
▣	3.90 VERWITTERUNGSLEHM
▤	5.50 GIPSKEUPER
▥	6.20 GIPSKEUPER

UGES (MM)

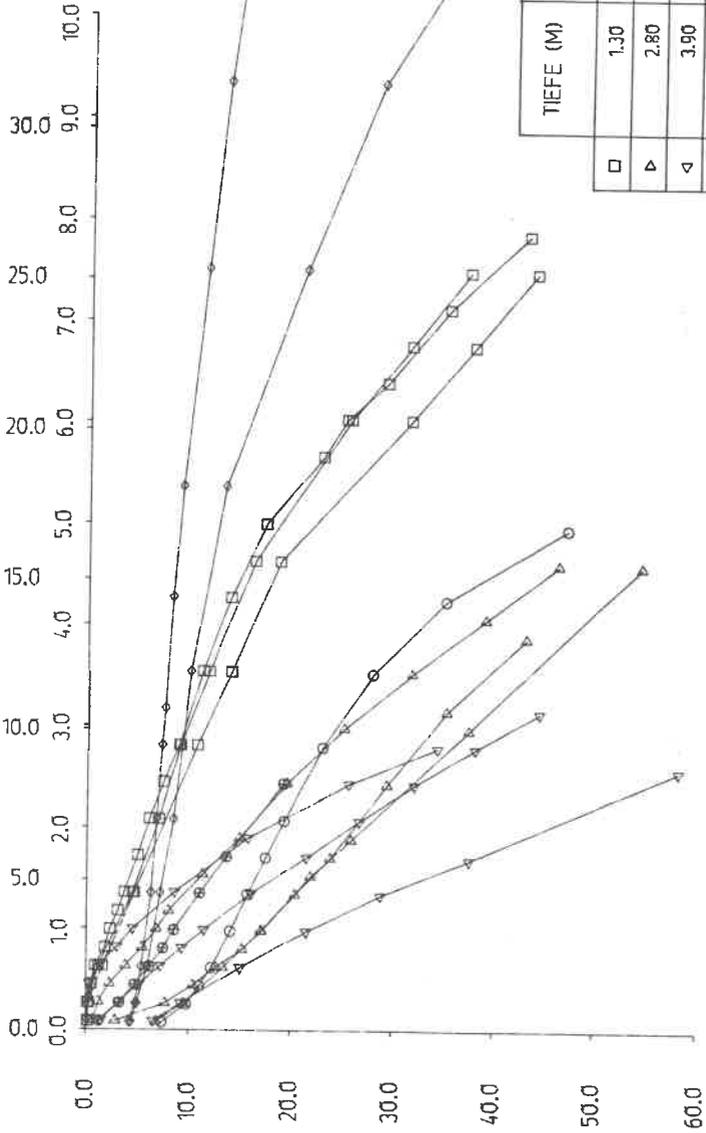
A N L A G E            9

Seitendruckversuche nach Bodenarten

ZUSAMMENSTELLUNG DER SEITENDRUCKVERSUCHE IM VERWITTERUNGSLIHM



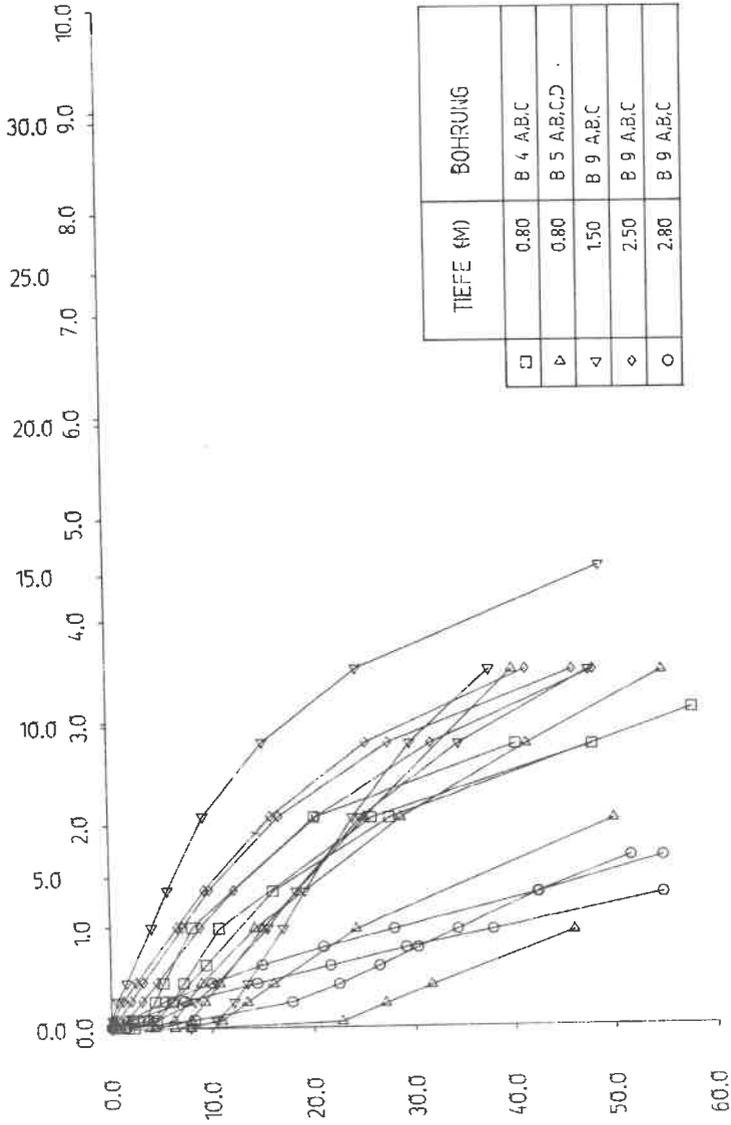
PSDS (KNH)  
SIGX \* 100  
(KN/M<sup>2</sup>)



