

**BAUGRUNDINSTITUT
STUTT GART**

**1988
MITTEILUNG 28**

HERMANN KOLB

**ERMITTLUNG DER SOHLREIBUNG VON
GRÜNDUNGSKÖRPERN UNTER HORIZON-
TALEM KINEMATISCHEN ZWANG**

ERMITTLUNG DER SOHLREIBUNG VON GRÜNDUNGSKÖRPERN UNTER HORIZONTALEM KINEMATISCHEN ZWANG

**Universität Stuttgart zur Erlangung der Würde eines Doktors
der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.) genehmigte Abhandlung,**

vorgelegt von

Hermann Kolb

geboren in Aalen

Hauptberichter: Universitätsprofessor Dr.-Ing. U. Smolczyk

Mitberichter : Universitätsprofessor Dr.-Ing. G. Rehm

Tag der mündlichen Prüfung: 22. 12. 1987

Das Institut für Geotechnik ist eine Einrichtung der Universität Stuttgart

ISBN 3-921837-28-6

**Gegen Vervielfältigung und Übersetzung bestehen keine Einwände, es wird lediglich um Quellenangabe gebeten.
Herausgegeben 1988 im Eigenverlag des Instituts.**

VORWORT DES HERAUSGEBERS

Der Anlaß für die hier vorgelegte Dissertation war eine Kontroverse bei der Planung einer Staustufe, als zu entscheiden war, wie groß bei einer vorgespannten Sohlplatte der Verlust an Vorspannkraft infolge der Reibung auf dem Untergrund sei. Unklar war, wie "hart" der Untergrund auf eine Randverschiebung reagieren würde, denn das verfügbare empirische Material reichte für eine schlüssige Entscheidung nicht aus.

Durch die Förderung der Deutschen Forschungsgemeinschaft war es dem Autor möglich, groß- und kleinmaßstäbliche Modellversuche mit auf Sand gelagerten Betonplatten auszuführen und ein Rechenmodell für die Lösung einschlägiger Praxisaufgaben zu entwickeln. In Ergänzung dazu untersuchte er in Scherkasten- und Dreiaxialversuchen die Abhängigkeit des Sohlreibungswinkels vom Korndurchmesser, Rauheitsgrad, von der Lagerungsdichte und der Normalspannung, und es gelang ihm, darauf gestützt und durch Bezug der an einem Platten-Element geweckten Reibungskraft auf die lokale, elastische und plastische Anteile zusammenfassende Elementverschiebung zu einer einheitlichen Arbeitslinie für den Sohlreibungswiderstand zu gelangen, die eine recht einfache Formulierung erlaubt (Gleichung 100). Darin gehen nur diejenigen Größen ein, die auch den Sohlreibungswinkel festlegen.

Die Arbeit bietet eine vollständige Lösung der erdstatischen Aufgabe von der Bestimmung der bodenphysikalischen Daten bis zur statischen Berechnung des schub-elastisch gebetteten Balkens unter axialer Belastung in einer gründlich abgesicherten und für den praktischen Gebrauch unmittelbar verwendbaren Form. Zwar findet man vorgespannte Gründungsplatten in der Praxis bisher noch wenig, doch ist zu hoffen, daß diese Veröffentlichung dazu beiträgt, diesem auch im Grundbau oft wirtschaftlichen Konstruktionsprinzip zur größeren Verbreitung zu verhelfen.

U. Smolczyk

Vorwort des Autors

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

Herrn Prof. Dr.-Ing. U. Smolczyk danke ich für die Anregung und Unterstützung dieser Arbeit und für die Übernahme des Hauptberichts.

Für die Übernahme des Mitberichts sowie die fruchtbaren Anregungen danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. G. Rehm.

Ebenso bedanke ich mich für die vielen wertvollen Diskussionen und Hinweise bei meinen ehemaligen Kollegen am Institut, insbesondere bei Herrn Dr.-Ing. H. Schad.

Für die tatkräftige und indeenreiche Unterstützung bei der Durchführung der Großversuche bedanke ich mich besonders bei Herrn H. Sooss. Für die Durchführung der kleinmaßstäblichen Versuche bedanke ich mich bei Herrn P. Högg und für das Zeichnen der Bilder bei Frau T. Barton.

Ein herzliches Dankeschön gebührt auch Frau I. Klapproth für die Erstellung der Schreibvorlagen.

Schließlich danke ich meiner Frau und meiner Tochter für das mir und meiner Arbeit entgegengebrachte Verständnis.

Hermann Kolb

KURZFASSUNG

Aufbauend auf Erkenntnissen von Einzelsohlreibungsversuchen verschiedener Verfasser werden in kleinmaßstäblichen Laborversuchen und großen Modellversuchen durch umfangreiche Versuchsserien die auf den Sohlreibungswinkel Einfluß nehmenden wichtigsten Parameter wie Auflast, Rauigkeit, Sandart und Lagerungsdichte in weiten Bereichen variiert und die Abhängigkeiten in eine Gesetzmäßigkeit eingebunden. Die maximal erreichbare Größe der Sohlreibung wird dabei entkoppelt von der notwendigen Verschiebung angegeben, so daß einerseits Sohlreibungswinkel unter verschiedensten Randbedingungen angegeben werden, andererseits die verschiebungsabhängige Mobilisierung mit beliebigen Maximalwerten erfolgen kann.

Für den Bruchsohlreibungswinkel der Reibungsversuche im Direkten Schergerät wird quantitativ eine Gesetzmäßigkeit angegeben, die alle untersuchten Parameter einschließt und die vielen Versuchswerte gut widerspiegelt.

Die Großversuche zeigen eine eindeutige Abhängigkeit der lokal mobilisierten Sohlreibung von der lokalen Verschiebung. Eine Abhängigkeit von der Relativverschiebung Bodenoberfläche-Bauwerk oder von der Oberflächenverschiebung wurde wegen der unsystematisch ablaufenden Gleitvorgänge nicht festgestellt.

Diese Gesetzmäßigkeit der Großversuche wird Grundlage einer Mobilisierungsfunktion in der Formulierung als Sohlreibungsspannungs-Verschiebungsgesetz, das eine sehr gute qualitative Wiedergabe der Versuchsergebnisse, einschließlich des Abfallens auf einen Restreibungswert, liefert. Mit den an den Versuchen bestimmten zwei freien Parametern der Funktion ergibt sich zudem eine gute quantitative Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen.

Zur Berechnung von Sohlreibungseinflüssen auf Gründungsbalken wird ein Rechenverfahren angegeben, das sowohl die richtige Sohlnormalspannungsverteilung liefert (elastisch gebetteter Balken) als auch die axialen Vorspannungskräfte über eine sukzessive Approximation iterativ errechnet (Dehnstab).

Die Übereinstimmungen in den Nachrechnungen der Versuche beweisen, daß die Anwendung des lokalen Mobilisierungsgesetzes mit dem Rechenverfahren die Sohlreibungseinflüsse gut und mit einfachen Mitteln beschreibt und eine Anwendung auf baupraktische Fälle gute Ergebnisse liefert.

SUMMARY

Based on results of base friction tests on single footings reported by different authors, both small-scale laboratory and large-scale open-air model tests were performed. The most important parameters which influence the base friction angle such as surcharge, roughness, sand type, and soil density were varied in a wide range and their dependencies were incorporated in a pattern. The maximum value of base friction which can be obtained is given irrespective of the requisite displacement. On the one hand base friction angles will be given which depend on a variety of boundary conditions, and on the other hand mobilization subject to displacements can be calculated based on any maximum value.

For the failure value of the base friction angle tested in the direct shear apparatus, quantitative regularity is given, including all tested parameters and representing the tested values to a high degree.

The large-scale model tests unmistakably show that the local mobilized base friction is more subject to the local displacement than to the relative displacement between surface and foundation body because sliding activity is highly irregular.

A function of mobilization based on the regularities found in the large-scale tests defines a base friction - displacement law by which tests results can be recalculated to a high degree of quality including the decline to a residual value for large displacements. Using only two free parameters in this function, a high quantitative accuracy can be achieved by recalculating model test results.

For calculating the influence of base friction on foundation beams, a formula is presented providing the correct normal soil pressure (beam on elastic half space) as well as the correct axial prestressing forces (Hooke's rod) by using the successive approximation method.

Recalculating the results of tests to a high degree of accuracy demonstrates that, using only simple means, the mobilization law can be used for practical purposes and will provide reliable results.

INHALT

Literaturverzeichnis	9
Bezeichnungen	14
1. Einleitung und Zielsetzung	17
2. Stand der Technik und Erweiterung der analytischen Lösungen auf Temperaturdehnungen	19
2.1. Analytische Erfassung der Sohlreibungsspannungen	20
2.1.1 Ansatz einer konstanten Sohlreibungsspannung	23
2.1.2 Ansatz einer linear veränderlichen Sohlreibungsspannung	25
2.1.3 Ansatz einer exponentiellen Sohlreibungsspannung	28
2.1.4 Ansatz einer sinusförmigen Sohlreibungsspannung	29
2.1.5 Ansatz von polygonartig definierten Sohlreibungsspannungen	30
2.2 Messungen an Widerlagerfundamenten	37
2.3 Sohlreibung an einzelnen großen Modellkörpern	40
2.4 Kleinmaßstäbliche Sohlreibungsversuche	47
3. Laborversuche	51
3.1 Versuchssande	51
3.2 Dreiachsalversuche	52
3.3 Direkte Scherversuche	56
3.4 Direkte Scherversuche zwischen Sand und Betonflächen	60
3.4.1 Variation der Auflast	67
3.4.2 Variation der Lagerungsdichte	67
3.4.3 Variation der Oberflächenrauigkeit	74
3.4.4 Variation der Probenhöhe	76
3.4.5 Der äußere Reibungswinkel als Funktion von Auflast, Rauigkeit und Lagerungsdichte	78

4. Sohlreibungversuche	90
4.1 Kleinmaßstäbliche Sohlreibungversuche an einzelnen Gründungs- körpern	90
4.2 Großmaßstäbliche Versuche	98
4.2.1 Versuchsaufbau	98
4.2.2 Versuchsprogramm	105
4.2.3 Versuchsergebnisse	110
5. Theoretische und numerische Untersuchungen	126
5.1 Berechnung von vorgespannten Gründungsbalken mit Finiten Elementen	126
5.2 Empirisches Gesetz zur Mobilisierung der Sohlreibung	138
5.3 Berechnungsverfahren für einen elastisch gebetteten Balken unter axialer Beanspruchung	144
5.3.1 Diskretisierung des Gründungsbalkens	146
5.3.2 Erfassung des Untergrundverhaltens	148
5.3.3 Kopplung von Bauwerk und Boden	151
5.3.4 Zusammenbau und Iteration	153
5.4 Berechnungsbeispiele von Vorspannverlusten infolge Sohl- reibung	156
6. Zusammenfassung	160
Anhang	162

LITERATURVERZEICHNIS

- Bishop, A.W. 1950 The measurement of shear-strength of soils -
correspondence. *Géotechnique* 2, 113.
- Bolton, M.D. 1986 The strength and dilatancy of sand.
Géotechnique 36, No. 1, 65 - 78.
- Brennecke-Lohmeyer 1948 *Der Grundbau*, Bd. 1, Verlag Ernst u. Sohn, Berlin.
- Brinch Hansen/
Lundgren 1960 *Hauptprobleme der Bodenmechanik*.
Springer-Verlag, Berlin.
- Brüggelin, A. 1978 *Partially prestressed concrete - Theory and
Experiments*.
Heron Heft, Vol. 23, No. 1.
- Bufler, H. 1958 *Ein neuer Ansatz zur Berechnung der Draht- und
Haftspannungen im Stahlbeton*.
Der Bauingenieur 33, Heft 10.
- Clemence, S.D. 1973 *Development of Instrumentation and Model Testing
for the Load Distribution in a Drilled Pier*.
Ph. Thesis, Ga. Inst. Tech.
- Clough, G.W./
Duncan, I.M. 1971 *Finite Element Analysis of Retaining Wall Beha-
viour*.
J. of Soil.Mech. and Found. Division, ASCE, SM 12.
- Duncan, I.M./
Chang, C.Y 1970 *Nonlinear Analysis of stress and strain in Soils*.
*Journal of the Soil Mechanics and Foundation
Division ASCE, SM 5*.
- Eligehausen, R. 1979 *Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe
mit geraden Stabenden*.
DafStb.,H 301, Berlin
- Fahmy, A.F. 1960 *Zur Definition der kritischen Dichte von Sanden*.
*Veröffentlichung des Instituts für Bodenmechanik
und Grundbau der Technischen Hochschule Karlsruhe,
Heft 5*.
- Feddersen, I. 1980 *Die Berücksichtigung realistischer Reibungswider-
stände bei Fahrbahnen, Gründungsplatten und Pfählen
durch den Ansatz polygonartiger Scherkraft-Scher-
verschiebungskurven*.
Die Bautechnik 12/1980, S. 408 - 413.

- Foik, G. 1984 Die Tragfähigkeit überwiegend horizontal beanspruchter Fundamente auf dichtgelagertem Sand. Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik der Universität-Gesamthochschule Essen, Heft 8.
- Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen 1964 Richtlinien für die Berechnung von Spannbetonstartbahnen.
- Franzius 1927 Der Grundbau. Springer Verlag, Berlin.
- Ghali, A./ Neville, A.M. 1978 Structural Analysis. Chapman and Hall, London.
- Goldbeck 1924 Friction Tests of Concrete on Various Subbases. Public Roads, Vol. 5.
- Janbu, N. 1963 Soil compressibility as determined by Oedometer and Triaxial Tests. Vorträge Baugrundtagung Wiesbaden.
- Kern, G. 1963 Beanspruchungen von Fahrbahnen aus Spannbeton. Straßen- und Tiefbau, Heft 12.
- Kobarg, J. 1986 Ein inkrementelles Stahlbeton-Verbundgesetz unter besonderer Berücksichtigung von Stahldehnung und Querdruck. Diss. am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe.
- Koepcke 1961 Berechnung von Betonfahrbahnen. Der Bauingenieur 36, Heft 3.
- Kondner, Z. 1963 A hyperbolic stress strain formulation for sands. 2. Pan. Am. ICOSFE Brazil, Vol. 1, S. 289 - 324.
- Krauss, E. 1978 Berechnung von Gründungsbalken und -platten, ausgesteift durch den Überbau. Bericht Nr. 78-28 aus dem Inst. für Statik der Technischen Universität Braunschweig.
- Kulhawy, F.H./ Peterson, M.S. 1979 Behaviour of Sand-Concrete Interfaces. Proc. 6th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 2, S. 225 - 236.
- Leonhardt, F. 1950 Die Autobahnbrücke über den Rhein bei Köln-Rodenkirchen. Die Bautechnik 27, Heft 7.
- Love, A.E.H. 1924 The stress produced in an semi-infinite solid by pressure on part of the boundary. Phil. Trans. Royal Soc. London, sec. A, S. 377 - 420.

- Martin, H. 1973 Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung. DAFStb., H. 228, Berlin.
- Meyer, H. 1977 Beitrag zur Berechnung von Gründungsplatten mit Hilfe der Finite-Element-Methode. Forschungs- und Seminarbericht aus dem Bereich der Mechanik der Technischen Universität Hannover, Bericht Nr. F 77/2.
- Murad, M. 1984 Berechnung der Verschiebungen einer diskontinuierlichen Plattenkette unter horizontaler Schubbelastung. Diplomarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Universität Stuttgart.
- Netzel, D. 1972 Beitrag zur wirklichkeitsnahen Berechnung und Bemessung einachsrig ausgesteifter, schlanker Gründungsplatten. Dissertation, Universität Stuttgart.
- Neuffer, F.W./ Leibnitz, A./ Enders, R. 1964 Über den Gleitwiderstand zwischen Erdstoffen und Bauwerksflächen. Berichte aus der Bauforschung, Heft 37.
- Peltier, R. 1958 Contribution a l'étude des routes en béton précontraint. Routes Nr. 321, Oktober 1958, S. 37 - 82.
- Potyondy, I.G. 1961 Skin friction between various soils and construction materials. Géotechnique 11, 339 - 353.
- Rehm, G. 1961 Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. DAFStb., H. 138, Berlin.
- Rehm, G./Martin, H./ Noakowski, P. 1970 Einfluß der Profilierung und des Betons auf die Verbundqualität von Stahl und Beton. Bericht Nr. 2203/Noa/S. Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München.
- Roscoe, K.H. 1967 Shear strength of soil other than clay. Panel Discussion, Proc. Geot. Conf. Oslo, Vol. II, pp. 188 - 192.
- Rowe, P.W. 1969 The Relation Between the Shear Strength of Sands in Triaxial Compression, Plane Strain and Direct Shear. Géotechnique 19, No. 1, pp. 75 - 86.
- Salden, D. 1980 Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten. Mitteilung 12 des Baugrundinstituts Stuttgart.

- Schad, H. 1979 Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben. Mitteilung 10 des Baugrundinstituts Stuttgart.
- Schmidt, H.H. 1981 Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund. Mitteilung 14 des Baugrundinstituts Stuttgart.
- Schober, H. 1984 Ein Modell zur Berechnung des Verbundes und der Risse im Stahl- und Spannbeton. Diss. am Institut für Massivbau der Universität Stuttgart.
- Schulz, H. 1980 Zwängungskräfte infolge Sohltreibung. Mitt.-Blatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 48.
- Schultze, E./Horn, A. 1966 Der Zugwiderstand von Hängebrückenwiderlagern. Vorträge: Baugrundtagung 1966, München.
- Schultze-Muhs 1967 Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten. Springer-Verlag, Berlin-Heidelberg.
- Seed, H.B./Reese, L.C. 1955 The action of soft clay along friction piles. Proc. ASCE 81, Vol. 842.
- Smoltczyk, H.U. 1960a Ermittlung eingeschränkt plastischer Verformungen im Sand unter Flachfundamenten. Verlag Ernst und Sohn, Berlin
- Smoltczyk, H.U. 1960b Untersuchung eines Sandes in einem großformatigen Kastenschergerät. Der Bauingenieur 35, Heft 5, S. 162 - 167.
- Smoltczyk, H.U. 1967 Stress computation in soil media. Proc. ASCE, Soil Mechanics and Foundation Division, SM 2, pp.101 - 124.
- Smoltczyk, H.U./Kolb, H. 1985 Sohltreibung unter vorgespannten Spannbetonplattenstreifen. Forschungsbericht Sm 3/25 an die DFG, Bonn, Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart.
- Taylor, D.W. 1948 Fundamentals of soil mechanics. Wiley & Sons, Inc., New York.
- Vallerga, R.A. et. al. 1956 Effect of Shape, Size and Surface Roughness of Aggregate Particles on the Strength of Granular Materials. Paper to the 2. Pacific Area National Meeting ASTM, Los Angeles.
- Vardoulakis, I. 1977 Scherfugenbildung in Sandkörpern als Verzweigungsproblem. Veröffentlichung des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 70.

- Vesic, A.S./
Clough, G.W. 1968 Behaviour of granular materials under high stresses.
J. Soil. Mech. Found. Div. ASCE 94, SM 3, 661 - 688.
- Vogt, N. 1984 Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wieder-
holten Wandbewegungen in Sand.
Mitteilung 22 des Baugrundinstituts Stuttgart.
- Weil, G. 1963 Die Beanspruchung von Betonfahrbahnplatten.
Straßen- und Tiefbau, 11/1963.
- Wernick, E. 1978 Tragfähigkeit zylindrischer Anker in Sand unter
besonderer Berücksichtigung des Dilatanzverhal-
tens.
Veröffentlichung des Instituts für Bodenmechanik
und Felsmechanik der Universität Karlsruhe,
Heft 75.
- Wernick, E. 1979 Bestimmung von Bodenkennwerten mit einem parallel
geführten direkten Schergerät.
Die Bautechnik 56, Nr. 9, S. 307 - 313.