UGES  
(MM)

ZUSAMMENSTELLUNG DER SEITENDRUCKVERSUCHE IM AUENLEHM UND TALLEHM

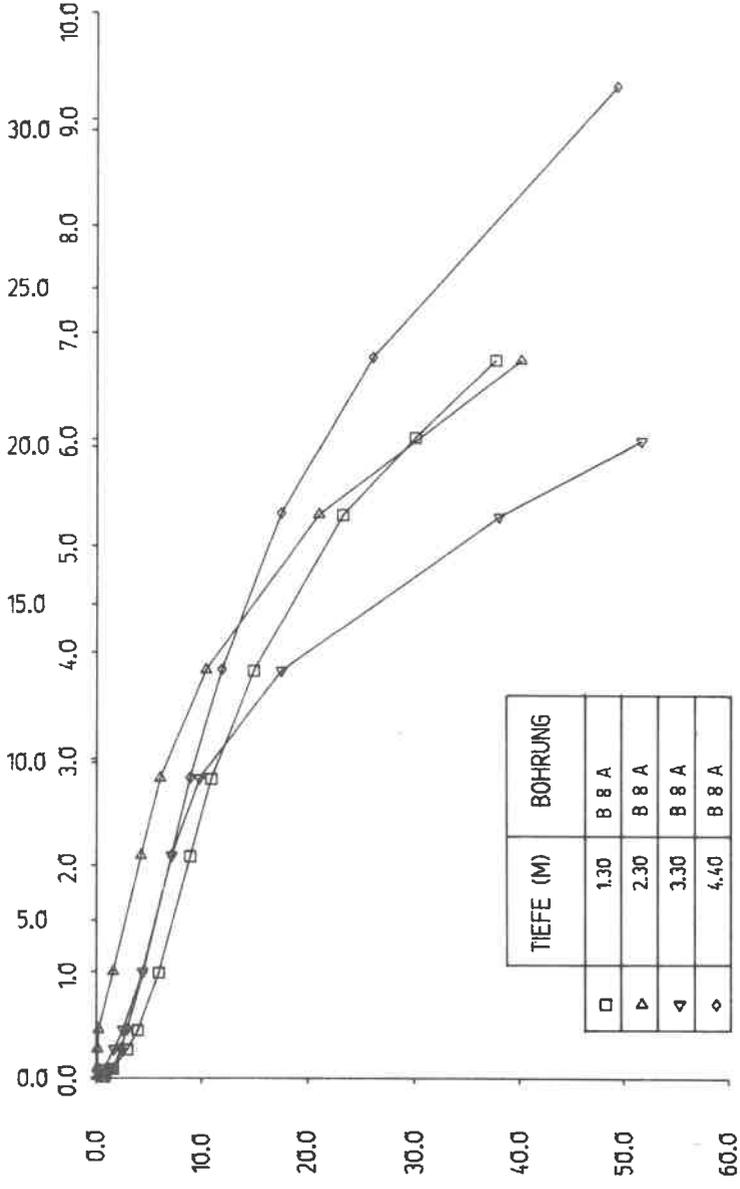
PSDS (kN)  
SIGX \* 100  
(kN/M<sup>2</sup>)



UGES  
(MM)

ZUSAMMENSTELLUNG DER SEITENDRUCKVERSUCHE IM LOESS

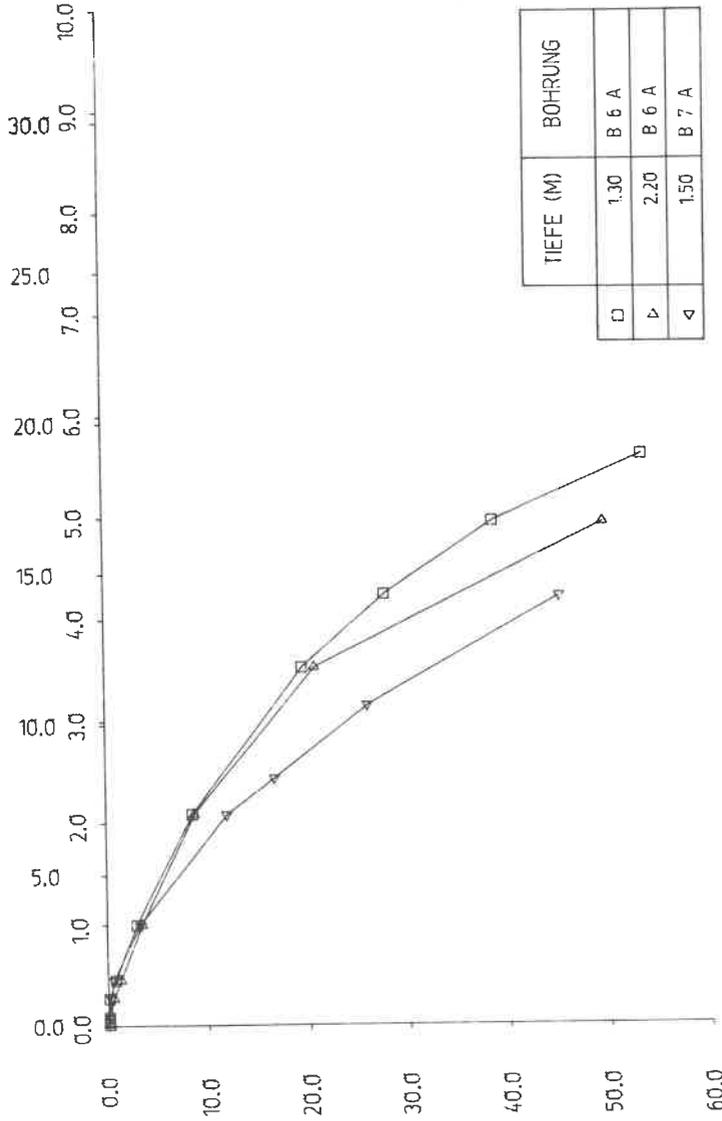
PSDS (KN)  
SIGX \* 100  
(KN/M2)



UGES  
(MM)

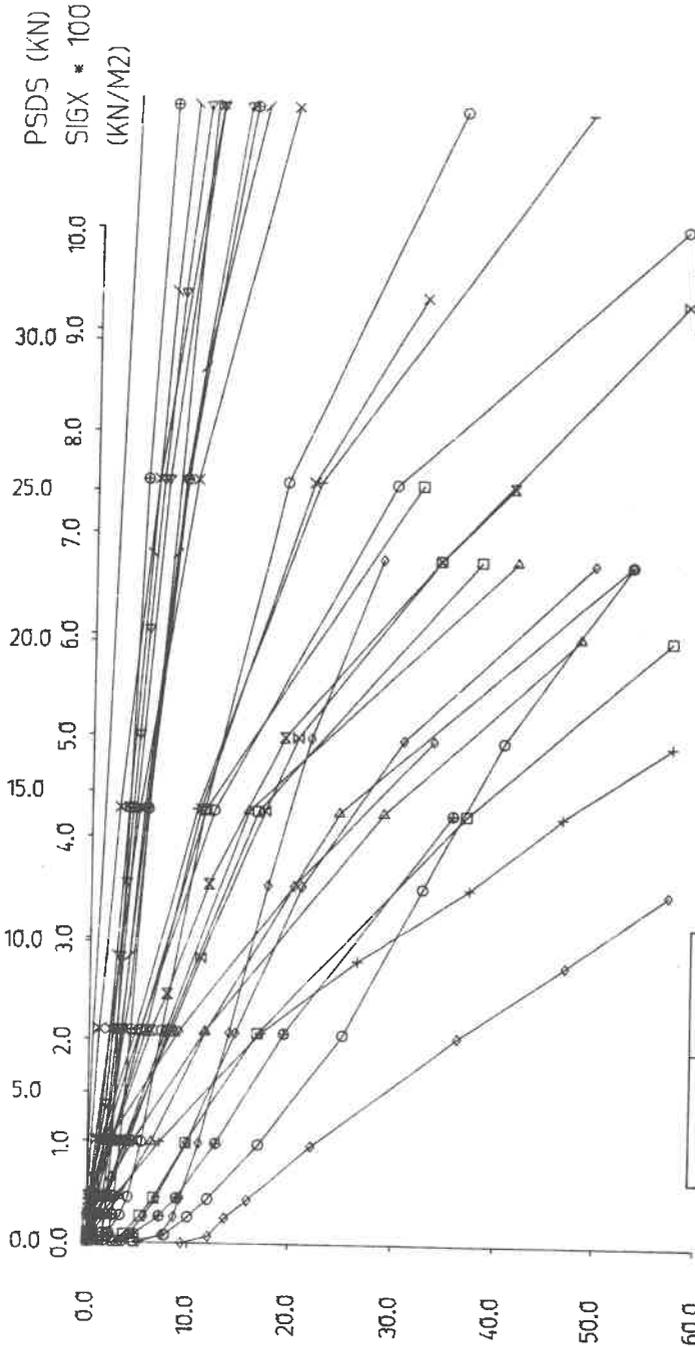
ZUSAMMENSTELLUNG DER SEITENDRUCKVERSUCHE IM LIASHANGSCHUTT

PSDS (KN)  
 SIGX \* 100  
 (KN/M2)



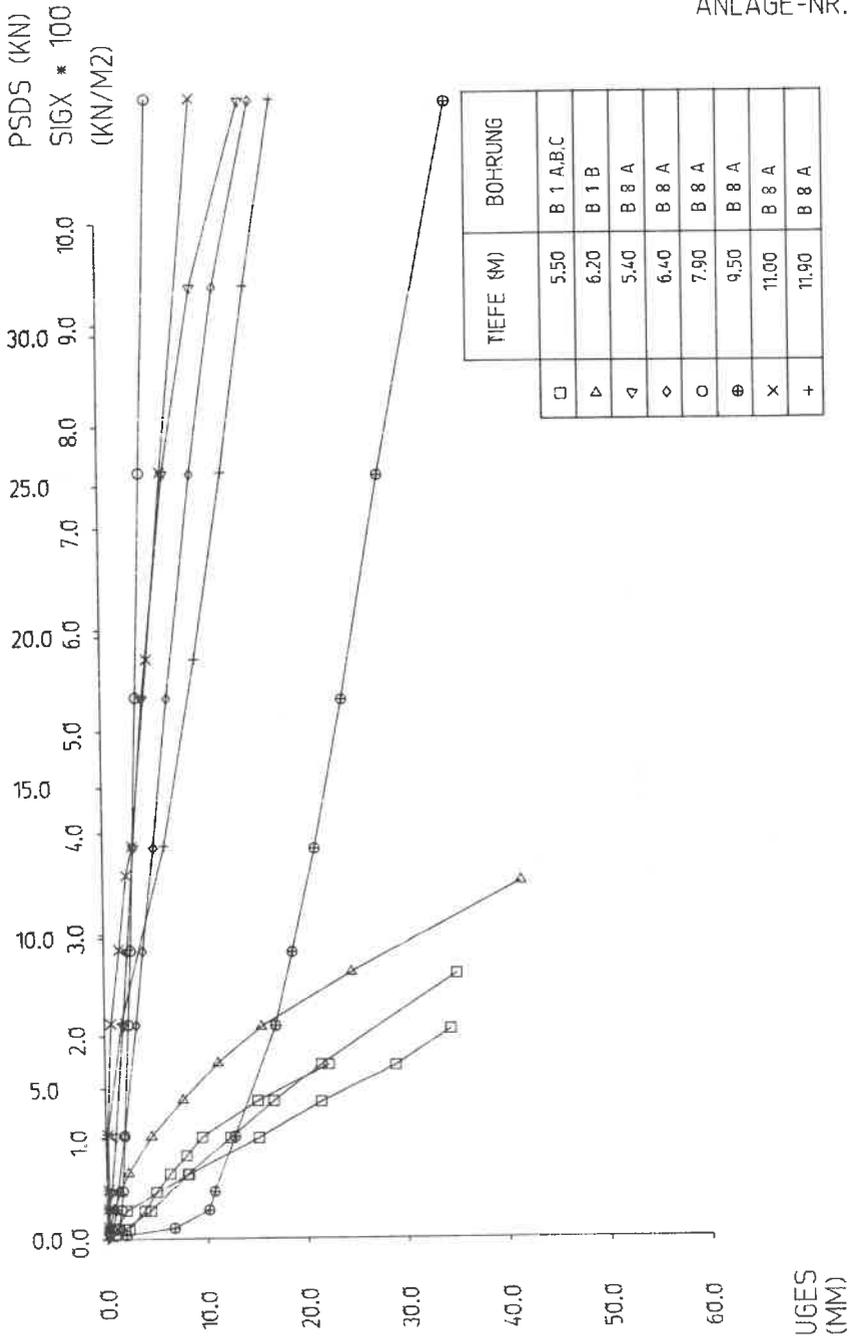
UGES  
 (MM)