Bezeichnungen

μ	(1)	Reibungsbeiwert
σ	(kN/m ²)	Spannungen
w	(m)	Verschiebungen
w _g	(m)	Grenzverschiebung
w ₀	(m)	Anfangsverschiebung
H	(m)	Bauteildicke, Horizontalkraft, Probenhöhe
B	(m)	Bauteilbreite
A	(m ²)	Bauteilquerschnittsfläche
L, \bar{L}	(m)	Balkenlänge, Bereichslänge
τ	(kN/m ²)	Sohltreibungsspannung
τ_R	(kN/m ²)	Restsohltreibungsspannung
τ_m	(kN/m ²)	max. Sohltreibungsspannung
Δt	(°C)	Temperaturdifferenz
$\epsilon, \epsilon_t, \epsilon_s, \epsilon_0$	(1)	Dehnungen
E, E_0, E_t	(kN/m ²)	Elastizitätsmodul
x, y, z	(m)	Kartesische Koordinaten
P, P ₀	(kN)	Vorspannkraft
α	(1)	Konstante
l ₀	(m)	Entfernung vom Plattenrand
λ	(1)	Vorspannungsverhältnis
φ^*	(1)	Verlustfaktor nach SCHULZ
β, b	(1)	Konstanten für Reibungsgesetz
F ₀ , F ₁ , F ₂ , F _m	(kN)	Vorspannkraften bei Feddersen
Δs	(m)	Schrittweite der Verschiebung
δ_s	(Grad)	Sohltreibungswinkel
δ_{sf}	(Grad)	Bruchsohltreibungswinkel
v	(m)	Verschiebungen
D	(1)	Lagerungsdichte
A _a , A _i	(kNm)	Äußere, innere Arbeit
V	(kN)	Vertikalkraft
φ'	(Grad)	Effektiver, innerer Reibungswinkel
c	(kN/m ²)	Kohäsion
d ₅₀	(mm)	Korndurchmesser bei 50% Siebdurchgang
d _v	(mm)	Vergleichsdurchmesser

C_u	(1)	Ungleichförmigkeitszahl
C_c	(1)	Krümmungszahl
ρ_D, ρ_L	(g/cm ³)	Dichte bei dichtester, lockerster Lagerung
ρ_d	(g/cm ³)	Trockendichte
n	(1)	Porenanteil
e	(1)	Porenzahl
γ	(kN/m ³)	Wichte
D_f	(1)	Verdichtungsfähigkeit
φ_{Dir}	(Grad)	Innerer Reibungswinkel aus Dir. Scherversuchen
\bar{u}	(mm)	Verschiebung am Scherfugenrand
$s_1^{(1)}, s_1^{(2)}$	(1)	Diskontinuitätsflächen
v	(Grad)	Dilatanzwinkel
γ_{yz}	(1)	Gleitung
s_{el}	(mm)	Elast. Verschiebungsanteile
$T, T_{Pr}, T_v, T_H, T_{St-v}$	(kN)	Reibungskräfte
R_R	(1)	Relative Rauigkeit
R	(m)	Rauhigkeitsgrad
p, q	(1)	Lokale Konstanten
n	(1)	Exponent, Konstante
p_a	(kN/m ²)	Atmosph. Druck
V_B	(kN)	Vertikale Bruchlast
K_{DC}	(1)	Belastungsmodul nach DUNCAN/CHANG
K_{UR}	(1)	Entlastungsmodul nach DUNCAN/CHANG
K	(kN/m ²)	Kompressionsmodul
K_S	(kN/m ²)	Schubsteifigkeit
S	(1)	Scherzahl, Stresslevel
R_f	(1)	Bruchverhältnis
G, G_t	(kN/m ²)	Schubmoduln
v_t	(1)	Tangentiale Querdehnzahl
γ_w	(kN/m ³)	Wichte des Wassers
k_{SR}	(1)	Sohltreibungsmodul
N_i, N_k	(kN)	Knotennormalkräfte
M_i, M_k	(kNm)	Knotenmomente
φ_i, φ_k	(Grad)	Knotenverdrehungen
Q_i, Q_k	(kN)	Knotenquerkräfte
K_e	(1)	Elementsteifigkeitsmatrix
α_Q	(1)	Schubflächenfaktor
s	(m)	Setzung

SEM	(m/kN)	Setzungseinflußmatrix
Z _{ik}	(kN/m ²)	Matrix der Zwangssohlnormalspannungen
ZP _{ik}	(kN)	Matrix der Zwangsknotenkräfte
K _{BA}	(kN/m)	Balkensteifigkeitsmatrix
K _{ZP}	(kN/m)	Bodensteifigkeitsmatrix

1. EINLEITUNG UND ZIELSETZUNG

Alle Bauteile, die in direktem Kontakt mit dem Untergrund stehen, erleiden unter Zwangsbeanspruchung parallel zur Kontaktfläche Reibungsspannungen in der Kontaktfläche. Diese überlagern sich mit den im Bauteil schon vorhandenen Spannungen und führen zur Verminderung der inneren Tragsicherheit.

Vor allem wenn die Zugfestigkeit des Betons überschritten wird und die vorhandene Bewehrung nicht ausreicht, wird die Gebrauchsfähigkeit des Bauteils durch starke Zunahme der Verformungen unter Last und durch vermehrte Ribbildung herabgesetzt. Dies kann zum Versagen des Bauteils durch Korrosion der Bewehrung oder zum Verlust der Dichtigkeit führen.

Die vorliegende Arbeit befaßt sich hauptsächlich mit dem Reibungsverhalten vorwiegend horizontaler Sohlflächen unter horizontalem Zwang, wie er z.B. durch die Behinderung von kinematischen Verschiebungen, hervorgerufen durch Temperaturdehnungen, Schwinden und Kriechen oder dem Einwirken äußerer Kräfte (z.B. Vorspannkräfte oder Kräfte aus anderen Bauteilen), entsteht.

Ziel dieser Arbeit ist es, die Größe der Sohlreibungsspannungen und ihre Verteilung entlang der Sohlfläche in Abhängigkeit von auftretenden lokalen Verschiebungen der Bauteile und den Übergangs- und Untergrundbedingungen wie Rauigkeit der Sohlflächen, wirksame Sohlnormalspannungen und Lagerungsdichte des Untergrunds anzugeben.

Dabei wird als Untergrund ein nichtbindiger Boden untersucht, da meist unter Sohlflächen eine Sauberkeitsschicht eingebaut wird. In diesem Falle wird als maßgebende Sohlfläche für Reibung die Kontaktzone Bauwerk-Sauberkeitsschicht betrachtet, während die Verzahnung der Sauberkeitsschicht mit dem - wenn auch bindigen - Untergrund wegen der Dicke dieser Übergangszone und der großflächigen Unebenheit nicht maßgebend ist.

Eine häufig vor dem Betonieren der konstruktiven Bauteile auf den Untergrund bzw. auf einer Sauberkeitsschicht aufgebrachte Ausgleichsschicht aus Unterbeton verzahnt sich mit dem konstruktiven Beton meist derart, daß nicht die Reibung Beton auf Beton, sondern die Sohlreibung zwischen Unterbeton und Untergrund maßgebend ist.

Der Fall Beton auf bindigem Untergrund wird hier nicht behandelt, da er von untergeordneter Wichtigkeit erscheint und eine vorhandene (evtl. auch scheinbare) Kohäsion durch konstruktive Maßnahmen wie z.B. Papier- oder Folienschicht beseitigt wird.

Eine zutreffende Bestimmung des Sohlreibungsverhaltens von Gründungskörpern infolge horizontalem Zwang ist bisher nicht ausreichend erfolgt. Speziell unter großer Zwangsbeanspruchung durch Vorspannung der Bauteile ist die Größe der notwendigen Vorspannung von starkem wirtschaftlichen Interesse, da bei zu klein gewählter Vorspannung diese durch Sohlreibung vollständig abgebaut werden kann.

Unter Berücksichtigung der Randbedingungen wie Sohlnormalspannung, Sohlrauigkeit und Untergrundverhalten wird die lokale Verschiebung des Gründungskörpers als wichtigste Größe für den geweckten Reibungswiderstand betrachtet. Dafür wird eine Scherwegfunktion der Sohlreibung aufgestellt und ein spezielles Rechenverfahren auf der Basis der Finiten Elemente entwickelt, und es werden Beispielrechnungen für Sohlreibungsverluste durchgeführt. Eine Scherwegfunktion, die einen physikalischen Zustand normiert zwischen den Werten 0 und 1 mathematisch beschreibt, wird in der Bodenmechanik gängig Mobilisierungsfunktion genannt.

Die Arbeit wendet sich vorwiegend, aber nicht ausschließlich, an den Grundbauingenieur, da sich mit dem analogen Problem des Massivbaus vom Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton schon grundlegend REHM (1961) und auch zahlreiche andere Forscher beschäftigt haben, z.B. BUFLER (1958), MARTIN (1973), ELIGEHAUSEN (1979), BRÜGGELING (1978), REHM/MARTIN/NOAKOWSKI (1970), SCHOBER (1984) und KOBARG (1986).

Obwohl die grundlegenden mathematischen Lösungen des Verbundproblems die gleichen sind wie für das Sohlreibungsverhalten (Arbeiten von PELTIER (1958), KOEPCKE (1961), sind diese nur für einfache Randbedingungen auf das Sohlreibungsverhalten anzuwenden und zur Erfassung spezieller Randbedingungen im Grundbau, wie z.B. elastische Bettung, nichtkonstante Sohlnormalspannungen, unterschiedliche Steifigkeiten und Böden, nicht geeignet.

Entstehen infolge Dilatanz des Untergrunds Verzerrungen senkrecht zur Sohlfläche, so wird im Rahmen dieser Arbeit angenommen, daß diese durch die auf-

gehende Konstruktion nicht behindert werden. So könnte z.B. bei in den Untergrund tief einbindenden Bauwerken wie Tiefgaragen durch Reibung an den Wänden eine vertikale Bewegung der Sohlplatte behindert werden. Hilfsweise könnte hier nach Abschnitt 3.4 der Dilatanzeinfluß abgeschätzt und damit die an den Wänden mobilisierte Reibung erfaßt werden. Die endgültige Berechnung der Sohlreibungsverhältnisse erfolgte dann mit einem um das Maß der Seitenreibung vergrößerten Eigengewicht. Im Falle turmartiger Bauwerke (z.B. Hochhäuser) mit sehr hohen Eigengewichten ist die Dilatanz allein durch das Gewicht nicht behindert, und der Reibungswinkel müßte entsprechend Abschnitt 3.4.5 bei hohen Sohlnormalspannungen vermindert werden.

2. STAND DER TECHNIK UND ERWEITERUNG DER MATHEMATISCHEN LÖSUNGEN AUF TEMPERATURDEHNUNGEN

Sohlreibungsspannungen sind einerseits notwendig (Gleitsicherheit), andererseits sehr störend (z.B. Gründungskörper unter Vorspannung oder bei Abkühlung). Aus diesem Anlaß fand GOLDBECK (1924) bei seinen Reibungsversuchen von starren Betonkörpern auf verschiedenen Böden (untersucht wurde die Verschiebekraft R an Körpern mit dem Gewicht G und $R = \mu \cdot G$) Reibungsbeiwerte bis $\mu = 2,0$, wobei allerdings die Wirkung einer (wenn auch nur scheinbaren) Kohäsion mit erfaßt wurde. Um solch hohe Werte zu vermeiden, wurde später bei den vorgespannten Fahrbahnkonstruktionen auf Autobahnen eine nichtbindige "Gleit"-Schicht mit Papierzwischenlage zwischen Unterbau und Betonoberbau vorgeschrieben. An Versuchstrecken auf deutschen Autobahnen wurden an 10 m langen Platten noch Reibungsbeiwerte von $\mu = 1,8$ bei Erstverschiebung der auf fester Unterlage (Asphaltfeinbeton) mit Trennpapier gelegenen Platte gemessen und bei Umkehr der Verschiebungsrichtung noch $\mu = 0,8$. Auf Sanduntergrund (Rheinsand 0 - 3 mm) wurde noch $\mu = 1,0$ für Erstverschiebung festgestellt. Dieser Wert sank bei Umkehr der Verschiebungsrichtung dann auf $\mu' = 0,6$ ($\approx 31^\circ$) ab (WEIL, 1963).

Auch beim Startbahnbau des Flugplatzes Alger-Maison-Blanche wurden an 130 m langen Betonplatten beim Vorspannen Reibungsbeiwerte von $\mu > 2,0$ festgestellt (PELTIER, 1958). Allerdings kann nicht ausgeschlossen werden, daß der ursprünglich kohäsionslose Sand des Untergrunds durch ungewollte Zement-einschlammung eine leicht kohäsive Wirkung erhielt.

Der große Vorteil vorgespannter Fahrbahnkonstruktionen lag vor allem im nun möglichen großen Fugenabstand von mehr als 150 m, in der Materialersparnis (Reduzierung der Plattendicke von z.B. 32 cm auf 18 cm) und dem schadlosen Widerstehen großer Überbelastungen.

2.1 Analytische Berücksichtigung der Sohlreibungsspannungen

Sehr häufige Fälle, wo die Erfassung der Sohlreibungsspannungen von entscheidender Bedeutung ist, sind vorgespannte Betonstraßen und Flugpisten.

Wegen den einfachen geometrischen und kräftemäßigen Verhältnissen an Straßen und Flugpisten (ebener Fall, konstante Auflast, rechteckige Platte mit konstanter Dicke, homogener Untergrund) schien die direkte, affine Übertragung der Scherkurve eines Scherversuchs nach Casagrande in die Sohlfläche der richtige Berechnungsansatz zu sein.

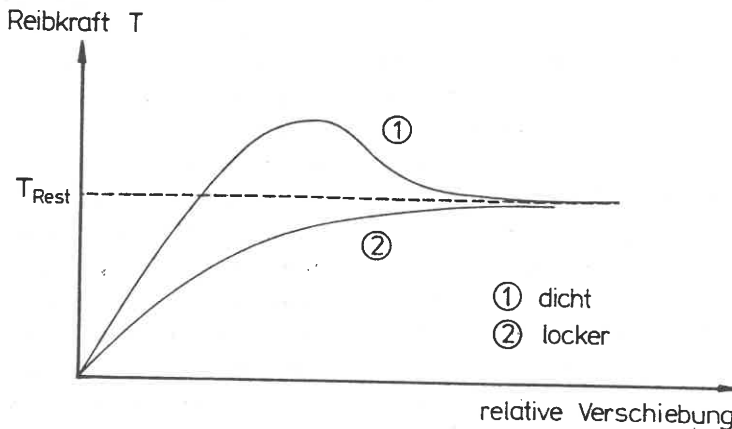


Bild 1 Grenzfälle der Scherkraft- Scherverschiebungen im Direkten Schergerät

Zur analytischen Behandlung des Problems müssen die möglichen Scherkraftkurven in Bild 1 durch einfache Funktionen angenähert werden, (PELTIER (1958)).

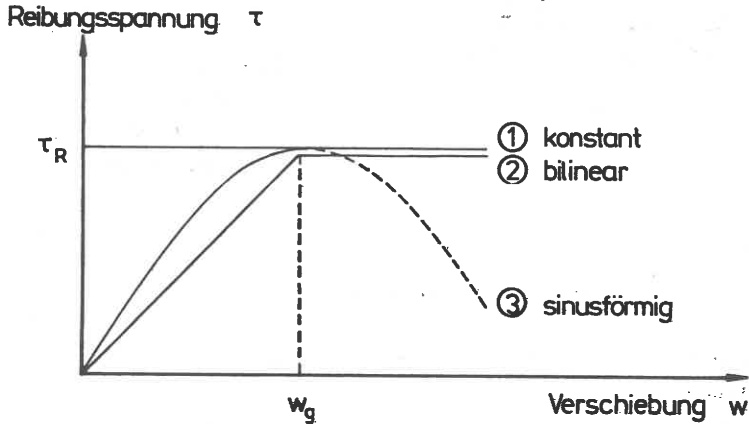


Bild 2 Annäherung des Reibungsverhaltens durch einfache Funktionen nach PELTIER

Dabei muß an einem Platten- oder Balkenelement horizontales Kräftegleichgewicht herrschen. Mit einer als positiv definierten Betondruckvorspannung $\sigma(x)$ ergibt sich dann (w - Verschiebung; H - Bauteildicke; B - Bauteilbreite):

$$\frac{d\sigma(x)}{dx} = + \frac{\tau(w)}{H} \quad (1)$$

Da σ auf den Querschnitt $H \cdot B$ wirkt und τ auf die Breite B und Länge " l ", erscheint die Dicke H in (1) als Umrechnungsfaktor. Das Bauteil selbst wird hierbei als gewichtslos betrachtet.

Für positive Druckvorspannung sind die Dehnungen im Bauteil:

$$\frac{dw(x)}{dx} = - \frac{\sigma(x)}{E} + \alpha_t \cdot \Delta t = - \epsilon + \epsilon_t \quad (2)$$

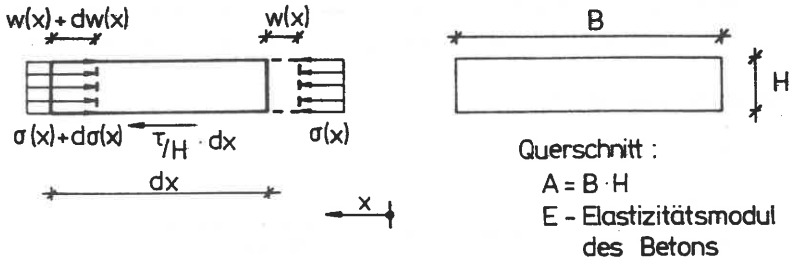


Bild 3 Kräftegleichgewicht am Balkenelement

Durch Verknüpfung von (1) und (2) erhält man die Differentialgleichung 2. Ordnung:

$$\frac{d^2 w}{dx^2} \pm \frac{\tau(w)}{E \cdot H} = 0 \quad (3)$$

DGL (3) entspricht der allgemeinen Differentialbeziehung für den Verbund von Stabstahl in Beton nach REHM (1961), wenn H sinngemäß durch den Stabdurchmesser ersetzt wird. Eine Analogie zwischen vorgespanntem Gründungskörper und dem Stahl-Beton-Verbund besteht also für vollkommenen Verbund (Stahl- und Betondehnungen sind gleich) und nachgiebigen Verbund (Stahl- und Betondehnung verschieden, aber stetig entlang des Stabes). Beim unvollkommenen Verbund (Rippenstahl im Zustand II) wird die Stabkraft hauptsächlich durch die Verzahnung von Rippen und Betonkonsolen unstetig übertragen. Hier kann über die bezogene Rippenfläche nach REHM eine stetige Krafteinleitung rechnerisch erfaßt werden.

Beim Verbundproblem war außer der speziellen Problematik der Erfassung der lokalen Krafteinleitung die Krafteinleitungslänge (Verankerungslänge) ein wesentliches Ziel der Berechnung, wobei die Stabkraft am Ende der Verbundstrecke gleich Null war. Später verlagerte sich der Schwerpunkt der Forschung auf den Einfluß von Rippen, Ringzugspannungen und Querdruck auf den Stab.

Dagegen ist beim Sohlreibungsproblem meistens die Länge nicht ausreichend, um die Axialkraft im Gründungskörper völlig abzubauen, auch können sich Sohlnormalspannung und Untergrundverhältnisse entlang des Bauwerks ändern, und der Einfluß von Temperaturverformungen gewinnt wesentlich an Bedeutung.

Während das Verbundproblem meist nicht symmetrisch ist (Verankerung), tritt der Fall der Sohlreibung oft als Symmetriefall im Sinne eines Gründungskörpers, der beidseitig vorgespannt wird, auf.

Lösungen für die Sohlreibung werden daher einerseits vom Rand aus angegeben (PELTIER), andererseits vom Symmetriepunkt aus (KOEPECKE).

Ähnlich dem Verbundproblem wird im folgenden die mathematische Lösung vom Rand aus angegeben, da damit gleichzeitig der halbunendlich lange Gründungskörper miterfaßt wird.

Der Fall der Berechnung von der Symmetrieachse aus kann formal durch die einfache Substitution $x' = L - x$ erhalten werden.

2.1.1 Ansatz einer konstanten Sohlreibungsspannung

Dieser einfachste Fall setzt die volle Mobilisierung der Sohlreibungsspannungen in der Sohlfuge voraus, wobei τ nicht von der Verschiebung abhängig ist. Gl. (3) wird direkt integriert, womit die axiale Vorspannung im Beton linear abnimmt:

$$\sigma(x) = \sigma_0 - \frac{\tau_R}{H} \cdot x \quad (4)$$

Baut sich die Vorspannung vor Erreichen der Symmetrieachse infolge Reibung auf den Wert $(\sigma_0 - E \cdot \epsilon_t)$ ab, kann man formal von einer langen Platte sprechen. Die Grenzlänge ist:

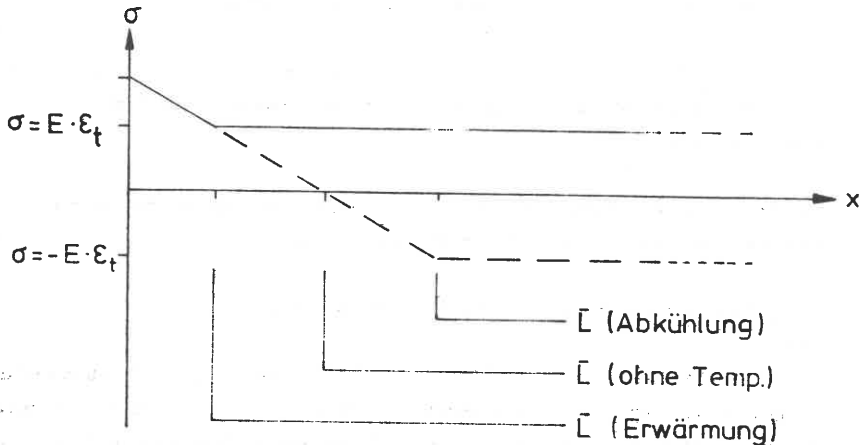
$$L = (\sigma_0 - E \cdot \epsilon_t) \cdot \frac{H}{\tau_R} \quad (5)$$

Ist $L < \bar{L}$ (kurze Platte), ist in den nachfolgenden Gleichungen \bar{L} durch L zu ersetzen.

Für $x > \bar{L}$ stellt sich die dehnungslose Zwangsvorspannung $\sigma = E \cdot \epsilon_t$ ein (Bild 4).

Der Verschiebungsverlauf ist:

$$w(x) = \frac{B \cdot \tau_R}{2A \cdot E} (x^2 - \bar{L}^2) - \left(\frac{\sigma_0}{E} - \epsilon_t \right) (x - \bar{L}) \quad (6)$$



Querschnitt: $A = B \cdot H$

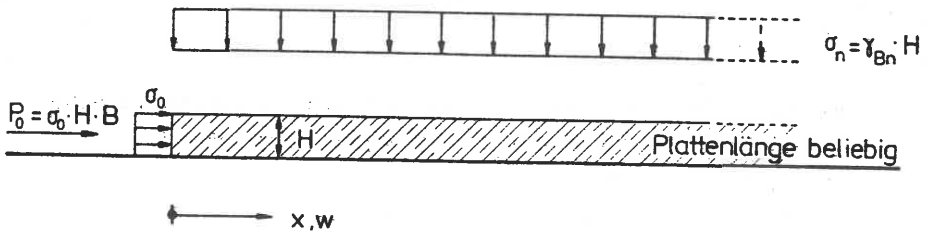


Bild 4 Systemskizze einer langen Platte unter Druckvorspannung

2.1.2 Ansatz einer linear veränderlichen Sohlschleibungsspannung

Diese mathematische Näherung an die wirklichen Scherwegkurven nach Bild 1 stellt die erste einfache und brauchbare Lösung dar und wurde deswegen sowohl beim Sohlschleibungsproblem von PELTIER (1958) als auch beim Verbundproblem von REHM (1961) und BUFLER (1958) als wichtige Grundlage gewählt.

Die maßgebende DGL für diesen Fall wurde von SEED und REESE (1955) veröffentlicht, wobei der Ansatz von MATLOCK aus dem Jahre 1951 stammt.

Die Lösung der Differentialgleichung:

$$E \cdot H \cdot \frac{d^2 w}{dx^2} = \tau_R \cdot \frac{w}{w_g} \quad (7)$$

ist

$$w(x) = D_1 \cdot e^{\alpha x} + D_2 \cdot e^{-\alpha x} \quad (8)$$

bzw.

$$\sigma(x) = -E \cdot \alpha (D_1 \cdot e^{\alpha x} - D_2 \cdot e^{-\alpha x}) + E \cdot \epsilon_t$$

$$\alpha^2 = \frac{\tau_R}{w_g \cdot E \cdot H} \quad (9)$$

Die Lösung ist bodenmechanisch nur für kleine Verschiebungen vernünftig, da dann τ_R unterhalb der Grenzspannung bleibt.

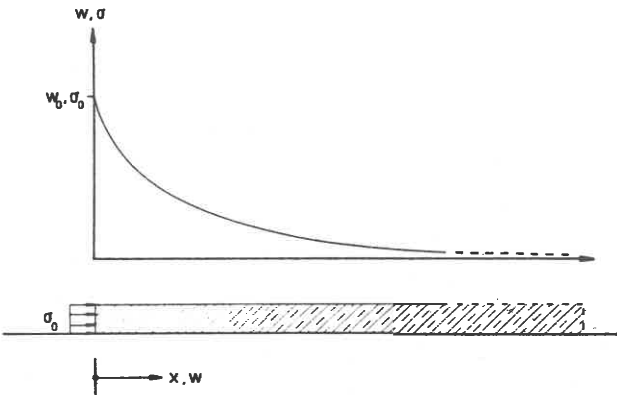


Bild 5 Vorspannung einer sehr langen Platte vom Rand aus

Unter der Annahme, daß Verschiebung und Vorspannung am Plattenanfang bekannt sind, also

$$\sigma(0) = \sigma_0 \quad (1. \text{ R.B.})$$

$$\text{und} \quad w(0) = w_0 \quad (2. \text{ R.B.})$$

sind, ergibt sich der Verschiebungs- und Vorspannungsverlauf zu:

$$w(x) = \frac{1}{2} \left(w_0 - \frac{(\sigma_0 - E \cdot \epsilon_t)}{\alpha \cdot E} \right) e^{\alpha x} + \frac{1}{2} \left(w_0 + \frac{(\sigma_0 - E \cdot \epsilon_t)}{\alpha \cdot E} \right) e^{-\alpha x} \quad (10)$$

$$\sigma(x) = \frac{1}{2} (\sigma_0 - E \cdot \epsilon_t - \alpha \cdot E \cdot w_0) e^{\alpha x} + \frac{1}{2} (\sigma_0 - E \cdot \epsilon_t + \alpha \cdot E \cdot w_0) e^{-\alpha x} + E \cdot \epsilon_t \quad (11)$$

oder identisch umgeformt:

$$w(x) = w_0 \cosh \alpha x - \frac{(\sigma_0 - E \cdot \epsilon_t)}{\alpha \cdot E} \sinh \alpha x \quad (12)$$

$$\sigma(x) = (\sigma_0 - E \cdot \epsilon_t) \cosh \alpha x - \alpha \cdot E \cdot w_0 \cdot \sinh \alpha x + E \cdot \epsilon_t \quad (13)$$

Die am Plattenanfang in den Beton eingeleitete Vorspannung σ_0 wird durch Sohlreibung bei \bar{x} auf den Wert der Temperaturzwangsspannung abgebaut ($\sigma(\bar{x}) = E \cdot \epsilon_t$):

$$\bar{x} = \frac{1}{\alpha} \operatorname{Artanh} \frac{\sigma_0 - E \cdot \epsilon_t}{\alpha \cdot E \cdot w_0} \quad (14)$$

Da dann auch der verschiebungs- und dehnungslose Querschnitt erreicht ist, gilt ($w(\bar{x}) = 0$):

$$\bar{x} = \frac{1}{\alpha} \operatorname{Artanh} \frac{w_0 \cdot \alpha \cdot E}{\sigma_0 - E \cdot \epsilon_t} \quad (15)$$

Daraus ergibt sich die Anfangsverschiebung:

$$w_0 = \frac{\sigma_0 - E \cdot \epsilon_t}{\alpha \cdot E} \quad (16)$$

Ist die Plattenmitte vor Abbau der Vorspannung auf die Temperaturzwangsspannung erreicht (kurze Platte), so bestimmt sich aus der Bedingung $w(L)=0$:

$$w_0 = \frac{\sigma_0 - E \cdot \epsilon_t \cdot \Delta t}{\alpha \cdot E} \tanh \alpha L \quad (16a)$$

Mit den nun bekannten Anfangswerten von Verschiebung und Vorspannung vereinfachen sich Gl. (10) und (11) zu:

$$w(x) = w_0 \cdot e^{-\alpha x} \quad (17)$$

$$\sigma(x) = (\sigma_0 - E \cdot \epsilon_t) \cdot e^{-\alpha x} + E \cdot \epsilon_t \quad (18)$$

Gl. (18) entspricht der um den Temperaturanteil erweiterten Lösung von BUFLER (1958). Eine Druckvorspannung wird also durch gleichmäßige Temperaturzunahme (und Wirkung der Sohlreibung) abgebaut. Im Falle einer Temperaturabnahme stellt sich sogar ein Zugspannungszustand in der Größe der Zwangstemperaturspannung ein. Dabei wird ein spannungsloser Querschnitt in der Entfernung l_0 vom Rand erreicht, wobei ϵ_0 die am Plattenanfang infolge σ_0 vorhandene Anfangsdehnung ist.

$$l_0 = \frac{1}{\alpha} \ln \left(1 - \frac{\epsilon_0}{\epsilon_t} \right) \quad (19)$$

Verkürzungen infolge Schwinden des Betons können über äquivalente Temperaturdehnungen erfaßt werden.

Die Gleichungen (14) und (15) zeigen, daß die Stelle \bar{x} im Unendlichen liegt, d.h. Verschiebung und Vorspannung nähern sich asymptotisch dem Wert Null. Diese Tatsache, die der Vorstellung widerspricht, beruht auf dem linearen Ansatz der Mobilisierungsfunktion der Sohlreibung. In Wirklichkeit nimmt die Sohlreibung für sehr kleine Verschiebungen überproportional ab, und $d\tau(w)/dw$ hat bei $w = 0$ einen maximalen Wert (Anfangssteigung), was bedeutet, daß $\sigma = 0$ und $w = 0$ nach einer endlichen Strecke erreicht werden.

Die endlich lange Platte ist also durch ein anderes Maß der Anfangsverschiebung vom unendlichen Fall unterschieden. Interessant ist noch der Vergleich von eingeleiteter Vorspannung und Restvorspannung in Plattenmitte, womit sich das Vorspannungsverhältnis λ angeben läßt:

$$\lambda = \frac{\sigma_0}{\sigma_m} = - \frac{\epsilon_t}{\epsilon_m} (\cosh \alpha L - 1) + \cosh \alpha L \quad (20)$$

Ohne Temperaturdehnungseinfluß ist Gl. (20) identisch mit dem Vorspannungsverhältnis φ^* nach SCHULZ (1980) und der Gleichung (9b) von KOEPCKE.

Die Lösung von SCHULZ zielt schon in der Bestimmung der Integrationskonstanten auf eine Darstellung der Vorspannkraft- und Verschiebungsverläufe als Funktion des Vorspannkraftverlusts λ . Bei der Definition der Randbedingungen wird der ursprünglich als reines Kraftverhältnis definierte Verlustfaktor auch auf Dehnungsverhältnisse unter Einschluß von Temperaturdehnungen übertragen, wobei sich dann allerdings unrichtige Konstanten ergeben. Unter Beachtung der ursprünglichen Definition des Verlustfaktors lautet die Verschiebungsfunktion (Gl. 20 bei SCHULZ 1980):

$$w(x) = \frac{\epsilon_0 - \epsilon_t}{\alpha} \frac{\cosh \alpha x - \bar{\lambda} \cdot \cosh \alpha(L-x)}{\sinh \alpha L} \quad (21)$$

Das richtige Vorspannungsverhältnis ist dann

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda \cdot \epsilon_0 - \epsilon_t}{\epsilon_0 - \epsilon_t} \quad (22)$$

mit ϵ_t als reiner Temperaturdehnung. Man sieht, daß der Fehler nur bei Vorhandensein einer Temperaturdehnung auftritt und deshalb Gl. (23) bei SCHULZ mit Gl. (20) dieses Abschnitts für $\epsilon_t = 0$ identisch ist.

2.1.3 Ansatz einer exponentiellen Sohlreibungsspannung

Ein exponentieller Reibungsansatz wurde zuerst von MARTIN (1972) auf der Grundlage zahlreicher Versuche für das Verbundverhalten aufgestellt und die DGL. (3) damit gelöst.

Übertragen auf das Sohlreibungsproblem lautet das Reibungsgesetz:

$$\tau(x) = b \cdot w^{1/\beta} \quad (23)$$

Die Lösungen stellen sich mathematisch kompliziert dar und sind für den Sonderfall $\beta = 2$ (Wurzelgesetz) z.B. bei MARTIN ausführlich dargestellt.

Bei Anwendung der Lösungen wurde in einem Rechenverfahren die Ausgangsverschiebung w_0 variiert, bis die vorgegebene Randbedingung $\sigma(0) = 0$ eingehalten wurde.

2.1.4 Ansatz einer sinusförmigen Sohlreibungsspannung

Ein sinusförmiger Verlauf der Sohlreibungsspannungen bis zum Erreichen des Maximalwerts bei der Verschiebung w_g wurde von PELTIER vorgeschlagen:

$$\tau(w) = \tau_R \cdot \sin\left(\frac{\pi}{2 \cdot w_g} \cdot w\right) \quad (24)$$

Wenn man die Variablen der DGL (3) durch Einsetzen der Gl. (24) trennt, und anschließend integriert, reduziert sich (3) auf eine einfache DGL 1. Ordnung

$$\frac{\pm dx}{\sqrt{E \cdot H}} = \frac{dw}{\sqrt{C_1 - \frac{4 \cdot \tau_R \cdot w}{\pi} \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot w}{2 \cdot w_g}\right)}} \quad (25)$$

Die Lösung vorstehender DGL führt auf ein unvollständiges elliptisches Integral erster Gattung, läßt sich also explizit nicht angeben. Für den Fall einer sehr langen Platte, bei der die Vorspannung irgendwo auf Null abfällt, hat PELTIER die Konstante C_1 bestimmt.

$$C_1 = 4 \cdot \tau_R \cdot w_g / \pi$$

Damit ergibt sich, in (25) eingesetzt und umgeformt,

$$2dx \sqrt{\frac{2\tau_R \cdot w}{\pi \cdot E \cdot H}} = \frac{dw}{\sin\left(\frac{\pi \cdot w}{4w_g}\right)} \quad (25a)$$

wofür PELTIER folgende Lösung angibt:

$$\tan\left(\frac{\pi \cdot w}{8 \cdot w_g}\right) = \tan\left(\frac{\pi \cdot w_0}{8 \cdot w_g}\right) \cdot e^{-x \cdot \sqrt{\frac{\pi \cdot \tau_R}{2E \cdot H \cdot w_g}}} \quad (26)$$

Auch hier liegt keine explizite Formulierung eines Verschiebungsgesetzes vor. Aus (25a) folgt die explizite Angabe des Vorspannungsverlaufs:

$$\sigma(w) = 2 \cdot \sqrt{2 \frac{\tau_R \cdot E \cdot w}{\pi \cdot H}} \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot w}{4 \cdot w_g}\right) \quad (27)$$

Gl. (27) gilt nur, wenn die Grenzverschiebung nirgendwo überschritten wird, also die Anfangsverschiebung kleiner als die Grenzverschiebung ist.

2.1.5 Ansatz von polygonartig definierten Sohlreibungsspannungen

Die mit den einfachen Lösungen unbefriedigende Wiedergabe der reellen Sohlreibungsverhältnisse für ein gedachtes Balken- oder Plattenelement, wie sie z.B. im Direkten Schergerät simuliert werden (vgl. Bild 1), und das Fehlen einer mathematischen Funktion von höherem Grad als der linearen, die unter Beachtung der Randbedingungen die Differentialgleichung (3) erfüllt, ließen KOEPCKE die Idee entwickeln, den untersuchten Balken in Teilstücke zu zerlegen, worauf jeweils eine konstante oder lineare Sohlreibungsfunktion exakt abgebildet wird und im gesamten Abschnitt ihre Gültigkeit hat. Die Verknüpfung von bekannten Lösungen für lineare und konstante Sohlreibungsfunktionen führt zu einem polygonartig definierten Sohlreibungsverhalten.

Eine angenommene oder versuchstechnisch ermittelte Sohlreibungskurve in einer τ - w -Darstellung wird dabei durch vier Geradenstücke ersetzt (Bild 6). Für jeden mittels Geradengleichung definierten Bereich des Polygonzugs liegt der Knickpunkt am Anfang des entsprechenden Balkenstücks, auf dem die

Gleichung ihre Gültigkeit besitzt. Dabei hat die x-Achse jeweils am Anfang eines jeden Balkenstücks ihren Ursprung.

Ein entscheidender Vorteil des polygonalen Ansatzes ist, daß die gesamte Scherkurve nach Bild 1 im wichtigsten Verlauf auch für große Verschiebungen wiedergegeben wird. Somit ist auch eine Begrenzung der Sohlreibungsspannung auf den Maximalwert möglich.

Weil damit Versuchskurven gut nachempfunden werden können, wurde dieser Ansatz auch von vielen Forschern für das Verbundproblem verwendet, ohne daß hier näher darauf eingegangen wird, siehe REHM/MARTIN/NOAKOWSKI (1970).

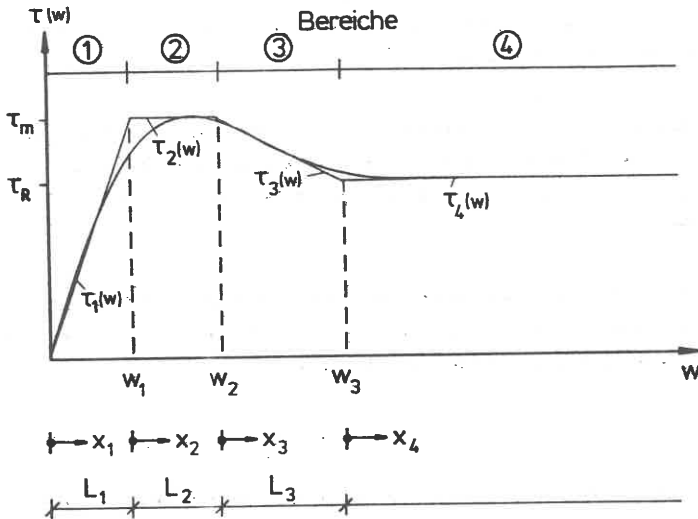


Bild 6 Abschnittsweise definierte Mobilisierungsfunktion

Das Verfahren wird hier als Anwendung auf den Sohlreibungsfall im Grundbau wiedergegeben.

Entsprechend Bild 6 lauten die Geradengleichungen:

$$\begin{aligned} \text{Bereich 1:} \quad \tau_1(w) &= -\frac{\tau_m}{w_1} \cdot w & ; & \quad 0 \leq |w| \leq |w_1| \\ \text{Bereich 2:} \quad \tau_2(w) &= \tau_m & ; & \quad |w_1| \leq |w| \leq |w_2| \\ \text{Bereich 3:} \quad \tau_3(w) &= \frac{\tau_m - \tau_R}{|w_3 - w_2|} \cdot (w - w_2) + \tau_m & ; & \quad |w_2| \leq |w| \leq |w_3| \\ \text{Bereich 4:} \quad \tau_4(w) &= \tau_R & ; & \quad |w| > |w_3| \end{aligned} \quad (28)$$

Eine direkte Abbildung des Sohlreibungsverhaltens nach Bild 6 auf einzelne Abschnitte eines Balkens ist nur möglich, wenn die Berechnung beim Bewegungsnullpunkt beginnt und ein Wert der Vorspannung bekannt ist, d.h. nur für eine Rechnung von der Symmetrieachse aus. Für positive Verschiebungen werden negative Sohlreibungsvektoren geweckt.

Die Verläufe von Verschiebung und Vorspannung sowie die einzelnen Abschnittslängen wurden von KOEPCKE ohne Berücksichtigung von Temperaturdehnungen angegeben. Dabei wurde auf bekannte Lösungen der Standardfälle (siehe 2.1.1 und 2.1.2) zurückgegriffen.

Die Verschiebungs- und Vorspannverläufe für die Bereiche 1, 2 und 4 können bei KOEPCKE nachgelesen werden. Es soll hier nur der Bereich 3 wiedergegeben werden, da er eine neue Lösung der DGL (3) fordert.

Bereich 3:

Für den Bereich mit abnehmender Sohlreibungsspannung (Post-Peak-Verhalten) wurde von KOEPCKE die Lösung der DGL (3) für den Fall angegeben, daß $\tau_3(w)$ in der Form:

$$\tau_3(w) = a \cdot w + b \quad (29)$$

$$\text{mit } a = \frac{\tau_m - \tau_R}{|w_3 - w_2|} \quad \text{und } b = \tau_m - \frac{\tau_m - \tau_R}{|w_3 - w_2|} \cdot w_2$$

in Gl.(3) eingesetzt wird:

$$\frac{d^2 w}{dx^2} + \frac{a}{E} w + \frac{b}{E} = 0 \quad (3a)$$

Die allgemeine Lösung dieser Differentialgleichung wird dann mit

$$w(x) = A \cdot \cos \alpha \cdot x + B \cdot \sin \alpha \cdot x - \frac{b}{a} \quad (30)$$

angegeben, wobei

$$\alpha = \frac{\sqrt{a}}{\sqrt{E}} \quad (31)$$

ist.

Für den Anfang des Bereichs 3 ergeben sich dann mit den Übergangsbedingungen aus dem vorhergehenden Abschnitt:

$$w(x) = (w_2 + \frac{b}{a}) \cos \alpha \cdot x - \frac{\sigma_2}{E \cdot \alpha} \sin \alpha \cdot x - \frac{b}{a} \quad (32)$$

$$\sigma(x) = \sigma_2 \cdot \cos \alpha \cdot x + E \cdot \alpha (w_2 + \frac{b}{a}) \cdot \sin \alpha \cdot x \quad (33)$$

$$0 \leq x \leq L_3.$$

Das Verfahren enthält als Sonderfall den von SCHULZ behandelten bilinearen Fall.

Berücksichtigung polygonartig definierter Sohlreibung-Verschiebungskurven nach FEDDERSEN:

FEDDERSEN entwickelte das von KOEPCKE dargestellte Verfahren weiter, indem er die nach KOEPCKE definierten Bereiche in weitere polygonartig aneinandergereihte Geradenstücke unterteilte. Damit ist es möglich, beliebige, versuchstechnisch ermittelte oder sonstige vorgegebene Sohlreibungsspan-

nungs-Verschiebungskurven rechnerisch auf vorgespannte Gründungsbalken zu übertragen.

Beginnend vom Festpunkt der horizontalen Bewegung wird die polygonartig vorgegebene τ - w -Kurve auf den untersuchten Gründungsbalken projiziert (Bild 7). Für die Bestimmung der zwei freien Konstanten der Lösung der Differentialgleichung (3) werden die am Balkenanfang (i.a. Bewegungsnullpunkt) bekannte Vorspannkraft und die zugehörige Verschiebung benötigt. Am Anfang eines Balkenabschnitts wirkt die Sohlreibungsspannung τ_1 . Für ein vorgegebenes τ_2 bestimmt sie dann die anteilige Balkenlänge Δl . Am Balkenende ist die Restlänge vorgegeben; die Sohlreibungsspannung und die sich daraus ergebende

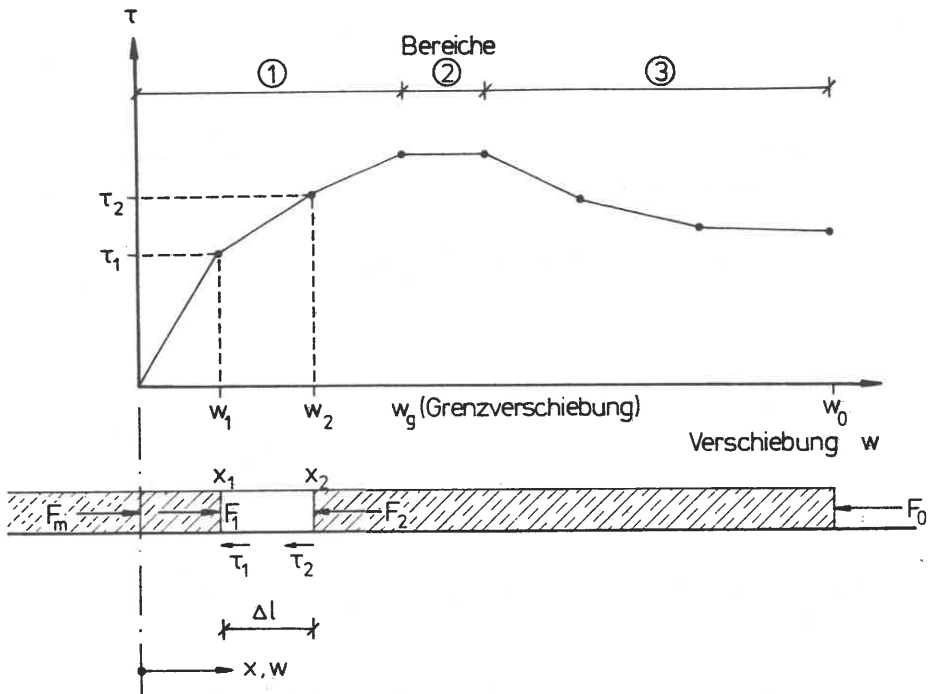


Bild 7 Polygonartige Sohlreibungsspannungs-Verschiebungskurve nach FEDDERSEN

Vorspannkraft können direkt bestimmt werden. Ableitung und Darstellung der mathematischen Lösungen werden ausführlich von FEDDERSEN beschrieben.