ZUSAMMENSTELLUNG DER SEITENDRUCKVERSUCHE IM KNOLLENMERGEL

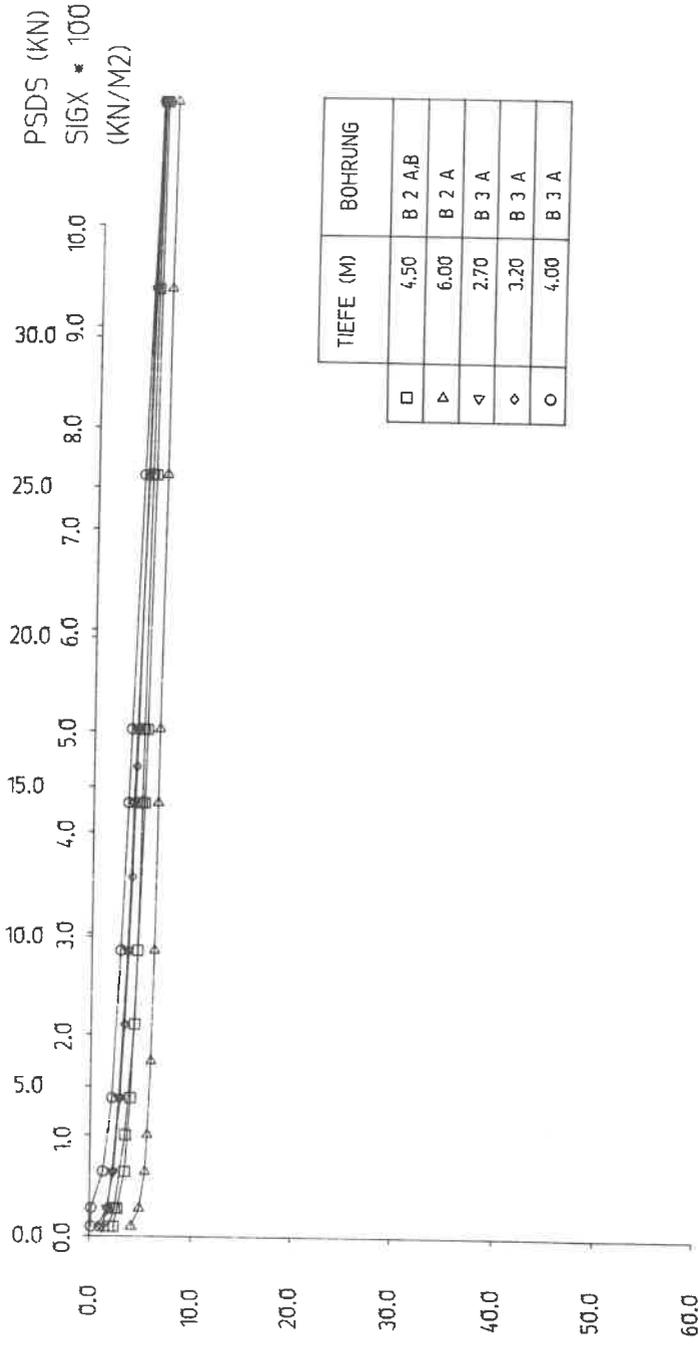


UGES (MM)	BOHRUNG		+	-	M	B 7 A			
	TIEFE (M)	BOHRUNG				1.80	B 5 A,B,C,D	2.30	B 7 A
□	1.80	B 4 A,B,C	○	2.20	B 5 B,C,D	2.85	B 6 A	3.10	B 7 A
△	2.40	B 4 A,B,C	⊗	2.70	B 5 B,C,D	3.90	B 6 A	3.80	B 7 A
◁	3.40	B 4 A,B,C	×	3.40	B 5 A,B, D	4.90	B 6 A	4.50	B 7 A
								5.00	B 7 A