Innerhalb eines Balkenabschnitts müssen der E-Modul, die Sohlnormalspannung und die Temperatur konstant sein. Der Verschiebungs- und Vorspannungsverlauf ist damit innerhalb eines Balkenabschnitts explizit wiedergegeben, jedoch werden im allgemeinen nur die Randwerte am Bereich errechnet, und diese ergeben bei kleiner (aber nicht infinitesimal kleiner) Unterteilung des Balkens einen stetigen Verlauf von Vorspannung und Verschiebung, die aber in ihren Ableitungen an den Übergangsstellen nicht stetig sind (im Gegensatz zu dem Verfahren bei Ansatz einer bilinearen Sohlreibungs-Verschiebungskurve).

Da selten bei vorgespannten Gründungsbalken die Vorspannung am Bewegungsnullpunkt (Symmetriestelle) bekannt ist, muß auch bei diesem Verfahren mit geschätzten Werten für die Vorspannung begonnen und solange iteriert werden, bis sich die bekannte Vorspannung am freien Ende (Vorspannstelle) ergibt.

Für die empirisch vorgegebenen, polygonalen Sohlreibungs-Verschiebungskurven mit steilen Anfangstangenten ergeben sich Ablesungenauigkeiten beim Festlegen der Startwerte, insbesondere bei kleiner Bereichseinteilung.

Der Wunsch nach feinerer Diskretisierung (eine sinnvolle Einteilung sind 10 - 20 Abschnitte) führt zur computerunterstützten Anwendung, wofür das Verfahren gut geeignet ist. ELIGERHAUSEN (1979) wandte ein ähnliches Verfahren der schrittweisen Integration einer nicht mehr geschlossen lösbaren Differentialgleichung für das Stahl-Beton-Verbundproblem an, wo er eine Einteilung in mehr als 100 Abschnitte vornahm.

Versucht man, möglichst gleich lange Balkenabschnitte zu erhalten, so muß am Anfang der Sohlreibungs-Verschiebungskurve äußerst fein unterteilt werden.

Dies ist nur dann möglich, wenn eine mathematische Formulierung, z.B. eine Hyperbel nach KONDNER für den Anwendungsfall vorliegt. Damit wird die Einteilung des Balkens in unterschiedlich lange Teilbereiche allein durch die Vorgabe der Schrittweite Δs im Sohlreibungs-Verschiebungsdiagramm vorgenommen, womit eine Automatisierung des Verfahrens vorliegt.

Falls die zugrunde gelegte Sohlreibungsspannungs-Verschiebungskurve durch eine geschlossene mathematische Funktion definiert ist, wird die für einen Balkenabschnitt benötigte Steigung dieser Kurve nicht durch die Ableitung bestimmt sondern durch den Sekantenmodul,

$$G = \frac{\tau(w_2) - \tau(w_1)}{\Delta s} \quad (34),$$

der sich aus der vorgegebenen Schrittweite Δs und der Funktionsdefinition ergibt. Die Funktion wird somit in einen Polygonzug zerlegt, dessen Geradenstücke die Sekanten sind. Die Sekante entspricht in guter Näherung der Ableitung in der Mitte des Balkenabschnitts.

Beim Ansatz polygonartig definierter Sohlreibungen-Verschiebungskurven kann der Einfluß der elastischen Bettung (unkonstante Sohlnormalspannungsverteilung) nicht direkt berücksichtigt werden, da die Ergebnisse aus der Berechnung des $i+1$. Abschnittes nicht rückwirkend in den i .ten Abschnitt einfließen. Gleichgewicht und Verträglichkeit werden nur sukzessive berücksichtigt, und da τ die Eingangsgröße ist, müssen zugehörige Abschnittslängen errechnet werden, wodurch eine frei wählbare Diskretisierung nicht möglich ist.

In dieser Arbeit wird mit dem Verfahren auf der Grundlage einer mathematisch definierten Sohlreibungen-Verschiebungskurve eine frei wählbare (und damit den Anforderungen angepaßte) Diskretisierung bei gleichzeitiger Berücksichtigung von Gleichgewicht und Verträglichkeit am Gesamtsystem möglich. Außerdem soll auch eine Berücksichtigung von Auflast, Rauigkeit und Untergrundverhalten in der mathematischen Formulierung möglich sein, das dann eine vollkommen automatische Berechnung ohne Zwischendateneingabe erlaubt.

2.2 Messungen an Widerlagerfundamenten

Zur Berücksichtigung des realen in situ vorhandenen Sohlschreibungsbeiwerts unter überwiegend horizontal beanspruchten Gründungskörpern wurden von LEONHARDT für die Bemessung der Hängebrückenwiderlager einer Rheinbrücke sechs großmaßstäbliche Versuche mit Sohlflächen von $0,64 \text{ m}^2$ und $1,5 \text{ m}^2$ und Sohlnormalspannungen zwischen 106 kN/m^2 und 330 kN/m^2 auf Kiessand durchgeführt (Bild 8).

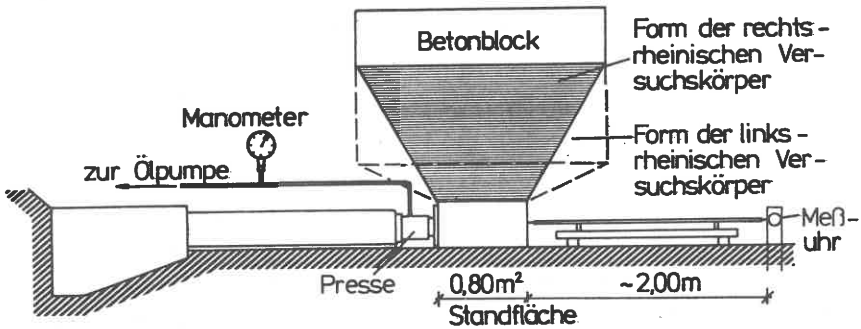


Bild 8 Versuchsanordnung der Versuche von LEONHARDT

Bei Sohlflächen mit Kantenlängen über $0,4 \text{ m}$ ist nach SMOLTCZYK (1960) kein Einfluß auf den Bruchschervog vorhanden, weshalb diese als großmaßstäbliche Versuche für eine Extrapolation der Ergebnisse auf wirkliche Bauwerksverhältnisse gelten können.

Am linksrheinischen Ufer standen überwiegend reine Kiessande (Versuche D, E, F) an, während rechtsrheinisch Schluffbeimengungen bis 10 Gew% in der Sohlfläche vorhanden waren.

Infolge des geringen Abstandes zwischen Meßuhrfestpunkt und Betonblock ist eine Mitnahme des Festpunkts nicht auszuschließen. Dadurch ergeben sich steilere Mobilisierungskurven für den Sohlreibungswinkel in Bild 9. Die Mobilisierung der Sohlreibung erfolgte langsam bezüglich der Verschiebung, und es waren bei allen Versuchen 3 bis 4 mm Weg erforderlich, um das Maximum zu erreichen. Ohne eine Berücksichtigung der Kohäsion ergeben sich die in Bild 10 dargestellten Sohlreibungswinkel, die mit zunehmender Sohlnormalspannung kleinere Werte annehmen. Für den reinen Kiessand ergibt sich der Bereich des Reibungsbeiwerts ohne merklichen Einfluß der Feuchtigkeit der Sohle zu

$$\tan \delta_s = 0,47 + 0,55 \quad (35)$$

Die mit Feinanteilen durchsetzten Sohlflächen der Versuche ABC ergeben wegen des nicht auszuschließenden Einflusses einer (scheinbaren) Kohäsion deutlich höhere Reibungsbeiwerte. Die Anfangsbereiche der Reibungsmobilisierungskurven in Bild 9 lassen sich in sehr guter Übereinstimmung als Hyperbeln in der Form nach KONDNER

$$\tan \delta_s = \frac{v}{a + b \cdot v} \quad (36)$$

ausdrücken, wobei $1/a$ die Anfangssteigung und $1/b$ die bei langen Verschiebungswegen asymptotisch erreichte Maximalreibung darstellen. Der in Bild 10 gegenüber der mittleren Sohlnormalspannung aufgetragene Sohlreibungswinkel entspricht nicht dem Maximalwert, sondern resultiert aus einer Begrenzung der zulässigen Verschiebung auf 4 mm. Die Abnahme des Sohlreibungswinkels mit zunehmender mittlerer Sohlnormalspannung erfolgt linear, und zwar für

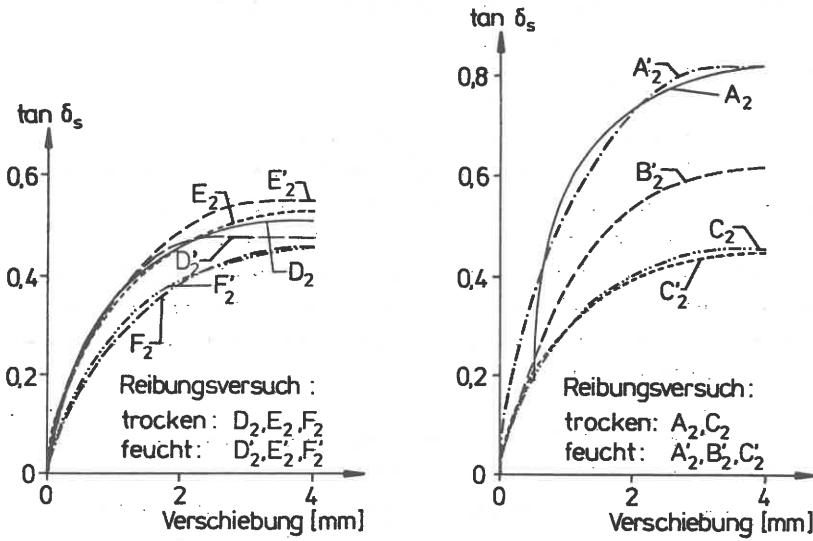


Bild 9 Entwicklung der Sohlreibung mit der Verschiebung bei den Versuchen von LEONHARDT

die Sohlfläche der Versuche ABC mit bis zu 10 Gew% Feinanteilen zu

$$\tan \delta_s = 1 - 1,56 \cdot 10^{-3} \cdot \sigma_n$$

(37)

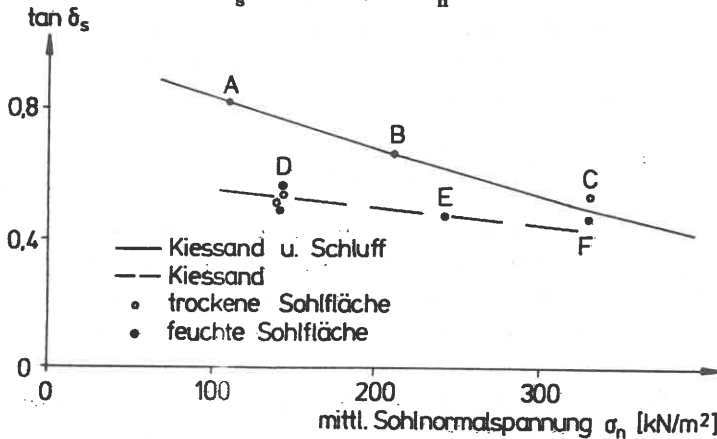


Bild 10 Erreichte Sohlreibungswinkel bei verschiedener Sohlnormalspannung nach LEONHARDT

und für die Sohlfläche der Versuche DEF mit reinem Kiessand zu

$$\tan \delta_s = 0,6 - 0,56 \cdot 10^{-3} \cdot \sigma_n \quad (38)$$

Eine Kohäsion ist dabei über die aufgezwungene Horizontalkraft im Sohlreibungswinkel mit erfaßt und macht sich wegen der Unabhängigkeit von der Sohlnormalspannung nur bei kleinen Auflasten bemerkbar. Für sonst gleiche Versuchsbedingungen müssen sich für hohe mittlere Sohlnormalspannungen beide Kurven in Bild 10 angleichen. D.h. die Kurvenform müßte eine mathematisch höherwertige Kurve als eine Gerade sein, z.B. Hyperbel, Parabel, Exponentialfunktion. Für sehr hohe Sohlnormalspannungen muß sich der Sohlreibungswinkel auf einen konstanten Wert einstellen.

Letztendlich wurde von LEONHARDT ein Sohlreibungswinkel von $\tan \delta_s = 0,45$ festgelegt, der gegenüber den damals aus anderen Versuchen bekannten Werten von $\tan \delta_s = 0,5 + 0,56$ (FRANZIUS, BRENNECKE-LOHMEYER) deutlich niedriger liegt. Allerdings dienten die Versuche von LEONHARDT nicht zur Erfassung des Reibungsverhaltens von Beton auf dem (homogenen) Kiessand sondern zur Ermittlung eines Sohlreibungswinkels eines horizontal beanspruchten großen Gründungskörpers an einem festgelegten Standort und bei Erfassung aller im Untergrund vorhandenen Inhomogenitäten sowie bei Begrenzung der zulässigen Horizontalverschiebung. Aus diesem Grund wurde von ihm auf die Mitteilung des inneren Reibungswinkels des anstehenden Bodens, dessen Lagerungsdichte und Kornform verzichtet.

2.3 Sohlreibung an einzelnen großen Modellkörpern

Zur Festlegung des Sohlreibungswinkels der Zugwiderlager der Rheinbrücke bei Emmerich wurden von SCHULTZE/HORN mit dem anstehenden Kies und Sand 45 Sohlreibungsversuche eines Einzelmodellkörpers auf einer 4 m x 3,2 m großen Sandoberfläche bei einer Sandtiefe von 1,70 m durchgeführt. Wegen der relativ großen Sohlfläche von 1 m² sind auch diese Versuche als großmaßstäbliche Modellversuche zu werten. Außer der Variation der Auflast zwischen $\sigma_n = 50$ kPa bis $\sigma_n = 1000$ kPa wurden der Einfluß einer unterschiedlich hergestellten Kontaktfläche (Frischbeton, Fertigteil) sowie der Einfluß einer seitlichen Auflast untersucht. Die Wirkung einer scheinbaren Kohäsion wurde durch volle Wassersättigung der Kontaktfläche und des Kiessandes vermieden. Einige Versuche wurden zudem ohne volle Wassersättigung durchgeführt.

Vor allem bei der Versuchsserie von Frischbeton auf Kies mit ausgeschalteter scheinbarer Kohäsion wurden Wiederholversuche mit variiertem Lagerungsdichte ($D = 0,2$ bis $D = 1,0$) des Kieses ausgeführt, ohne jedoch eine systematische Variation der Lagerungsdichte vorzunehmen. Die Sohlreibung nahm nach SCHULTZE/HORN mit der Lagerungsdichte erheblich zu, ohne daß dieser Einfluß quantifiziert wurde.

Die Versuche wurden kraftgesteuert in 10 bis 15 Laststufen bis zum Bruch gefahren und jeweils Verschiebung und zugehörige Setzung sowie Normal- und Sohlspannung über globale Kräfte gemessen (Bild 11). Erst bei Horizontalverschiebungen von 5 mm (dicht) bis 20 mm (sehr locker) wurde die maximale Sohlreibung erreicht, und es stellten sich Setzungen beim Abscheren ein, die für sehr lockeren Kies bis 5 mm reichten (Bild 12).

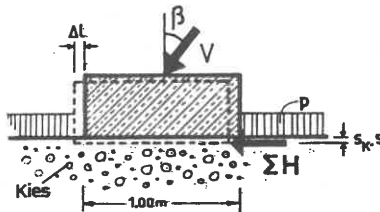


Bild 11 Schema der Versuchsanordnung nach SCHULTZE/HORN

Bedingt durch die großen Verschiebungswege und den Festpunkt der vertikalen Belastungseinrichtung drehte sich der Vektor der Vertikalkraft um den Winkel β , was zusammen mit dem dilatanten Verhalten des Untergrundes (SCHULTZE/HORN) zu einer Korrektur der gemessenen Horizontalkraft veranlaßte. Vorausgesetzt die potentielle Lageenergie des Belastungsgewichts geht allein in eine horizontale Verformungsarbeit über, muß die von außen aufgezwungene Verformungsenergie entsprechend korrigiert werden (TAYLOR, 1948).

Für eine inkrementelle Horizontalverschiebung $d\Delta l$ ist die äußere Arbeit während der waagerechten Verschiebung

$$A_a = H_v \cdot d\Delta l \quad (39)$$

und die innere Arbeit der Vertikallast ist

$$A_i = V \cdot ds \quad (40)$$

Durch Gleichsetzen von (39) und (40) sowie aufgrund Definition des Winkels α nach Bild 16 ergibt sich der Anteil der Horizontalkraft, der durch Umwandlung der Lageenergie entsteht:

$$H_v = V \cdot \tan \alpha \quad (41).$$

α ist die Neigung der Setzungs-Verschiebungslinie bei der Verschiebung Δl und wird von SCHULTZE/HORN "Einsenkungswinkel" genannt. Danach kann man sich vorstellen, daß der Reibungsvorgang entlang einer schiefen Fläche, die unter dem momentanen Winkel α geneigt ist, erfolgt.

Der Einsenkungswinkel ist identisch mit dem von WERNICK, 1979, definierten Dilatanzwinkel ν , der wiederum in Einklang steht mit dem Dilatanzfaktor der "stress-dilatancy-theory" nach ROWE, 1969.

Unter Berücksichtigung der versuchsbedingten Schiefstellung der Vertikallast muß die aufgebrachte Horizontallast H durch Energiekorrektur in die effektive Scherkraft H übergeführt werden:

$$H = H + V \cdot (\tan \alpha + \tan \beta) \quad (42).$$

Die so korrigierten Sohlreibungs-Verschiebungskurven mobilisieren schon bei deutlich geringeren Horizontalverschiebungen ihren vollen Wert (2 mm bis 5 mm, s. Bild 12). Die nicht energiekorrigierten Meßwerte der Sohlreibungsversuche sind im τ - σ -Diagramm (Bild 13) degressiv monoton steigend, werden also nur unterproportional größer, und die Sohlreibebeiwerte $\tan \delta_g$

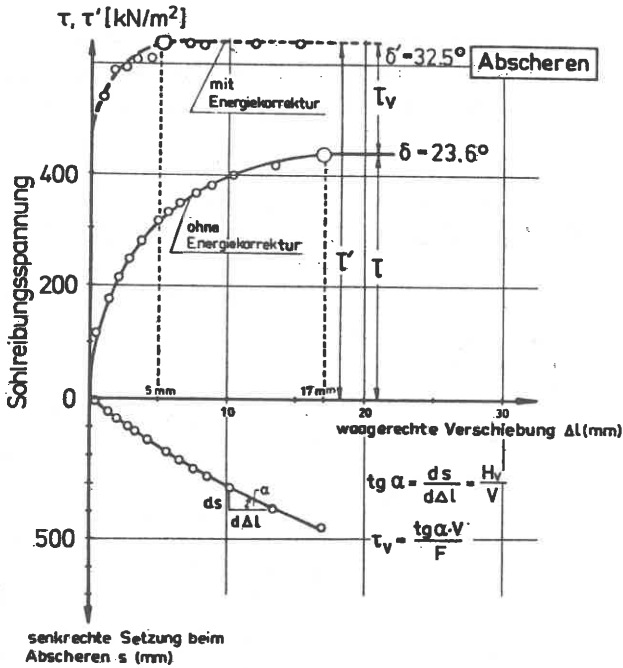


Bild 12 Sohlreibungsmobilisierung bei lockerer Lagerung nach SCHULTZE/HORN

fallen auch entsprechend degressiv und wurden zwischen $\tan \delta_s = 0,08$ ($\approx 4,6^\circ$) und $\tan \delta_s = 0,80$ ($\approx 38,6^\circ$) gemessen.

Nach der durchgeführten Energiekorrektur ging der Einfluß von Lagerungsdichte und Wassersättigung im τ - σ -Diagramm verloren, führte sogar für den Sohlreibungsbeiwert zum für alle Versuche konstanten Wert von $\text{tg } \delta'_s = 0,66$ ($\approx 33,4^\circ$). Dieser konstante Reibungsbeiwert kennzeichnet ein Sohlreibungsverhalten, das sich ohne Volumenänderung einstellt, das heißt für eine schon ausgebildete Scherfuge.

Im allgemeinen stellt die ermittelte Konstante eine für praktische Berechnungen unbrauchbare Scheinkonstante dar, weil der Einfluß von Lagerungsdichte und Auflast nicht eliminiert sondern im Setzungsmaß enthalten ist. Nur bei Kenntnis des sich einstellenden Dilatanzverhaltens könnte ein kon-

stanter Sohlreibungsbeiwert genutzt werden. Nach SCHULTZE/HORN kann die Abweichung des gemessenen Reibungsbeiwerts zum konstanten über das Differential des Dilatanzverhaltens mit einer Geradengleichung erfaßt werden (Bild 14).