ZUSAMMENSTELLUNG DER SEITENDRUCKVERSUCHE IM GIPSKEUPER



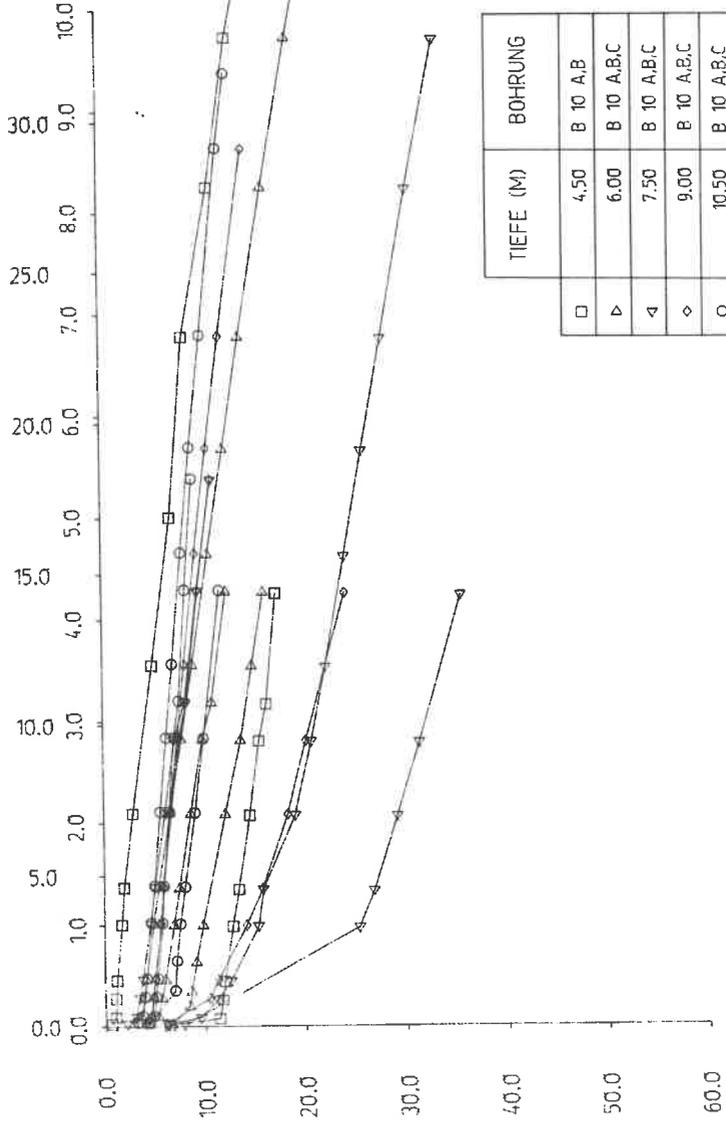
ZUSAMMENSTELLUNG DER SEITENDRUCKVERSUCHE IM LETTENKEUPER



UGES (MM)

ZUSAMMENSTELLUNG DER SEITENDRUCKVERSUCHE IM SEETON

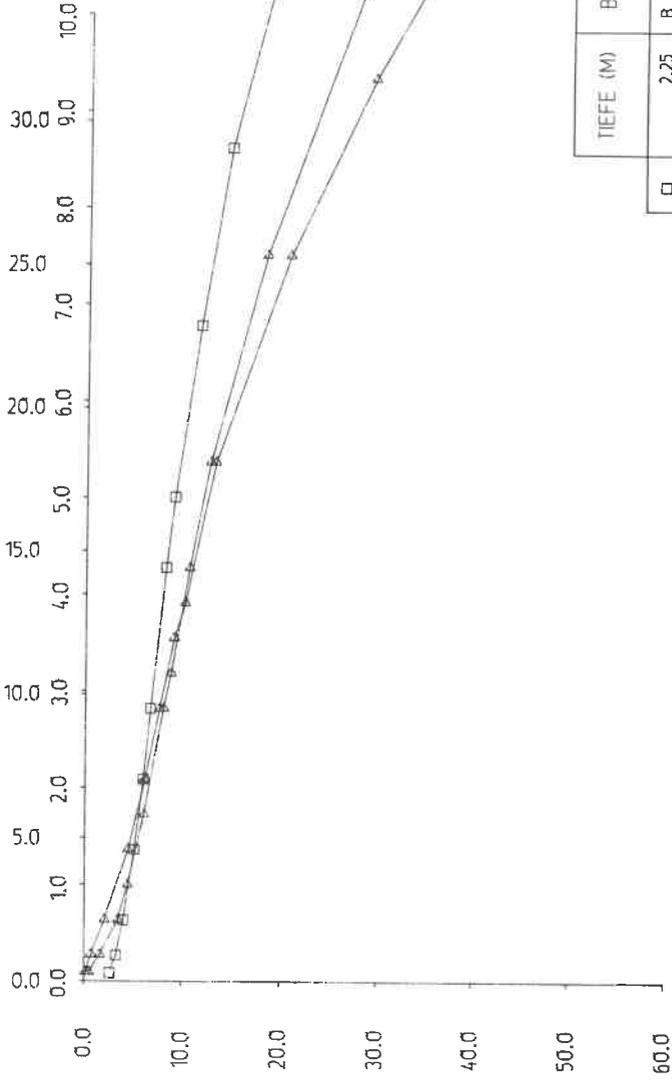
PSDS (KN)  
SIGX \* 100  
(KN/M2)



UGES  
(MM)

ZUSAMMENSTELLUNG DER SEITENDRUCKVERSUCHE IN FLIESSERDE

PSDS (kN)  
SIGX \* 100  
(kN/M2)



TIEFE (M)	BOHRUNG
□	B 2 A
△	B 2 A, B

SM 3/8  
ANLAGE-NR. 99

UGES  
(MM)

Auswertung der Seitendruckversuche

auszugsweise

Spalte	1	Nr:	Laststufe
	2	MD:	Manometerdruck  kp/cm } }
	3	kz:	Kennzahl 0 : Manometer 1 1 : Manometer 2
	4	DO:	Anzeige des Digitalvoltmeters oberes Potentiometer
	5	DU:	Anzeige des Digitalvoltmeters unteres Potentiometer
	6	v:	Gemittelte Gesamtverschiebung
	7	DV:	Differenz zwischen oberer und unterer Verschiebung
	8	PSDS:	Sondendruckkraft
	9	SiGX:	über die Sondenfläche A verteilte Kraft PSDS
	10	ko:	Bettungsmodul infolge $v_o$
	11	ku:	Bettungsmodul infolge $v_u$
	12	k(SDS):	Bettungsmodul infolge v
	13	E(SDS):	Steifemodul nach Gleichung (3.3.4)

In den Anlagen 7, 8 und 9 sind die Spalten 6, 8 und 9 graphisch dargestellt.