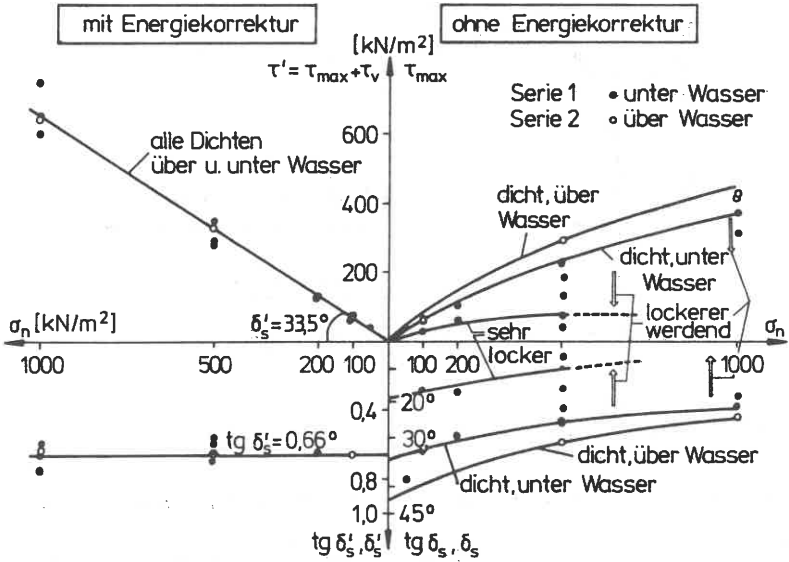


Bild 13 Scherdiagramme der Versuche von SCHULTZE/HORN mit und Energiekorrektur

$$\frac{\tan \delta_s}{\tan \delta'_s} = 1 - 1,54 \cdot \tan \alpha \quad (43)$$

Der Dilatanzwinkel nach Bild 12 wird mehr durch das inkrementelle Setzungsmaß als durch die inkrementelle Scherverschiebung $d\Delta l$ bestimmt, weswegen setzungsvergrößernde Einflüsse (kleine Dichte, hohe Sohlnormalspannung, Abweichung vom quadratischen Grundriß und Größe der Sohlfläche) eine relative Verminderung des effektiven Sohlreibungswinkels bewirken.

Bei dem von SCHULTZE/HORN nicht untersuchten Einfluß der Sohlflächengröße müssen unter konstanter Sohlnormalspannung höhere Setzungsanteile zu noch

kleineren Sohlreibungswinkeln führen, weswegen sich bei der Extrapolation auf sehr große Widerlagersohlen und eines bei Sohlflächen über 0,2 m² nicht mehr zunehmenden Bruchscherswegs (SMOLTCZYK, 1960b) eine nochmalige Verringerung des Sohlreibungswinkels einstellen wird. Umgekehrt führt eine Vorwegnahme der Setzungen, z.B. durch Aufbringen einer seitlichen Auflast oder

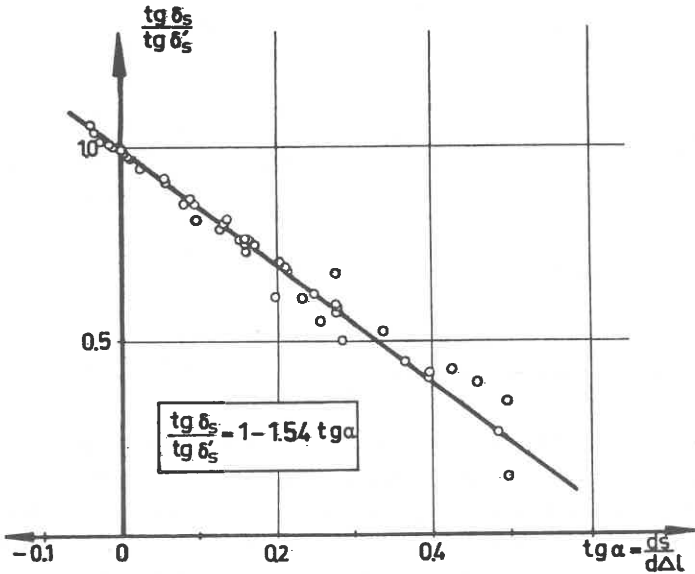


Bild 14 Vergleich korrigierter und nichtkorrigierter Sohlreibungswinkel

einer Sohlflächenverdichtung, zu einer Vergrößerung des gemessenen Sohlreibungswinkels. Die Versuche mit seitlicher Auflast (Serie 5 in Bild 15) zeigen diese schwach ausgebildete Zunahme bei höheren Sohlnormalspannungen.

Die praktisch aufnehmbaren Sohlreibungsspannungen über dem großen Bereich der untersuchten Sohlnormalspannungen sind in Abhängigkeit von der Art der Kontaktfläche und der Wassersättigung des Bodens in Bild 15 aufgezeichnet. Für ein Fertigteilfundament mit unbekannter Rauigkeit ergibt sich für locker bis mitteldichten Kies bei hoher Sohlnormalspannung ein Reibungs-

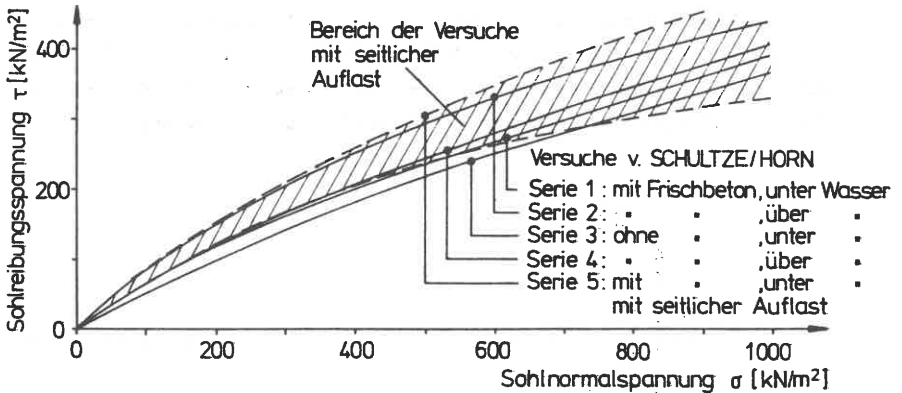


Bild 15 Erreichte Sohlreibungsspannungen ohne Energiekorrektur nach SCHULTZE/HORN

winkel von $\delta_s = 20^\circ$, und bei einer mittleren Sohlnormalspannung von 300 kN/m^2 ist der minimale Sohlreibungswinkel $\delta_s = 25^\circ$ ($\cong \tan \delta_s = 0,466$).

Die von SCHULTZE/HORN durchgeführten Versuche zeigen den degressiven Einfluß einer zunehmenden Sohlnormalspannung und den großen Bereich der möglichen Sohlreibungswinkel von $\delta_s = 20^\circ$ bei hohem σ_n und $\delta_s = 41^\circ$ bei kleinem σ_n . Erstaunlich ist, daß sich die unterschiedlichen Ergebnisse der Versuche, die sich nur durch die Wirkung einer scheinbaren Kohäsion unterscheiden und ungefähr gleiches Dilatanzverhalten zeigen, durch die Energiekorrekturen in gleiche Ergebnisse überführen ließen.

Zum Vergleich der ermittelten Sohlreibungswinkel mit dem inneren Reibungswinkel wurden im gleichen Erddruckkasten Scherversuche mit $1,1 \text{ m}^2$ großer Grundfläche bei Sohlnormalspannungen zwischen 45 kN/m^2 bis 910 kN/m^2 sowohl im feuchten als auch im voll wassergesättigten Boden durchgeführt. Die Verkantung des Scherkastenoberteils war dabei nicht behindert, und so bildeten sich Gleitflächen mit Neigungswinkeln von 4° bis 9° aus. Die grafische Auswertung der Scherversuche wurde auf der Gleitfläche vorgenommen, womit un-

ter Voraussetzung der Gleichheit von Gleitflächen- und Einsenkungswinkel α sowie unter Einbezug einer passiven Erddruckkraft des mitgenommenen Erdkeils die Energiekorrektur vollzogen wurde. Für den Bruchzustand wurden die vorhandenen gekrümmten Gleitflächen durch Ebenen mit mittlerer Neigung ersetzt. D.h. die Energiekorrektur wurde hierbei nicht mit dem inkrementellen Dilatanzwinkel α (Bild 12) durchgeführt, sondern mit dem Winkel,

$$\tan \alpha_p = s/\Delta l \quad (44)$$

wobei Setzung s und Verschiebung Δl im Bruchzustand (nach dem Versuch) eingesetzt wurden.

Nach dem somit eliminierten Einfluß von Sohlnormalspannung und Lagerungsdichte (die zudem zahlenmäßig nicht angegeben war) ergab sich ein effektiver Winkel der inneren Reibung zwischen $\varphi' = 33^\circ$ und 34° , womit sich verglichen mit dem mittleren Sohlreibungswinkel von $\delta_g = 33,5^\circ$ eine Übereinstimmung ergab, die auf eine raue Kontaktfläche rückschließen ließ.

Erstaunlich ist die Tatsache, daß sich durch die Energiekorrekturen der Einfluß einer unterschiedlich rauhen Kontaktfläche (Frischbeton-Fertigteil) trotz deutlich unterschiedlichen Reibungsverhaltens (Bild 15) eliminieren ließ, obwohl ein unterschiedliches Dilatanzverhalten bei eigenen Versuchen (siehe Abschn. 4.2) nicht festgestellt wurde.

2.4 Kleinmaßstäbliche Reibungsversuche

Die Oberflächenreibung zwischen Böden und Bauwerksflächen wurde erstmals von POTYONDY 1961 systematisch durch eine Vielzahl von kleinmaßstäblichen Versuchen untersucht. Außer Beton wurden auch Stahl und Holz als Werkstoffe untersucht sowie als Böden Ton, Sand und Ton-Sand-Gemische. Folgende vier Hauptfaktoren hatten den größten Einfluß auf die Oberflächenreibung: Wassergehalt, Rauigkeit der Oberfläche, Sieblinie und Höhe der Normallast. Die starke Abhängigkeit von der Lagerungsdichte bei nichtbindigen Böden wurde nicht untersucht.

Im Falle des verwendeten Mittel- bis Grobsandes wurde dieser trocken (Restwassergehalt 0,8 %) und wassergesättigt mit einer Lagerungsdichte $D = 0,66$ untersucht. Dabei wurden der trockene Sand kraftgesteuert in einem Schergerät mit 80 cm^2 Scherfläche und der gesättigte Sand in einem verschiebungsgesteuertem Scherkasten mit 36 cm^2 Scherfläche bei 48 kN/m^2 bzw. 144 kN/m^2 Normalspannung abgeschert. Sowohl beim trockenen wie beim gesättigten Sand kann ein Einfluß einer scheinbaren Kohäsion ausgeschlossen werden. Der innere effektive Reibungswinkel wurde zu $\varphi' = 44,5^\circ$ (trocken) und $\varphi' = 39^\circ$ (gesättigt) festgestellt.

Die glatte Betonoberfläche wurde außer einer Begrenzung des Durchmessers des Zuschlagkorns auf $2,5 \text{ mm}$ durch Betonieren auf eine furnierte Sperrholzunterlage erreicht, während die raue Oberfläche durch Betonieren auf einem rauhen Untergrund hergestellt wurde, wobei das Zuschlagkorn kleiner als $7,5 \text{ mm}$ war. Ohne eine spezielle Nachbehandlung der so erzielten glatten Oberfläche kann diese nicht als sehr glatt bezeichnet werden, zudem die Holzoberfläche zuvor in Wasser gelagert war.

Der untersuchte Bereich der aufgebrachten Normalspannungen war relativ klein und lag eng beieinander, was sich in einem nur geringen Abfallen des Sohlreibungswinkels bei Erhöhung der Normalspannung zeigte (Bilder 16 und 17).

Ähnliche Versuche wurden auch von NEUFFER/LEIBNITZ/ENDERS (1964) an einem Kreisringschergerät mit $0,02 \text{ m}^2$ Scherfläche ausgeführt. Für die Betonoberflächen wurden vier unterschiedliche Rauigkeiten verwendet, wobei zwei als rau und zwei als glatt einzustufen sind. Für die nichtbindigen Böden wurden enggestufte Feinkiese, Grobsande und Mittelsande und ein daraus erstellter Mischsand verwendet. Die Lagerungsdichte wurde nicht variiert und lag zwischen mitteldichter und dichter Lagerung. Die Versuche wurden nur bei Normalspannungen von 100 bzw. 300 kN/m^2 durchgeführt. Mit abnehmendem mittleren Korndurchmesser stiegen bei gleicher Rauigkeit sowohl Sohlreibungswinkel als auch innerer Reibungswinkel an. Die gleiche Tendenz ergab sich bei gleichem Boden und zunehmender Rauigkeit. Ohne daß dies quantifiziert wurde, zeigt sich daraus, daß der entscheidende Faktor die Relation des Korndurchmessers zur Rauigkeit ist, die durch eine mittlere Erhebung ausgedrückt werden kann.

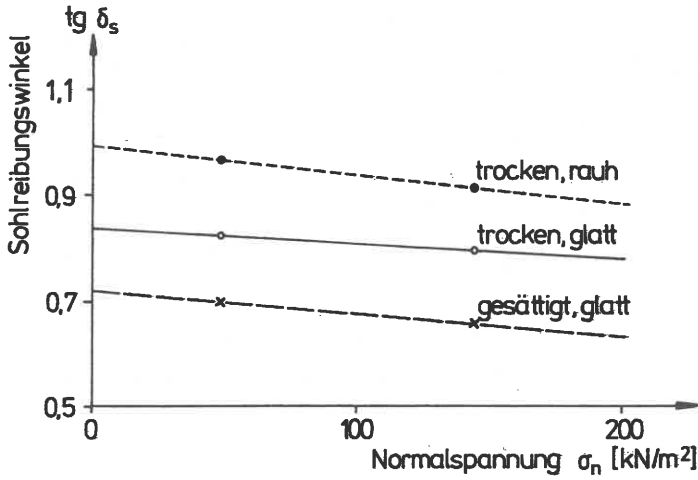


Bild 16 Sohlreibungswinkel bei Reibung von Beton auf Sand nach POTYONDY

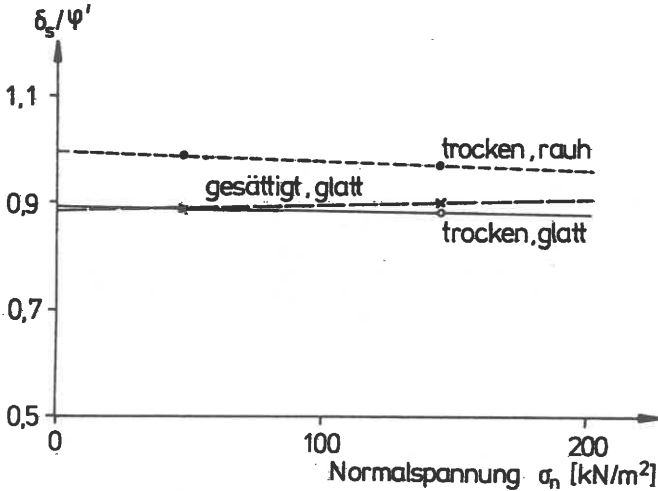


Bild 17 Verhaeltnis Sohl- zu innerem Reibungswinkel nach POTYONDY

Für das Verhaeltnis zum inneren Reibungswinkel ergaben sich unter den verschiedenen nichtbindigen Böden keine signifikanten Unterschiede bei glei-

cher Rauigkeit und gleicher Auflast, weshalb der Autor auf einen geringen Einfluß der Korngröße und Kornverteilung schloß.

Im Unterschied zu den vorgenannten Versuchen stellten NEUFFER/LEIBNITZ/ENDERS 1964 (Bild 18) einen zum inneren Reibungswinkel relativ geringeren Sohlreibungswinkel von $\delta_s/\varphi' < 0,78$ fest. Auch unterschiedliche Rauigkeiten ergaben nur geringe Sohlreibungswinkel. Eine Abhängigkeit von der Normalspannung war nicht vorhanden.

Da Angaben über Lagerungsdichte, Kornform und Kornrauigkeit fehlen, können die Ergebnisse nur als grober Anhalt für die Größe des Sohlreibungswinkels dienen. Außerdem wurde φ' bei diesem Vergleich für alle variierten Parameter als für einen Boden konstant angenommen.

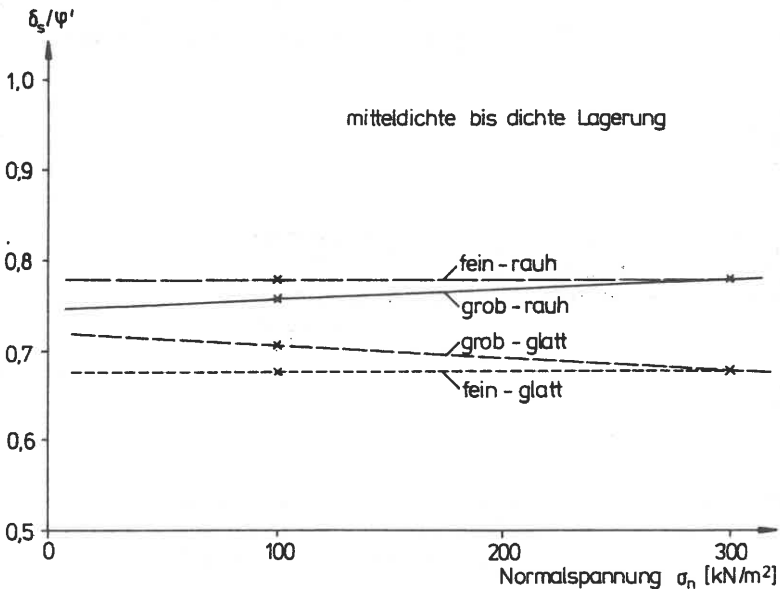


Bild 18 Reibungswerte für Beton auf Grobsand nach NEUFFER/LEIBNITZ/ENDERS

3. LABORVERSUCHE

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Laborversuche dienen einerseits zur Kennzeichnung der verwendeten Sande (Standardversuche) und zur Ermittlung deren Scherverhaltens und andererseits zum Herausarbeiten systematischer Abhängigkeiten von vorgegebenen Größen wie Dichte, Auflasten, Rauigkeiten und Probenhöhe. Während sich das herkömmliche bodenmechanische Verhalten der Sande in einigen typischen Versuchsserien genügend genau beschreiben läßt (Scherfestigkeit, Kompressionsverhalten), müssen für die Bestimmung neuer quantitativer Abhängigkeiten eine Vielzahl von Serienversuchen gemacht werden (qualitative und quantitative Redundanz).

3.1 Versuchssande

Für die großmaßstäblichen Versuche wurde ausschließlich ein auch schon von SCHMIDT und VOGT verwendeter enggestufter Rheinsand (Bild 19, Nr.4) benutzt. Zudem wurden in den Serien der kleinmaßstäblichen Versuche noch ein feiner bis mittlerer Quarzsand (Nr. 6) und ein grobsandiger, feinkiesiger Rheinsand (Nr. 7) verwendet. In Bild 19 sind die Körnungskurven dieser Sande mit den Körnungen der verwendeten Sandpapiere nach DIN 69176, Teil 1, aufgetragen. Bild 20 gibt einen optischen Eindruck von Kornform und Oberflächengestaltung der Sande in gleicher Vergrößerung. Rheinsand (Nr. 4) und Quarz-

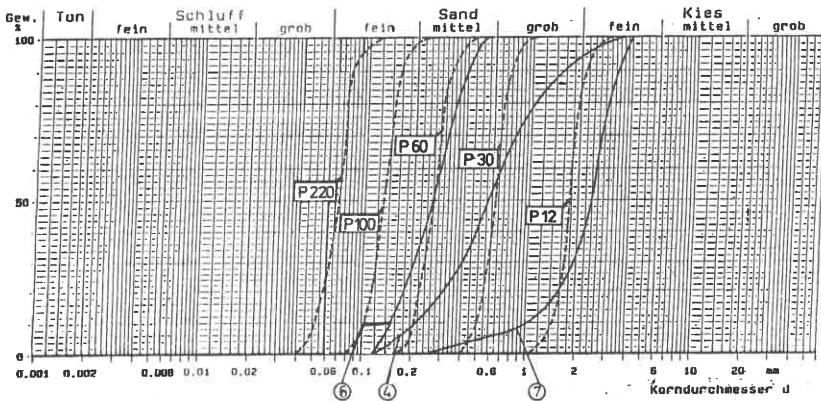


Bild 19 Verwendete Sande und Sandpapiere:

- Nr. 4: Rheinsand 0 - 2 mm
- Nr. 6: Quarzsand
- Nr. 7: Rheinsand 0 - 4 mm

sand (Nr. 6) sind überwiegend kantig, wogegen Sand Nr. 7 aus gerundeten und kantigen Körnern besteht (nach SCHULTZE/MUHS).

Tabelle 1 gibt eine Übersicht über die Kennwerte der Versuchssande. Zur Festlegung von dichtester und lockerster Lagerung, die zur Angabe einer bestimmten Lagerungsdichte von wichtiger Bedeutung sind, wurden bis zu 18 Einzelversuche statistisch ausgewertet (Anlage 1) und somit der nicht systematische Fehler ausgeschaltet.