ANLAGE-NR. 10. 1

NR	MD	KZ	DO	DU	V	OV	PSDS	SIGX	KD	KU	K(SDS)	E(SDS)
1	1	1	1	1	MM	MM	KN	KN	MN/M**3	MN/M**3	MN/M**3	MN/M**2
2	2	3	4	5	6	7	R	R	10	11	12	13
1	5	0	0	5	.22	-.23	.29	8.7	0.0	0.0	0.0	0.0
2	10	0	0	5	.22	-.23	.91	27.0	3647.5	3647.5	3647.5	218.1
3	15	0	22	56	.58	-.52	1.52	45.2	165.9	71.6	100.0	6.0
4	20	0	56	90	.92	-.52	2.14	63.4	107.4	107.4	107.4	6.4
5	25	0	147	190	1.87	-.61	2.75	81.4	39.9	36.3	38.0	2.3
6	30	0	197	235	2.34	-.56	3.36	99.6	72.9	81.1	76.8	4.6
7	35	0	272	309	3.09	-.55	3.97	117.7	48.5	49.2	48.8	2.9
8	40	0	335	371	3.71	-.54	4.58	135.9	57.8	58.8	58.3	3.5
9	50	0	470	500	5.02	-.48	5.81	172.2	53.9	56.5	55.2	3.3
10	60	0	573	618	6.12	-.63	7.03	208.5	70.8	61.8	66.0	3.0
11	70	0	708	758	7.49	-.68	8.25	244.8	53.9	52.0	53.0	3.2
12	40	0	545	427	5.03	1.00	4.58	135.7	134.3	66.1	88.6	5.3
13	20	0	368	281	3.23	1.09	2.12	63.0	82.4	78.5	80.4	4.8
14	40	0	550	381	4.83	1.51	4.58	135.7	80.2	104.3	90.7	5.4
15	60	0	738	601	6.86	1.19	7.03	208.4	77.6	66.3	71.5	4.3
16	80	0	942	831	9.02	.93	9.48	281.0	71.5	63.4	67.2	4.0
17	100	0	1151	1056	11.24	.67	11.92	353.6	69.7	63.4	67.2	4.0
18	120	0	1424	1343	13.98	.63	14.37	426.2	62.0	62.0	65.7	3.9
19	140	0	1762	1691	17.39	.53	16.81	498.6	53.3	52.6	53.0	3.2
20	150	1	2314	2261	22.98	.35	19.06	565.2	43.0	41.8	42.4	2.5
21	160	1	2442	2397	25.29	-1.72	20.29	601.7	24.2	23.5	23.8	1.4
22	170	1	2937	2901	29.27	.19	21.51	637.9	57.2	21.8	31.6	1.9
23	190	1	3549	3522	35.42	.10	23.97	710.7	14.7	23.9	18.2	1.1
24	210	1	4328	4298	43.16	.13	26.41	783.2	23.9	23.5	23.7	1.4
25	140	0	4231	4211	42.25	.03	16.69	498.9	18.7	18.8	18.7	1.1
26	70	0	4080	4058	40.73	.05	8.09	239.8	596.5	665.2	629.0	37.6
27	30	0	3857	3822	38.45	.18	3.18	94.3	339.1	334.7	336.9	20.1
28	14	0	3659	3645	36.45	.22	1.22	36.2	131.0	123.8	127.3	7.6
29	8	0	3552	3522	35.43	.13	.49	14.5	58.9	57.7	58.3	3.5
30	4	0	3458	3401	34.36	.40	.00	.0	40.8	44.5	42.6	2.5
									30.8	23.9	26.9	1.6

Kontrollrechnung der räumlichen FE-Rechnung zu S. 84, Tabelle zu Bild 46

Mit dem Programmsystem FAN (Programmautor Dr.-Ing. G. Mareczek, Hannover) wurde eine unabhängige Vergleichsrechnung des räumlichen Spannungs-Verschiebungszustandes der Seitendrucksonde (Bild 24, Fall 1 a) für linear-elastische Verhältnisse durchgeführt.

Der untersuchte Abschnitt des Vollraums entspricht Bild 25, es wurden jedoch kartesische Koordinaten verwendet. Im Gegensatz zur Belastungsart der obigen Arbeit - Vorgabe der Verschiebung der Sondenplatte (S. 46 Punkt 1) - wurde bei der Kontrollrechnung die Belastung der Sondenplatte (S. 46 Punkt 2) vorgegeben und die Verschiebung der Sondenplatte ermittelt. Für die elastischen Materialparameter

$$E = 5000 \text{ kN/m}^2$$

$$\nu = 0,3$$

ergibt sich für die Sondenbelastung

$$P = 27 \text{ kN}$$

eine Verschiebung der Sondenplatte von

$$v = 1,025 \text{ cm.}$$

Nach Bild 46, Tabelle, ergibt sich eine Sondenkraft  $P = 25,8 \text{ kN}$  bei einer vorgegebenen Verschiebung  $v = 1,0 \text{ cm}$ .

Die Vergleichsrechnung ergibt für  $v = 1,0 \text{ cm}$ :

$$P = 27/1,025 = 26,3 \text{ kN} \approx 25,8 \text{ kN}$$

und bestätigt somit die in der obigen Arbeit durchgeführte Berechnung.

Weitere Veröffentlichungen des Baugrundinstituts und seiner  
Mitarbeiter

- |      |                                       |        |   |             |
|------|---------------------------------------|--------|---|-------------|
| [1]  | Smoltczyk, U.                         | (1974) | <i>Studienunterlagen</i><br>330 Seiten, broschiert  | DM 26,50    |
| [2]  | Gußmann, P.                           | (1973) | <i>Ausgleichsvorgänge eindimensionaler Strömungen bei beliebiger Anfangsbedingung unter besonderer Berücksichtigung der Konsolidation einseitig dränierteter Tonschichten</i><br>Die Bautechnik 50, 20 - 25 | Sonderdruck |
| [3]  | Thamm, B. R.                          | (1973) | <i>Die "Cam-Clay"-Theorie und das "Critical-State"-Konzept</i><br>Der Bauingenieur 48, 311 - 314  | Sonderdruck |
| [4]  | Gußmann, P./<br>Spotka, H.            | (1973) | <i>Eindimensionale Konsolidation mehrschichtiger Tonböden</i><br>Die Bautechnik 50, 265 - 272   | Sonderdruck |
| [5]  | Thamm, B. R.                          | (1973) | <i>Anwendung der Finite-Element-Methode zur Berechnung von Spannungen in wassergesättigten Böden</i><br>Der Bauingenieur 48, 370 - 374  | Sonderdruck |
| [6]  | Gußmann, P.                           | (1974) | <i>Different methods of evaluating the influence of seepage forces on slope stability</i><br>Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 61 - 73  |             |
| [7]  | Gußmann, P./<br>Schad, H.             | (1974) | <i>Practical considerations in the application of finite element techniques to soil problems</i><br>Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 74 - 90   |             |
| [8]  | Gußmann, P./<br>Spotka, H.            | (1974) | <i>One-dimensional consolidation of multi-layered clays</i><br>Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 91 - 102   |             |
| [9]  | Gußmann, P./<br>Thamm, B.             | (1974) | <i>Two-dimensional consolidation of triaxial test specimen</i><br>Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 103 - 117   |             |
| [10] | Schad, H. et al.                      | (1974) | <i>Stresses in concrete caisson bells</i><br>Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 118 - 121  |             |
| [11] | Smoltczyk, U.                         | (1974) | <i>Improved technique for foundations on slopes</i><br>Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 122 - 129  |             |
| [12] | Smoltczyk, U./<br>Diem, P./Spotka, H. | (1974) | <i>Pressure cell for the measurement of normal and shear stress</i><br>Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 130 - 136  |             |
| [13] | Smoltczyk, U./<br>Ljöterud, L.        | (1974) | <i>Stabilizing sand grains by overhead water pressure in bell bottoms of caisson piles</i><br>Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 137 - 141   |             |

Die Nrn. 6 bis 13 enthält das o.g. Heft 2, das von der DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR ERD- UND GRUNDBAU E.V., Essen, zum Preise von DM 20,- verkauft wird.

- | 14| Smoltczyk,U. (1975) *Die Anwendung der Methode der Finiten Elemente in der Grundbaupraxis*  
et al. CAD-Berichte Heft 1 der Gesellschaft für Kernforschung Karlsruhe
- | 15| Gußmann,P./ (1974) *Zweidimensionale Konsolidation dreiaxialer Versuchsproben*  
Thamm,B.R. Der Bauingenieur 49, 293 - 298 Sonderdruck
- | 16| Gußmann,P. (1974) *Über den Einfluß unterschiedlicher Wasserdruckansätze auf die Standsicherheit von durchströmten Böschungen*  
Der Bauingenieur 49, 298 - 301 Sonderdruck
- | 17| Smoltczyk,U./ (1974) *DIN 4084 Beiblatt, Erläuterungen und Berechnungsbeispiele*  
Gußmann,P./Schulz,H. 20 S., Beuth-Verlag Berlin/Köln DM 18,--
- | 18| Laumans,Q. (1975) *Die Anwendung der Methode finiter Elemente auf Flächen Gründungen*  
Technische Akademie Wuppertal, Heft 14
- | 19| Smoltczyk,U. (1975) *Graving Dock Foundation on Deep Fill*  
Proc. 1 Baltic Conf. Soil Mech. Found. Engg. III, 213 - 222
- | 20| Smoltczyk,U./ (1975) *Zur Bebaubarkeit von vorbelasteten Verwitterungsböden*  
Du Thinh Fortschritt-Berichte VDI-Z., Reihe 4, Nr. 25, 70 S.
- | 21| Smoltczyk,U. (1975) *Anmerkungen zum Gleitkreisverfahren*  
in: Festschrift Lorenz, Techn. Univ. Berlin, 203-218
- | 22| Smoltczyk,U. (1975) *Wie kann man Baugruben verbilligen?*  
Der Architekt 2, 94 - 103
- | 23| Smoltczyk,U. (1975) *Schwierigkeiten beim Bauen im entfestigten Tonstein*  
Veröff. Inst. Felsmech. Bodenmech. Univ. Karlsruhe 63, 21 - 50
- | 24| Smoltczyk,U. (1976) *Pfahlgründung eines Eisenbahndammes*  
Proc. 6. Europ. Conf. SMFE, 1.2, 561 - 566
- | 25| Smoltczyk,U./ (1976) *Erddruck auf Schleusenammerwände*  
Hilmer,K. Vortr. Baugrundtagung, Nürnberg, 245 - 265
- | 26| Laumans,Q./ (1976) *Calculation of mat foundations on clayey silts*  
Schad,H. Proc. Sec. Int. Conf. Num. Meth. in Geomechanics, Blacksburg, Vol 1
- | 27| Smoltczyk,U./ (1977) *Earth Pressure Variations Due to Temperatur Change*  
Hilmer,K./Franke,E./ ICOSFME Tokyo, Vol. 2, 225 - 233  
Schuppener,B.
- | 28| Smoltczyk,U./ (1977) *Lateral Deformation Testing in Keuper Marl Boreholes*  
Seeger,H. Int. Symp. The Geotechnics of Structurally Complex Formations, Capri, Vol. 1, 443 - 447
- | 29| Smoltczyk,U. (1978) *Wagnis Baugrund*  
Deutsche Architekten- u. Ingenieurzeitschrift, 8/9, 12 - 16
- | 30| Hilmer,K./ (1978) *Der Einfluß der Temperatur auf den Erddruck hinter Bauwerkswänden,*  
Vogt,N. Geotechnik 1, 75 - 83