Versuchssand:	Rheinsand Nr.4	Quarzsand Nr.6	Rheinsand Nr.7
d_{50} (mm ²)	0,55	0,26	2,4
Ungleichförmigkeitszahl C_u	3,2	1,9	2,4
Krümmungszahl C_c	1,14	0,92	1,40
Korndichte (g/cm ³)	2,62	2,64	2,63
Dichteste Lagerung ρ_D (g/cm ³)	1,7878	1,6386	1,6516
Lockerste Lagerung ρ_L (g/cm ³)	1,4665	1,3724	1,4126
n_{min}	0,3220	0,3788	0,3710
n_{max}	0,4438	0,4797	0,4619
e_{min}	0,4744	0,6100	0,5899
e_{max}	0,7977	0,9223	0,8587
$\gamma_{D,min}$ (kN/m ³)	14,39	13,46	13,86
$\gamma_{D,max}$ (kN/m ³)	17,54	16,07	16,20
Verdichtungsfähigkeit D_f	0,681	0,512	0,456

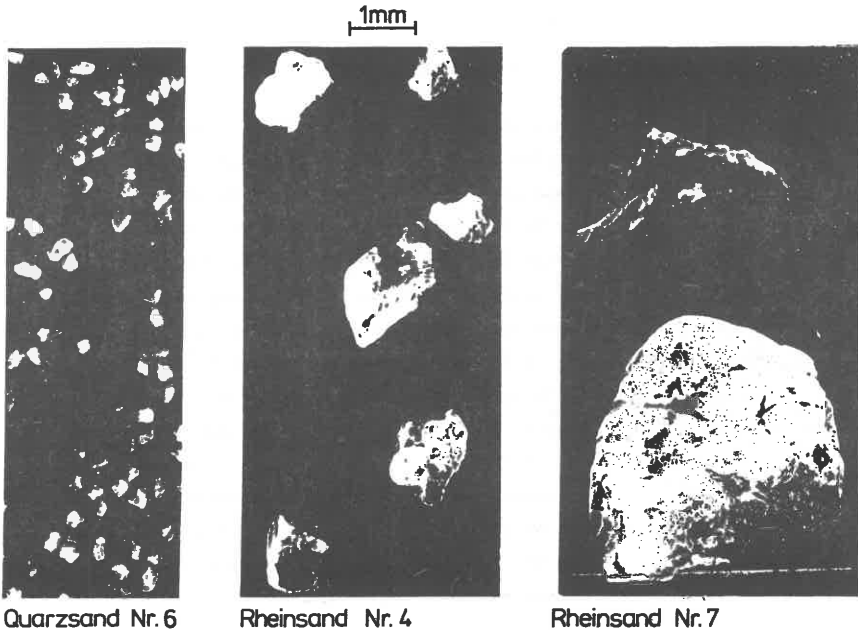
Tabelle 1: Kennwerte der Versuchssande

3.2 Dreiachsialversuche

Zur Bestimmung der Scherfestigkeiten der Versuchssande wurden dreiachsiale Scherversuche an Proben mit einer Höhe von 20 cm und einem Durchmesser von 10 cm mittels D-Versuchen durchgeführt. Ähnliche Untersuchungen mit dem

gleichen Rheinsand und einem anderen Rheinsand wurden auch von SALDEN, 1980, gemacht.

In den weitaus aufwendigeren Dreiaxialversuchen konnte keine vergleichbar breite Parametervariation wie bei Direkten Scherversuchen durchgeführt werden. Der Bereich der Einbaulagerungsdichten wurde durch lockere, mitteldichte und dichte Verhältnisse sowie beim Rheinsand 0 - 2 mm auch durch einen sehr dichten Versuch abgedeckt. Der Zelldruck σ_z wurde jeweils mit 50, 100 bzw. 200 kN/m² konstant gehalten, und die konstante Vorschubgeschwindigkeit war 0,5 mm/min. Das Bruchkriterium war bei maximaler größerer Hauptspannung gerade erfüllt.



Quarzsand Nr. 6

Rheinsand Nr. 4

Rheinsand Nr. 7

Bild 20 Elektronenmikroskopische Aufnahme der Sande

Die in Tabelle 2 zusammengefaßten Ergebnisse lassen sich als lineare Abhängigkeit von der Anfangsporenzahl darstellen (Bild 21) und miteinander vergleichen. Es ergeben sich nahezu parallele Ausgleichsgeraden der Versuchssande mit einer mittleren Bandbreite von $\Delta\phi' = 3^\circ$, wobei nur der Quarzsand auffällig außerhalb dieses Bandes liegt. Dies erklärt sich mit der kleinen

Sandart	Trocken- dichte ρ_d (g/cm ³)	Anfangs- porenzahl e_0 (-)	Lagerungs- dichte D (-)	φ' (°)	$\tan \varphi'$ (-)	$\cot \varphi'$ (-)
Rhein- sand Nr. 4 0-2mm	1,530 1,644 1,749 1,788	0,7223 0,6028 0,5066 0,4744	0,2 0,6 0,88 1,0	33,3 37,3 41,5 42,7	0,657 0,760 0,885 0,921	1,523 1,315 1,129 1,086
Quarz- sand Nr. 6	1,405 1,494 1,583	0,8773 0,7656 0,6667	0,2 0,5 0,8	33,9 36,3 42,4	0,672 0,733 0,912	1,488 1,365 1,096
Rhein- sand Nr. 7 0-4mm	1,490 1,543 1,622	0,7628 0,7022 0,6188	0,3 0,5 0,8	32,8 35,6 38,3	0,645 0,716 0,788	1,549 1,397 1,268

Tabelle 2: Ergebnisse der Dreiaxialversuche

Ungleichförmigkeitszahl des enggestuften Sandes, die zu weit höheren maximalen und minimalen Porenzahlen führt (s. Tab. 1). Wesentlicher als die Porenzahl, die nur im Zusammenhang mit der Sieblinienform beurteilt werden darf, gibt die geleistete Verdichtungsarbeit, ob natürlich oder künstlich, einen Bezug zur Scherfestigkeit. Diese kann relativ zu definierten minimalen und maximalen Verdichtungsarbeiten (Grenzen der Lagerungsdichte) durch die Lagerungsdichte ausgedrückt werden. Demnach sind Böden gleicher Lagerungsdichte eher vergleichbar als Böden mit gleicher Porenzahl (VALLERGA 1956). Dies zeigt sich im $\tan\varphi'$ -D-Diagramm des Bildes 22, wo die gleichen Werte wie im Bild 21 durch Geraden approximiert wurden. Die Bandbreite der Scherfestigkeit rückt jetzt auf $\Delta\varphi' = 0,6^\circ$ für sehr lockere Böden und $\Delta\varphi' = 4^\circ$ für sehr dichte Böden zusammen. Die niedrigere Scherfestigkeit des Sandes Nr. 7 ist auf den höheren Anteil rundlichen Kornes und die weitergestufte Sieblinie zurückzuführen. Der kantige, enggestufte Quarzsand liefert dagegen die höchsten Scherwinkel bei gleicher Lagerungsdichte.

Bezüglich der Lagerungsdichte läßt sich also die Scherfestigkeit der Versuchssande folgendermaßen beschreiben:

Rheinsand 0 - 2 mm (Nr. 4): $\tan\varphi' = 0,579 + 0,338 \cdot D$

Quarzsand (Nr. 6): $\tan\varphi' = 0,572 + 0,400 \cdot D$

Rheinsand 0 - 4 mm (Nr. 7): $\tan\varphi' = 0,566 + 0,282 \cdot D$

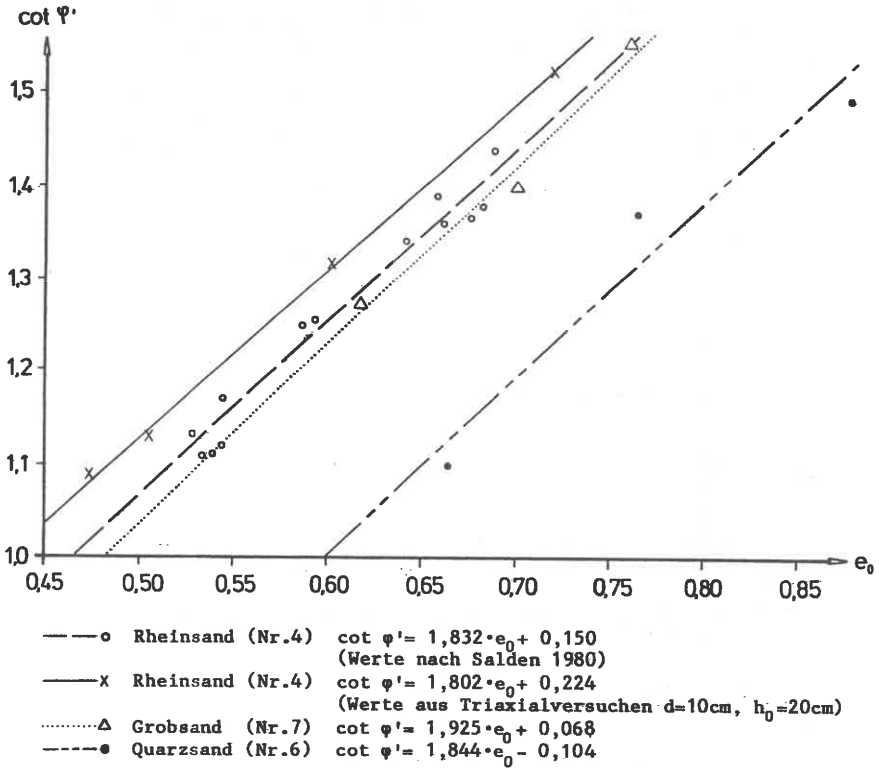


Bild 21 Ergebnisse der Dreiaxialversuche als Funktion der Anfangsporenzahl e_0

Sandart	Ausgangslagerungsdichte D										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Nr.4	30,1	31,5	32,9	34,2	35,5	36,8	38,0	39,2	40,4	41,5	42,5
Nr.6	29,8	31,5	33,1	34,7	36,2	37,7	39,1	40,4	41,7	43,0	44,2
Nr.7	29,5	30,7	31,9	33,1	34,2	35,3	36,3	37,4	38,4	39,4	40,3

Tabelle 3: Scherwinkel φ' der Versuchssande nach den Ausgleichsgeraden

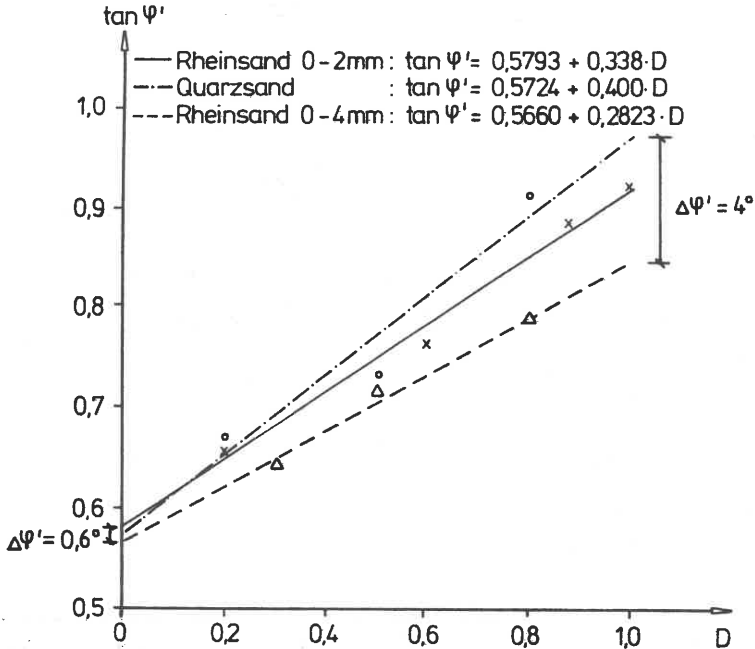


Bild 22 Ergebnisse der Dreiaxialversuche als Funktion der Lagerungsdichte D

3.3 Direkte Scherversuche

Da im Direkten Schergerät auf einfache Weise sehr viele Versuchsserien gefahren werden können und zudem die kleinmaßstäblichen Reibungsversuche ebenfalls auf diesem mir zur Verfügung stehenden Gerät mit einer Scherfläche von $6 \times 6 \text{ cm}^2$ durchgeführt wurden, sind auch zur Bestimmung der Scherfestigkeit des Rheinsandes Nr. 4 Versuche mit Variation der Auflast und der Einbaulagerungsdichte gemacht worden. Der im Probenraum eingebaute Sand wurde nach Aufbringen der Normallast durch Klopfen verdichtet, wobei zur Erzielung großer Einbaudichten lagenweise eingebaut und verdichtet wurde. Somit ist gewährleistet, daß die Einbaudichte auch die maßgebende Anfangsdichte der Versuche darstellt. Unter hohen Auflasten konnte daher keine sehr lockere Lagerung erreicht werden, da durch die Auflastspannung allein schon eine Verdichtung zustande kam.

Trocken- dichte ρ_d (g/cm^3)	Anfangs- porenzahl e_0 (-)	Lagerungs- dichte D (-)	Normal- spannung σ_n (kN/m^2)	φ' ($^\circ$)	$\tan \varphi'$ (-)	$\cot \varphi'$ (-)
1,5299	0,7125	0,2	30	41,35	0,880	1,136
			50	34,99	0,700	1,429
			100	39,35	0,820	1,220
			200	35,18	0,705	1,419
			400	35,18	0,705	1,419
			600	32,21	0,630	1,587
1,592	0,6457	0,4	30	42,61	0,920	1,087
			50	42,15	0,905	1,105
			100	33,22	0,655	1,527
			200	34,22	0,680	1,470
			400	32,62	0,640	1,562
			600	30,96	0,600	1,667
1,6589	0,5794	0,6	30	45,99	1,035	0,966
			50	44,63	0,987	1,013
			100	39,52	0,825	1,212
			200	37,23	0,760	1,316
			400	36,32	0,735	1,360
			600	35,18	0,705	1,419
1,7254	0,5185	0,8	30	49,29	1,160	0,862
			50	44,86	0,995	1,005
			100	40,70	0,860	1,163
			200	42,15	0,905	1,105
			400	38,13	0,785	1,274
			600	36,50	0,740	1,351
1,7878	0,4655	1,0	30	47,73	1,100	0,909
			50	51,56	1,260	0,794
			100	43,83	0,960	1,042
			200	43,53	0,950	1,053
			400	42,30	0,910	1,099
			600	42,92	0,930	1,075
1,8584	0,4144	1,2	30	(51,78)	(1,270)	(0,787)
			50	-	-	-
			100	44,13	0,970	1,031
			200	46,26	1,045	0,957
			400	38,66	0,800	1,250
			600	40,03	0,840	1,190

Tabelle 4: Ergebnisse der Direkten Scherversuche mit Rheinsand 0 - 2 mm

Die in Tabelle 4 erfaßten Einzelergebnisse wurden als Kotangenswerte in Abhängigkeit von der normierten Auflastspannung halblogarithmisch aufgetragen (Bild 23) und durch eine parallele Geradenschar mit der Lagerungsdichte als

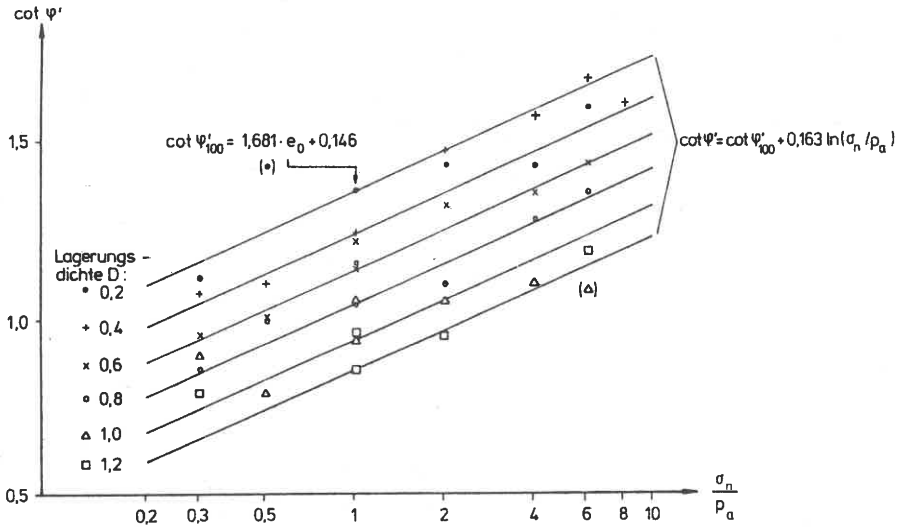


Bild 23 Ergebnisse der Scherfestigkeitsbestimmungen mit dem Direkten Schergerät an Rheinsand Nr. 4

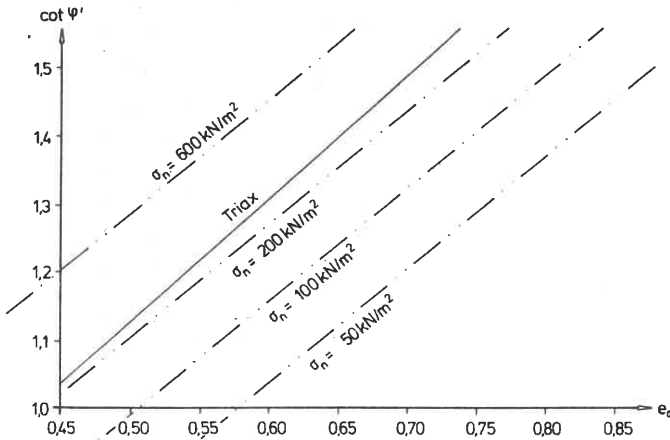


Bild 24 Vergleich der ebenen Scherversuche mit den Dreiaxialversuchen an Rheinsand Nr. 4

Scherparameter ausgeglichen. Bei einer Normalspannung von $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$ wurde die Abhängigkeit von der Einbauporenzahl e_0 zu

$$\cot \varphi'_{100} = 1,681 \cdot e_0 + 0,146 \quad (45)$$

ermittelt, und die Normalspannungsabhängigkeit ergab sich, bezogen auf den Wert bei $\sigma_n = 100 \text{ kPa}$, zu

$$\cot \varphi' = 1,681 \cdot e_0 + 0,146 + 0,163 \cdot \ln\left(\frac{\sigma_n}{p_a}\right) \quad (46)$$

Im Gegensatz zu den Dreiaxialversuchen hängen die im Direkten Schergerät gewonnenen Scherwinkel stark von der Auflastspannung ab und geben im Vergleich mit den Dreiaxialergebnissen des gleichen Sandes eine in Bild 24 dargestellte breite Schar von parallelen Geraden.

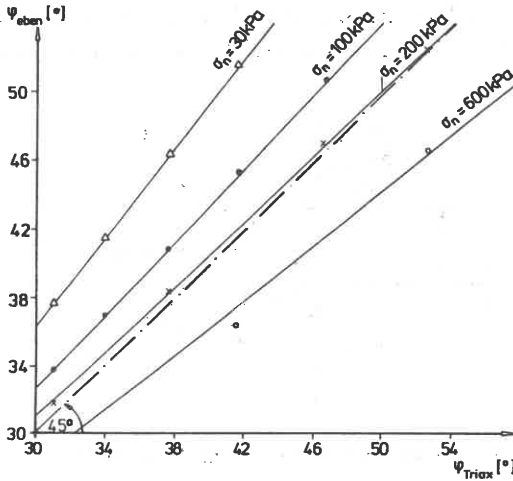


Bild 25 Vergleich im ebenen und im Dreiaxialversuch ermittelter Scherwinkel

σ_n [kN/m ²]	φ' Dir										
	Lagerungsdichte D:										
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
50	36,04	37,37	38,72	40,09	41,49	42,90	44,34	45,80	47,27	48,76	50,26
100	33,92	35,11	36,32	37,55	38,80	40,07	41,35	42,65	43,97	45,30	46,64
200	32,00	33,07	34,16	35,27	36,39	37,53	38,68	39,84	41,02	42,20	43,40
400	30,27	31,24	32,23	33,22	34,23	35,25	36,28	37,32	38,38	39,44	40,51
800	28,70	29,58	30,47	31,37	32,28	33,20	34,13	35,07	36,01	36,97	37,93

Tabelle 5: Scherwinkel von Rheinsand 0 - 2 mm aus Direkten Scherversuchen

Die hohe Bandbreite bei verschiedenen Auflastspannungen resultiert aus den nicht energiekorrigierten Werten im Scherkastengerät, die zum Vergleich der ebenfalls nicht energiekorrigierten kleinmaßstäblichen Reibungsversuche benötigt werden. Im direkten Vergleich der Scherwinkel des ebenen Falles mit dem axialsymmetrischen (Bild 25) werden für Seitendruckspannungen im Scherkastengerät, die größer als die Seitendruckspannungen im Dreiachsalgerät sind, stets größere Scherwinkel erhalten. Diese Tendenz verstärkt sich noch mit zunehmender Einbaulagerungsdichte, wie auch in vielen früheren Arbeiten (Zusammenstellung siehe SALDEN S. 56) schon festgestellt wurde. Die stärkere Kontraktanz bei hohen Auflasten (Bild 32), die im Dreiachsalversuch nicht beobachtet wurde, liefert einen Energiegewinn infolge Setzung der Belastungsgewichte, so daß die äußere Scherkraft kleiner bleiben kann als die in der Scherfuge tatsächlich notwendige.

Die zusammengefaßten Ergebnisse der Direkten Scherversuche sind in Tab. 5 bezüglich der zwei freien Parameter Auflast und Lagerungsdichte nach Gl. (46) errechnet und können später mit den Ergebnissen der Reibungsversuche im Direkten Schergerät für ideal raue Kontaktflächen verglichen werden.