- [31] Schad, H. (1978) *Die Verwendung nichtlinearer Stoffgesetze bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben*  
Vorträge Baugrundtagung Berlin, 141 - 161
- [32] Schulz, H./Smoltczyk, U. (1978) *Zur Ermittlung der Scherparameter überkonsolidierter Böden für Erddruckberechnungen*  
Vorträge Baugrundtagung Berlin, 275 - 296
- [33] Smoltczyk, U. (1978) *DFG-Schwerpunktprogramm Bodenmechanik*  
GEOTECHNIK 1, 29 - 42
- [34] Gußmann, P. (1978) *Das allgemeine Lamellenverfahren unter besonderer Berücksichtigung von äußeren Kräften*  
GEOTECHNIK 1, 68 - 74
- [35] Hilmer, K./Vogt, N. (1978) *Der Einfluß der Temperaturverformung auf den Erddruck hinter Bauwerkswänden*  
GEOTECHNIK 1, 75 - 84
- [36] Gußmann, P. (1979) *Die Bestimmung bodenmechanischer Parameter aus der Differenz der Zeitsetzung unterschiedlich dräniertes Laborversuche*  
GEOTECHNIK 2, 148 - 154
- [37] Smoltczyk, U. (1979) *Bestimmung der Baugrundfestigkeit mit der Seitendrucksonde. Vortragsband zum Pfahlsymposium München 1977, 77 - 80*
- [38] Schmidt, H.-H. (1979) *Erddruck auf Widerlager und Stützmauern in Abhängigkeit von Untergrundbewegungen durch Dammschüttungen. Forschungsbericht FA 5.042 G 77 H B.f.Verkehr*
- [39] Smoltczyk, U. (1979) *Zur Berechnung von Bodenreaktionskräften*  
Berichte Bundesvereinigung Prüfeningenieure für Baustatik, Arbeitstagung 4, 23 - 51
- [40] Smoltczyk, U./Vogt, N./Hilmer, K. (1979) *Lateral Earth Pressure Due to Surcharge*  
Proc. 7.ECSMFE Brighton, 2, 131 - 140
- [41] Smoltczyk, U. (1979) *Influence of foundation depth on raft analyses*  
Proc.3.Int.Conf.Numerical Methods in Geomechanics, 4, 1503 - 1512
- [42] Smoltczyk, U. (1979) *Dammschüttung in Baggerseen beim Bau der Schnellbahnstrecke Mannheim-Stuttgart*  
2.Nationale Tagung für Ingenieurgeologie, 113 - 119
- [43] Smoltczyk, U./Gartung, E. (1979) *Geotechnical Properties of a Soft Keuper Sandstone. Proc.4.Int.Congr.Rock Mechanics*  
Montreux, 639 - 644
- [44] Smoltczyk, U./Schmidt, H.-H. (1979) *Forschungsergebnisse von Erddruckuntersuchungen an Modellwänden*  
Tagung der Arbeitsgruppe Untergrund der Forschungsgesellschaft f.d.Strassenwesen Koblenz
- [45] Smoltczyk, U./Gußmann, P./Schad, H. (1980) *Grundbautaschenbuch 3.Auflage Teil 1 mit Beiträgen:*  
1.1 Internationale Vereinbarungen; Klassifizierung des Fachschrifttums und Symbole  
1.2 Baugrundgutachten; 1.7 Numerische Verfahren in der Bodenmechanik; 1.10 Berechnung von Zeitsetzungen. Verlag W.Ernst u.Sohn Berlin München

## MITTEILUNGEN DES BAUGRUNDINSTITUTS STUTTGART

---

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. U. Smolczyk

- Nr. 1 Thamm, B. (1974) Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wassergesättigten Tones  
Preis: DM 10,--
- Nr. 2 Gußmann, P. (1975) Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch  
Preis: DM 5,--
- Nr. 3 Feeser, V. (1975) Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften von Löß  
Preis: DM 10,--
- Nr. 4 Du Thinh, K. (1976) Standsicherheit von Böschungen: Programm-Dokumentation  
Preis einschließlich Quellenprogramm: DM 200,--
- Nr. 5 Smolczyk, U. (1976) Messungen an Schleusen in der UdSSR  
Pertschi, O./ Hilmer, K.  
Schleusenorm der UdSSR (SN 303-65)  
Preis: DM 18,--
- Nr. 6 Hilmer, K. (1976) Erddruck auf Schleusenammerwände  
Preis: DM 18,--
- Nr. 7 Laumans, Q. (1977) Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens  
Preis: DM 18,--
- Nr. 8 Lächler, W. (1977) Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse  
Preis: DM 15,--
- Nr. 9 Spotka, H. (1977) Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächen-Rüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand  
Preis: DM 15,--
- Nr. 10 Schad, H. (1979) Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben  
Preis: DM 20,--
- Nr. 11 Ulrich, G. (1980) Verschiebungs- und kraftgesteuerte Plattendruckversuche auf konsolidierenden Böden  
Gußmann, P. (1980) Zum Modellgesetz der Konsolidation  
Preis: DM 20,--
- Nr. 12 Sälden, D. (1980) Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten  
Preis: DM 25,--
- Nr. 13 Seeger, H. (1980) Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruckversuche im Bohrloch  
Preis: DM 25,--