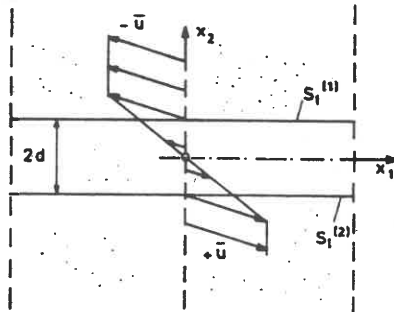


Bild 26 Kinematisches Modell der Scherfuge nach VARDOLAKIS

3.4 Direkte Scherversuche zwischen Sand und Betonflächen

Der maximal mögliche Sohlreibungswinkel variiert mit den Parametern Lagerungsdichte, Auflast, Rauigkeit der Strukturoberfläche und Probenhöhe. Zur quantitativen Klärung dieser Einflüsse wurden über 400 Serienversuche in einem direkten Schergerät mit 60 x 60 mm² Scherfläche durchgeführt. Im unteren Rahmenteil wurde ein Betonkörper mit definierter Strukturoberfläche exakt eingepaßt, so daß das Rahmenoberteil gerade über die Spitzen der

höchsten Rauigkeitserhebungen geführt wird. Um einen zusätzlichen kinematischen Zwang auf die Sandprobe im oberen Teil zu vermeiden, war dieser nicht parallelgeführt.

Zur Durchführung der Versuche wurde das Schergerät auf automatische Meßwertregistrierung umgebaut, um auch das schnell ablaufende Anfangsscherverhalten zu erfassen. Der Nachteil des Geräts ist die Unkenntnis des genauen Spannungszustands in der Probe und, daß eine homogene Probenbeanspruchung nicht angenommen werden kann (VOGT).

Nimmt man an, daß die Sandprobenhöhe genau der Dicke der sich entwickelnden Scherfuge entspricht, wird das Reibungsverhalten einer Kontaktbodenzone auf einer Strukturoberfläche zutreffend simuliert. Wegen des kleinmaßstäblichen Charakters der Abmessungen (SMOLTCZYK) kann der Scherweg nicht direkt auf großmaßstäbliche Verhältnisse übertragen werden.

Die Mobilisierung des Scherreibungsverhaltens bezüglich der relativen Verschiebung wird daher in diesen Versuchen nicht erkundet, dazu dienen die großmaßstäblichen Modellversuche (Abschn. 4.2).

Über die Geometrie der Scherzone sind in Versuchen mit homogenen Bodenproben von VARDOULAKIS (1977) und WERNICK (1978) Angaben gemacht worden. Ersterer nimmt als kinematisches Modell der Scherfuge und ihrer Umgebung eine Starrkörperkinematik und eine homogene Scherung an (Bild 26). Die Scherfugenränder des Verschiebungsfeldes werden von schwachen materiellen Diskontinuitätsflächen $S_1^{(1)}$ und $S_1^{(2)}$ gebildet. Im Scherfugennern besteht senkrecht zur Scherfuge ein von 0 in der Mitte auf \bar{u} am Rand linear ansteigendes Verschiebungsfeld.

Für den verwendeten Mittelsand ergab sich bei VARDOULAKIS eine Scherfugendicke von 4,6 mm, was dem 15fachen Korndurchmesser d_0 entspricht. WERNICK kam über Auswertungen des Dilatanzmaßes am Versuchsende zu einer Dicke von 4 - 5 mm für den gleichen Sand. ROSCOE (1967) gab die Scherfugendicke zwischen 10 und $20 \cdot d_0$ an.

Für die durchgeführten eigenen Versuche wurde angenommen, daß die Scherfugendicke gleich der Sandprobenhöhe ist. Es wird also von der Ausbildung einer erzwungenen Scherzone konstanter Dicke über die ganze Strukturfläche

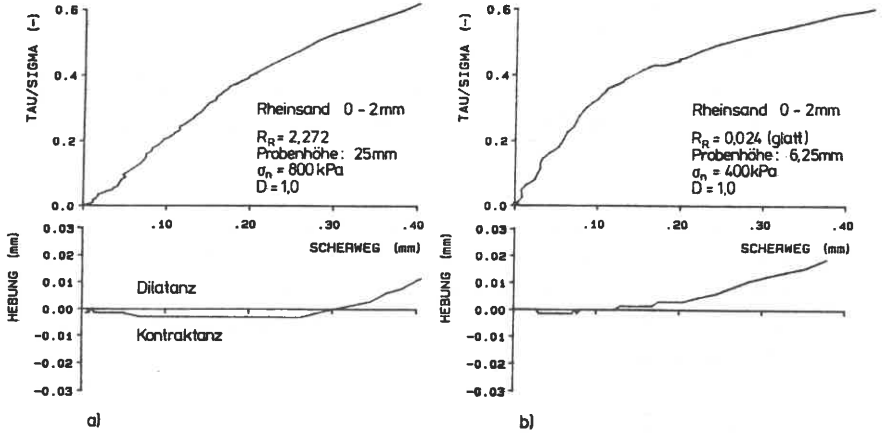


Bild 27 Anfangsverhalten im Direkten Schergerät bei hoher Dichte und Auflast
 a) rau und große Probenhöhe b) glatt und geringe Probenhöhe

ausgegangen, und alle gemessenen Verformungen finden nur in der Scherzone statt.

Durch die Konstanz der vertikalen Normalspannung findet bei Steigerung der Tangentialspannung eine Drehung der Hauptspannungsachsen um den Winkel $45 \cdot \delta_{s,mob} / 2$ bezüglich des Ausgangszustands statt, wobei

$$\delta_{s,mob} = \arctan\left(\frac{\tau_{mob}}{\sigma_n}\right) \quad \text{ist.} \quad (47)$$

Wenn es zu einem Abfall der Sohlreibungsspannungen kommt, bedeutet das eine Rückdrehung der Hauptspannungsachsen und nach Erreichen der Restscherfestigkeit herrscht im plastischen Zustand Koaxialität zwischen Spannungen und zugehörigen Dehnungsgeschwindigkeiten. Voraussetzung ist, daß in der Probe ein homogener Spannungs- und Verzerrungszustand herrscht.

Eine entscheidende Bedeutung bei der Interpretation von Bruchvorgängen im direkten Schergerät kommt der Volumenänderung im Sandkörper (Scherfuge) während des Abscherens zu (ROWE, WERNICK, BOLTON).

Sind Verzerrungen über die Probenhöhe konstant, ist der Dilatanzwinkel ν :

$$\tan \nu = - \frac{d\epsilon_y}{d\gamma_{yz}} = \frac{dy}{dz} \quad (48)$$

Im direkten Scherversuch ist v positiv (Dilatanz) für zunehmende (inkrementelle) Hebungen und negativ (Kontraktanz) für zunehmende (inkrementelle) Setzungen.

Der Übergang vom einachsialen Kompressionszustand (Ausgangszustand) in einen Zustand homogener Scherung ist in allen ausgeführten Versuchen immer mit anfänglich kontraktantem Verhalten verbunden (Bild 27). Auch bei hohen Auflastspannungen und hohen Ausgangslagerungsdichten tritt geringe Kontraktanz ein, die erst nach Erreichen von ca. $1/3$ des Bruchsohlreibungswinkels in dilatantes Verhalten umschlägt. Die dabei auftretenden negativen Dilatanzwinkel sind klein.

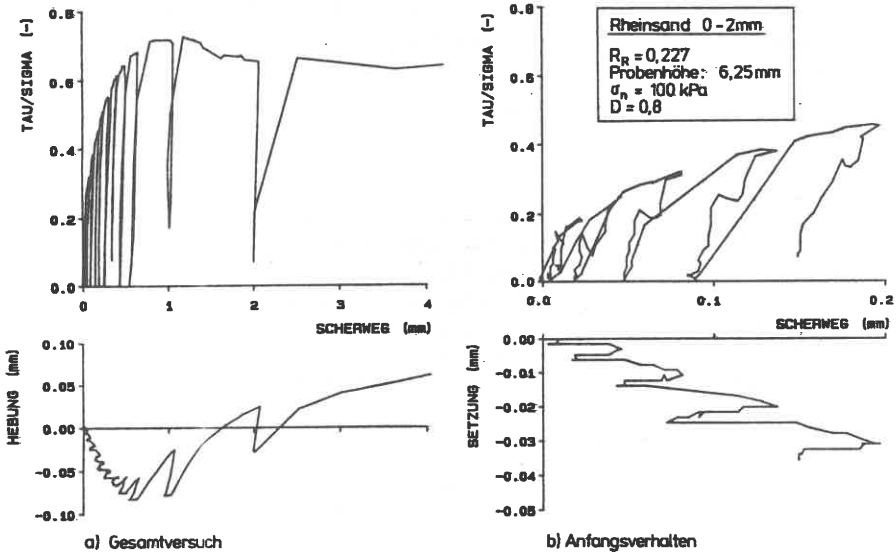


Bild 28 Versuch mit zyklischer Be- und Entlastung im Direkten Scherversuch

Auch im Direkten Schergerät durchgeführte zyklische Versuche zeigten bei Wegumkehr und der damit verbundenen Drehung der Spannungshauptachsen stets kontraktantes Verhalten (VOGT). Das im einachsialen Kompressionsausgangszustand vorhandene labile Gleichgewicht der Korn-zu-Korn-Kraftbrücken kann im geringen Maße auch Scherkräfte über Korn-zu-Korn-Reibung oder über geneigte Kraftbrücken übertragen (Verhakungseffekt). Diese Kraftbrücken verhalten sich für kleine Spannungen elastisch. Plastische Anteile treten erst

beim Brechen einzelner Körner oder Ausknicken der Kraftbrücken auf, wobei das labile Gleichgewicht zunehmend in ein lokal stabiles übergeht und zu einer (örtlich) dichteren Anordnung der Körner führt (Kontraktanz). Deutlich feststellbar sind diese Zusammenhänge an Versuchen mit zyklischer Be- und Entlastung bei steigender Belastungsamplitude (Bild 28). Die bis ca. $\tan\delta_{sf} = 0,2$ aufgebrauchte Scherbelastung verursacht ein deutliches nicht-lineares Scherverhalten, das aber nahezu vollkommen elastisch und damit rückgewinnbar ist. Mit zunehmender Amplitudensteigerung der Scherbelastung werden die elastischen Anteile gegenüber den plastischen geringer. Die Auftragung des Anteils der elastischen Verschiebungen an den Gesamtverschiebungen gegen die Gesamtverschiebung (Bild 29) zeigt, daß bei kleinen Verschiebungen rein elastisches Verhalten vorliegt. Danach bedarf es also einer Grenzverschiebung $s_{el,g}$, bei deren Überschreiten erst plastische Verschiebungen auftreten. Das Kontraktanzverhalten in Bild 28 bei Wegumkehr entspricht den Ergebnissen von VOGT.

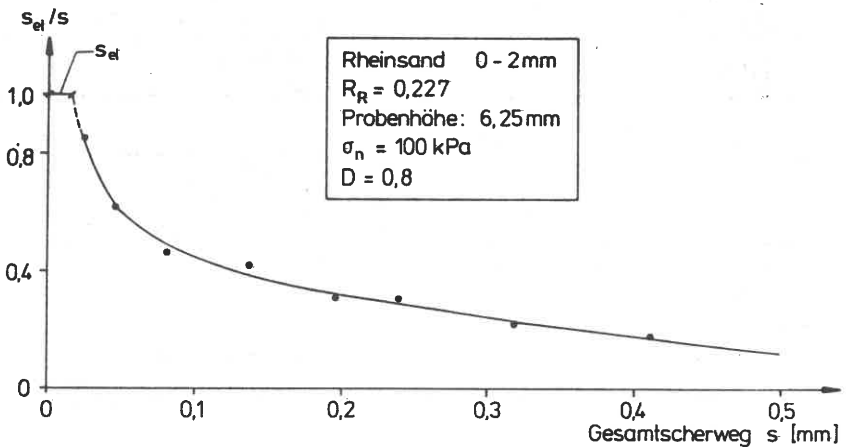
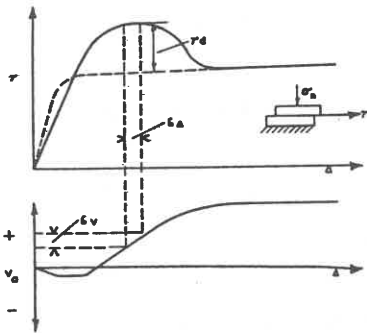


Bild 29 Elastische Verschiebungsanteile eines Direkten Scherversuchs

Energiekorrekturen:

Die bei Direkten Scherversuchen beobachtete Volumenänderung wurde erstmals von BISHOP (1950) benutzt, um die äußere Energie beim Abscheren im Bruch-

punkt in eine reine Reibungsarbeit und eine Volumenänderungsarbeit der Probe aufzuteilen, was bei Dilatanz zu einer Verminderung des inneren Reibungswinkels führt, der dann Tangentenwinkel der inneren Reibung genannt wurde. Der Anteil der dissipierten Arbeit (Kornzertrümmerung, Wärme) wird dabei zur Reibungsarbeit gezählt (Bild 30). SCHULTZE/HORN wendeten erstmals die Energiekorrektur bei großmaßstäblichen Sohlreibungversuchen an und erzielten Übereinstimmung der Sohlreibungswinkel für alle Auflastspannungen und Lagerungsdichten. Darüberhinaus eliminierten sich die Einflüsse unterschiedlicher Kontaktflächenrauigkeit und Wassersättigung, die mit dem Dilatanzverhalten nicht direkt erklärt werden können.



$$\sigma_n \delta V = \tau_d \delta d$$

$$\frac{\tau_d}{\sigma_n} = \frac{\delta V}{\delta d}$$

$$\operatorname{tg} \phi_f = \frac{(\tau - \tau_d)_{\max}}{\sigma_n} = \left(\frac{\tau}{\sigma_n} - \frac{\delta V}{\delta d} \right)_{\max}$$

Bild 30 Energiekorrekturen beim Direkten Scherversuch nach BISHOP

Mit Energiekorrektur kann das totale Reibungsverhalten in eine effektive Reibung entlang einer (erzwungenen) Horizontalen und in eine scheinbare Reibung zerlegt werden.

Führt man einen Körper mit dem Gewicht G , der sich reibungsfrei auf einer schiefen Ebene bewegt, als rheologisches Grundmodell ein und bringt ihn parallel zu einem Prandtlkörper, kann damit das Dilatanzverhalten veranschaulicht werden (Bild 31). Bei Zusammendrückung des Modellkörpers entspricht dabei dilatantes Verhalten einem positiven v und kontraktantes Verhalten einem negativen v . Das Gleichgewicht an der schiefen Ebene wird dabei nur durch eine horizontale Komponente erreicht, die bei Dilatanz den Reibungswiderstand vergrößert. Die vertikale Kraftkomponente wirkt auf das St. Venantsche Element.

Bei parallelgeschalteten rheologischen Modellen addieren sich bei gleichen Verzerrungen die horizontalen Reibungskräfte:

$$T = T_{Pr} + T_v = T_{Pr} + G \cdot \operatorname{tg} v$$

Mit T_{Pr} = Reibungsanteil des Prandtl-Körpers

und T_v = Reibungsanteil durch Energieumwandlung bei Volumenänderung und bezogen auf die wirksame Reibungsfläche und die Normalspannung ist:

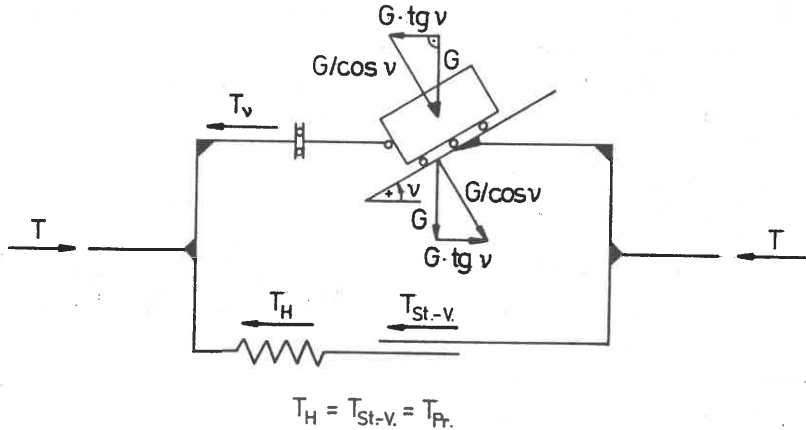


Bild 31 Rheologisches Modell der Reibung mit Volumenänderung

$$\tau/\sigma_n = \tau_{Pr}/\sigma_n + \tau_D/\sigma_n$$

und damit

$$\tan \delta_s = \tan \delta_s' + \tan v \quad (49)$$

Es ist zu beachten, daß in dem rheologischen Modell der Dilatanzwinkel eine Funktion der Verschiebung ist, $v = f(s)$. Ohne Reibungsbeanspruchung T muß die horizontale Haltekraft des Körpers auf der schiefen Ebene durch den Prandtlkörper aufgenommen werden. Das Modell gilt streng nur für horizontale Gleitflächen. Mit Hilfe des neu eingeführten rheologischen Modells der Energiekorrektur beim Reibungsvorgang, der gleichzeitig Volumenänderungsarbeit leistet, kann erklärt werden, warum sich der gleiche Boden unter verschiedenen Bedingungen unterschiedlich verhält. Für quantitative Vorhersagen des Reibungsverhaltens ist das Modell wegen des weiter unklaren Volumenänderungsverhaltens bei Reibungsspannungen nicht geeignet.

3.4.1 Variation der Auflast

Die Größe der aufgetragenen Normalspannung σ_n hat einen großen Einfluß auf den Bruchsohlreibungswinkel. Messungen an vorgespannten Betonfahrbahnen mit kleinen Eigengewichten ergaben Werte $\tan \delta_g$ bis zu 2 (WEIL), und bei sehr hohen Spannungen treten zudem Kornzertrümmerungen auf (VESIC/CLOUGH, 1968).

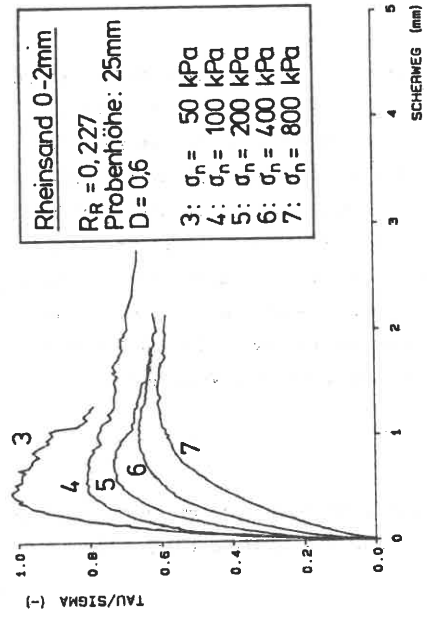
Bild 32 zeigt das Ergebnis einer Serie von Rahmenscherversuchen, in denen die Normalspannung im weiten Bereich zwischen 50 kPa und 800 kPa verändert wurde. Bei kleinen Auflasten werden hohe Sohlreibungswinkel schon bei kleinen Verschiebungen erreicht, und es wurde nur Dilatanz auch nach Überschreiten der Bruchgrenze festgestellt, wobei Hebungen bis zu 0,3 mm auftraten. Obwohl bei hohem σ_n zunehmend kontraktantes Verhalten überwiegt, trat der Bruch immer bei positiven Dilatanzwinkeln ein, die jedoch mit zunehmendem σ_n immer kleiner wurden.

Berücksichtigt man die Energieanteile der vertikalen Verschiebungen und korrigiert somit die Scherwegkurven, so kommen diese nahezu zur Deckung. Die Überführung der Kurven in eine gemeinsame erfordert nicht nur eine Verzerrung in y-Richtung sondern ebenso in x-Richtung.

Somit könnte das totale Reibungsverhalten unter verschiedenen Auflasten in eine effektive Reibung entlang einer gedachten Horizontalen und eine scheinbare Reibung zerlegt werden. Die scheinbare Reibung ist nur geprägt vom einachsialen Kompressionsverhalten der Probe. Somit erzeugt eine aufgezogene Scherbeanspruchung ebenso Normalbeanspruchungen in der Scherzone oder deren umgebenden Sandteil. Die Elimination der scheinbaren Reibung setzt also die Kenntnis des Kompressionsverhaltens in einer Probe, hervorgerufen durch eine Scherbeanspruchung, voraus. Da dies noch nicht hinreichend genau möglich ist, gibt die Energiekorrektur zwar eine gute prinzipielle Erklärung, vereinfacht aber nicht das praktische Vorgehen.

3.4.2 Variation der Lagerungsdichte

Unterschiedliche Ausgangslagerungsdichten haben ebenso einen großen Einfluß auf den Bruchsohlreibungswinkel und das Dilatanzverhalten (Bild 33).



Rheinsand 0-2mm
 $R_R = 0,227$
 Probenhöhe: 25mm
 $D = 0,6$

3: $\sigma_n = 50$ kPa
 4: $\sigma_n = 100$ kPa
 5: $\sigma_n = 200$ kPa
 6: $\sigma_n = 400$ kPa
 7: $\sigma_n = 800$ kPa

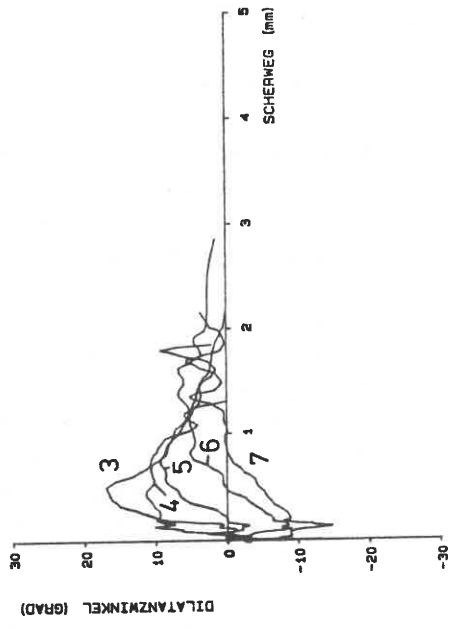
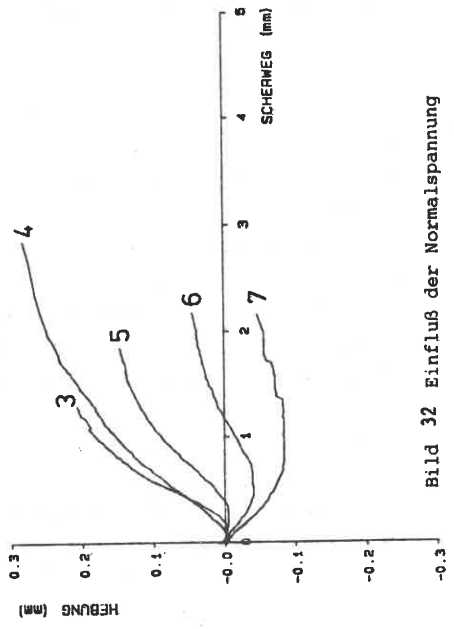
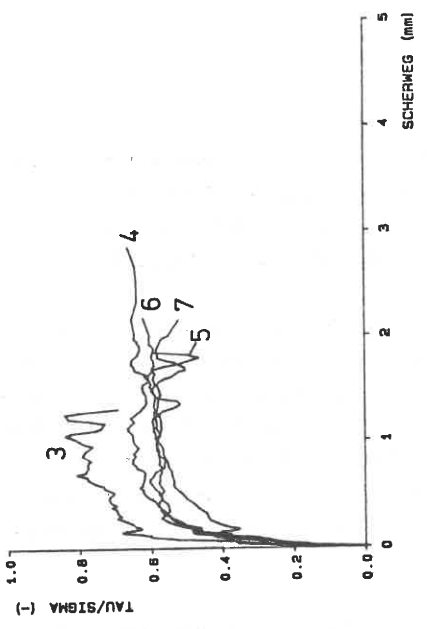


Bild 32 Einfluß der Normalspannung

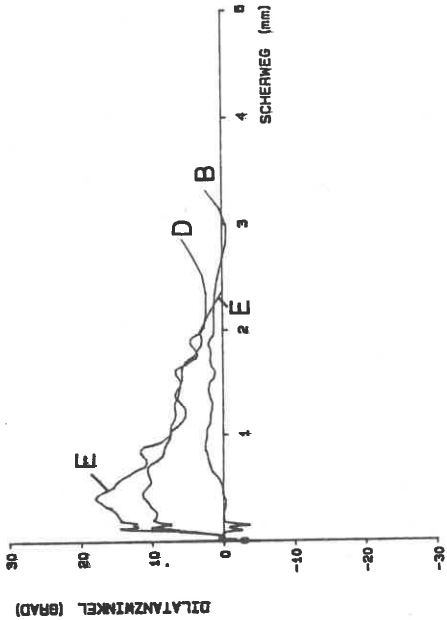
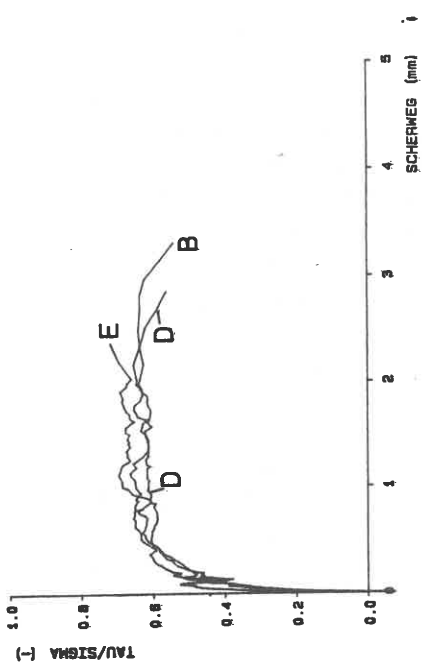
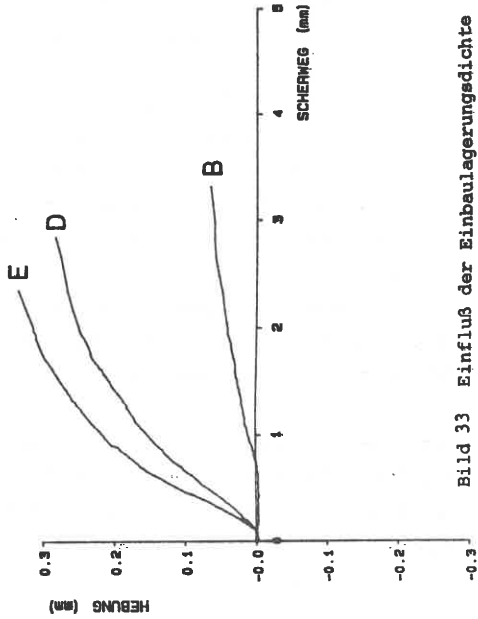
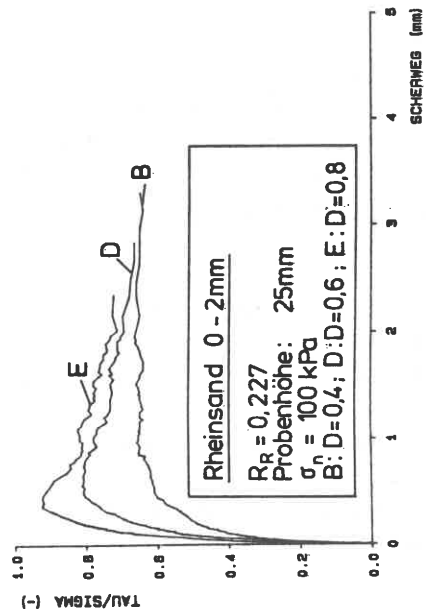


Bild 33 Einfluss der Einbaulagerungsdichte

Wie die durchgeführten Versuche zeigen, erfordern größere Ausgangslagerungsdichten größere Hebungen, wobei die Auflockerungsbeträge für große Scherwege nahezu proportional zur Lagerungsdichte sind. Entsprechend den größeren Bruchsohlreibungswinkeln bei höherer Lagerungsdichte tritt beim Bruch ein höherer Dilatanzwinkel beim Bruchscherweg ein. Die Dilatanzwinkel verschwinden bei großen Scherwegen, wo nur noch plastische Verzerrungsgeschwindigkeiten auftreten. Bei kleineren Lagerungsdichten fängt der Reibungsvorgang mit negativen Dilatanzwinkeln (anfängliche Kontraktanz) an, und auch beim Bruch ist $v = 0$.

Der Einfluß unterschiedlicher Ausgangslagerungsdichten wirkt sich auch wieder über das Kompressionsverhalten aus. Die unterschiedlichen Bruchsohlreibungswinkel können aus Energiegewinnen beim Abscheren erklärt werden, womit sich die energiekorrigierten Scherkraftkurven zur Deckung bringen lassen (Bild 33).

Zur kritischen Lagerungsdichte

Nach der ursprünglich von Casagrande stammenden Definition finden Verformungen im Zustand der kritischen Dichte ohne Änderung des Porenvolumens statt, und die kritische Dichte ist im allgemeinen nicht die Ausgangslagerungsdichte. Eine daraus abgeleitete, aber nicht identische Definition definiert die kritische Dichte als die Lagerungsdichte, die sowohl im Ausgangszustand wie im Bruchzustand gleich groß ist, d.h. wenn sich die dazwischen aufgetretenen Volumenänderungsanteile aufheben ($\Sigma \Delta V = 0$). Diese zweite Definition macht die kritische Lagerungsdichte stark von der Normalspannung abhängig, so daß bei großen Ausgangslagerungsdichten trotz vorhandener Dilatanz große kritische Lagerungsdichten entstehen. WERNICK dagegen erzielte bei seinen Versuchen am parallelgeführten Schergerät derart große Hebungen (Dilatanzmaße), daß die Forderung $\Sigma \Delta V = 0$ auf eine kritische Lagerungsdichte $D \approx 0$ führte und diese Definition daher unbrauchbar wird.

FAHMY konkretisierte die Definition Casagrandes dahin, daß er Änderungen des Porenvolumens im Nachbruchbereich nicht zuließ, d.h. der Dilatanzwinkel im Bruchzustand ist $v_p = 0$, was i.a. eine hinreichende Bedingung für seine zweite Forderung im Gleitzustand $v_G = 0$ ist.

Nach dieser Definition sind jetzt Volumenänderungen im Vor-Bruch-Bereich zulässig, und ein Dichtepfad, der auf die kritische Dichte im Bruchzustand führt und die Bedingungen $v_P = 0$ und $v_G = 0$ erfüllt, muß mit monotoner Kontraktanz erfolgen (Bild 34). Die Dilatanzwinkel nehmen dabei in positiver Richtung zu. Bei größerer Ausgangslagerungsdichte als der kritischen kann der Bruch auch ohne Erreichen der kritischen eintreten ("Sprödbbruch" gewissermaßen). Wird ein Versuch mit der kritischen Lagerungsdichte begonnen, kann nicht gleichzeitig $v_P = 0$ und $D_{\text{Bruch}} = D_{\text{krit}}$ sein, außer es findet überhaupt keine Volumenänderung statt, was der beobachteten Kontraktanz aller vorliegenden Versuche widerspricht. $v_P = 0$ und $D_{\text{Bruch}} = D_{\text{krit}}$ heißt, daß Wendepunkt und Hochpunkt im Dilatanzdiagramm zusammenfallen müssen. Somit kann eine kritische Dichte im Bruchzustand nur durch eine unterkritische Ausgangsdichte erreicht werden.

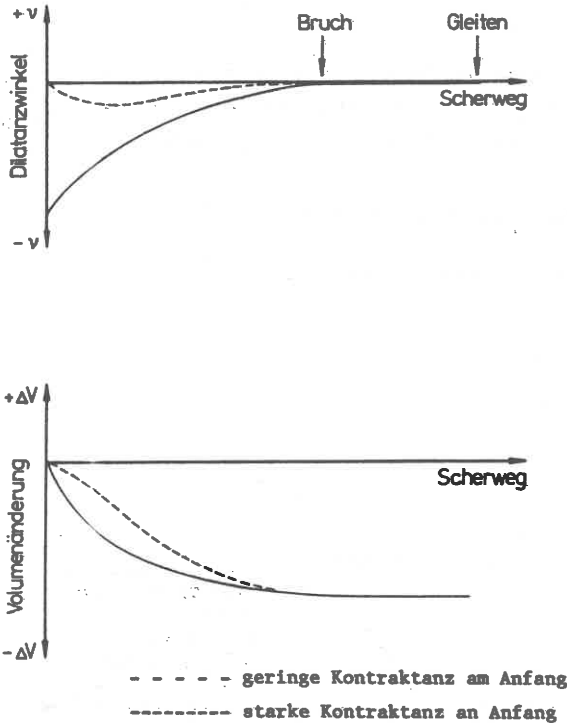


Bild 34 Ideelle Versuchsspur zur Erzielung der kritischen Lagerungsdichte im Bruchzustand

Die Bezeichnung kritisch heißt, daß bei $D > D_{krit}$ eine Entfestigung infolge Dilatanz und ein damit verbundenes Abfallen der Scher-/Reibungsfestigkeit stattfindet, während bei $D < D_{krit}$ ein Verfestigungsverhalten infolge Kontraktanz eintritt. Außerdem muß im Bruchzustand auch eine Scherfugenkinematik möglich sein, die allein durch eine vorhandene kritische Lagerungsdichte noch nicht gegeben ist.

Aus den Dilatanzwinkeln im Bruchzustand v_p des Bildes 33 läßt sich eine Beziehung zur Einbaulagerungsdichte finden, wenn sie über D aufgetragen wird (Bild 35).

Die drei Meßpunkte liefern mit sehr gutem Regressionskoeffizienten eine lineare Beziehung der Form

$$\tan v_p = 0,7 \cdot D - 0,227 \quad (50),$$

die mit der Bedingung für die kritische Dichte $v_p = 0$ auf den Wert $D_{krit} = 0,324$ führt, der mit den entsprechenden Dichtepfaden übereinstimmt. WERNICK fand bei seinen Versuchen eine Abhängigkeit von der Form

$$\tan v_p = 0,21 \cdot D - 0,02 \quad (51),$$

welche zu keiner kritischen Dichte führte.

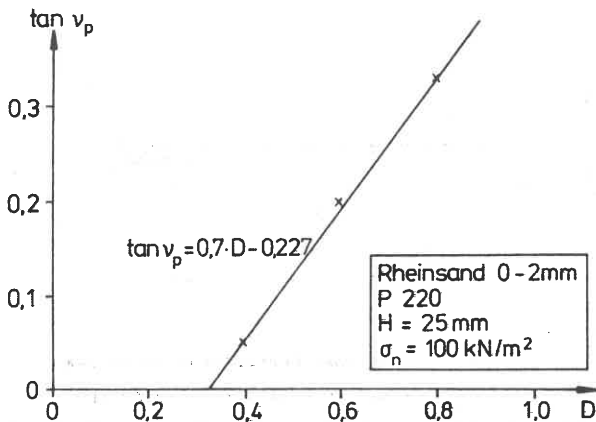


Bild 35 Bruchdilatanzwinkel in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte D

Dichtepfade:

Die Entwicklung der Einbaudichte mit zunehmender Beanspruchung zeigt Bild 36 a) für eine relativ große Probenhöhe von $H = 25 \text{ mm}$ und b) für $H = 6,25 \text{ mm}$. An den Dichtepfaden ist folgendes abzulesen:

- Schon bei sehr geringer Dichteänderung (kleine Kontraktanz) werden $\tan \delta_{sf} = 0,2$ (kleine Dichte) und $\tan \delta_{sf} = 0,6$ (große Dichte) mobilisiert. Dies ist auf die Fähigkeit der Korn-zu-Korn-Brücken zurückzuführen, bezüglich der Normalenrichtung geneigte Kräfte bei sehr kleinen Scherver-schiebungen aufzunehmen. Die Anzahl der Kraftbrücken ist bei dichter Lage- rung wesentlich höher und etwa proportional zur Ausgangslagerungsdichte.
- Es gibt eine Lagerungsdichte im Bruchzustand (kritische Lagerungsdichte), die bei weiterer Scherverformung ohne Volumenänderung erhalten bleibt. Dichtepfade tendieren zu dieser kritischen Lagerungsdichte.
- Die Bruchsohlreibungswinkel nehmen stark mit der Lagerungsdichte zu, wäh- rend die Restsohlreibungswinkel bei großer Probenhöhe schwächer (Bild 36 a) und bei kleiner Probenhöhe (Bild 36 b) nicht von der Dichte abhängen.

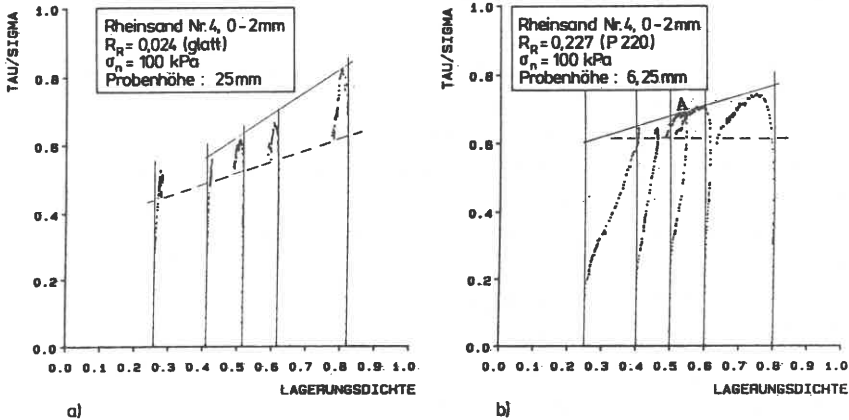


Bild 36 Änderung der Einbaulagerungsdichte
a) bei großer Probenhöhe b) in der Scherzone
———— Bruchzustand - - - - Restzustand

- Gleiche erreichte Lagerungsdichte und gleiche Belastungsbeanspruchung (gleiches τ/σ_n und gleiche Belastungsänderung), wie sie im Punkt A auf Bild 36 b gegeben sind, führen noch nicht zu weiteren deckungsgleichen Dichtepfaden. Es muß darüber hinaus auch eine ähnliche Scherfugenkinematik (voll ausgebildete Scherfuge) vorliegen, z.B. nach sehr großen Scherwegen.
- Es stellt sich eine inhomogene Dichteverteilung ein. Dilatanz in der Scherfuge selbst kann zu Kontraktanz in dem umgebenden Sandraum führen, so daß die Volumenänderungen nicht in ihrer wirklichen Größe meßbar nach außen in Erscheinung treten. Daher die geringen Dichteänderungen bei großer Probenhöhe. Entscheidend für die kinematische Ausbildung einer Scherfuge ist nur das Dilatanzverhalten in der Scherfuge selbst. Nur bei Probenhöhen, die kleiner als die Dicke der voll ausgebildeten Scherfuge sind, wird sich eine Volumenänderung proportional zur Probenhöhe verhalten. Bei größeren Probenhöhen liefern die über der Scherfuge liegenden Sandteile nur noch wenige Anteile an den Volumenänderungen (Annahme eines starren Körperes oder eines elastisch isotropen Halbraums gerechtfertigt).

3.4.3 Variation der Oberflächenrauigkeit

Um die Vielzahl der durchgeführten Versuche mit variiertem Oberflächenrauigkeit und verschiedenen Sanden reproduzierbar und den Parameter Rauigkeit quantifizierbar zu machen, müssen immer wieder gleiche Bedingungen bekannter Größe geschaffen werden. Bezüglich der Strukturoberflächen wurde dies durch die Verwendung genormten Schleifpapiers ermöglicht, das einerseits beliebig ersetzbar und daher frei von Abnutzung ist und andererseits durch die in DIN 69176 vorgeschriebenen Sieblinien für die zu verwendenden Körnungen quantifizierbar ist. Die relative Oberflächenrauigkeit eines nichtbindigen Bodens bezüglich einer Strukturoberfläche wurde von CLEMENCE als *rau* definiert, falls die Oberflächenerhebungen größer als der durchschnittliche Korndurchmesser d_{50} des Bodens sind. Eine zahlenmäßige Erfassung des Einflusses einer ungleichförmigen Sieblinie in bezug auf Oberflächenreibung wurde von KULHAWY/PETERSON sowohl für Böden als auch für Oberflächenstrukturen als Rauigkeitsgrad

$$R = \frac{d_{60} \cdot d_{10}}{d_{50}} \quad (52)$$

angegeben. Damit hat er dann die relative Rauigkeit eines nichtbindigen Bodens auf einer Strukturoberfläche als Verhältnis der einzelnen Rauigkeitsgrade definiert:

$$R_R = \frac{\text{Strukturrauigkeit}}{\text{Bodenrauigkeit}} \quad (53)$$

Die von KULHAWY/PETERSON verwendeten relativen Rauigkeiten lagen zwischen $R_R = 1,42$ und $R_R = 7,27$ durchweg im rauhen Bereich. Für eine glatte Betonoberfläche wurde $R_R = 0$ gesetzt. Damit sind die Ergebnisse zur Beschreibung von geringrauen Verhältnissen nicht verwendbar.

In meinen Versuchen wurden zu den verwendeten Sanden entsprechende Schleifpapierkörnungen so ausgewählt, daß die relativen Rauigkeiten den Bereich zwischen glatt ($R_R = 0$) und rau ($R_R \geq 1$) gut abdecken. Mit den Sieblinien aus Bild 19 ergeben sich mit den Gl. (79) die in Tabelle 6 dargestellten relativen Rauigkeiten:

Struktur- ober- fläche	Versuchssand		
	Rheinsand Nr.4 0-2mm	Quarzsand Nr.6 0-0.2mm	Rheinsand Nr.7 0-4mm
"glatt"	0,024	0,0345	0,005
P 220	0,227	0,345	-
P 100	-	0,724	-
P 60	0,955	1,45	-
P 30	2,272	-	0,5
P 12	-	-	0,95

Tabelle 6: Relative Rauigkeiten R_R

An gleich rauhen Oberflächen verhalten sich also verschiedene Sande unterschiedlich rau.

Die auf Plexiglasschalung hergestellte glatte Oberfläche der Versuchskörper kann nicht mit Gl. (52) erfaßt werden. Hier wurde ein mittlerer Korndurchmesser des Zementkorns ungeachtet der chemischen Umsetzung über die Mahlfineinheit und die spezifische Oberfläche bestimmt, so daß sich für angenommenes Kugelvolumen des Einzelkorns und eine spezifische Oberfläche von $4000 \text{ cm}^2/\text{g}$ mit einer Dichte des Zements von $3,1 \text{ g/cm}^3$ ein Durchmesser von $d_z = 0,00484 \text{ mm}$ ergibt. Dieser mittlere Durchmesser wurde dem Rauigkeitsgrad R nach Gl. (52) gleichgesetzt. Damit wurden die R_R -Werte nach Tabelle 6 bestimmt.

Am Beispiel des Rheinsandes Nr. 4 ist der Einfluß der relativen Rauigkeit auf die Sohlreibungswinkel in Bild 37 dargestellt. Für die Bruchsohlreibungswinkel ergeben sich größere Werte, je rauher die Rauigkeitsverhältnisse sind. Da bei relativen Rauigkeiten > 1 die Scherfestigkeit des Bodens maßgebend wird, müssen die Kurven C und D in Bild 37 gleich sein.

Für den Sohlreibungswinkel und dessen Mobilisierung mit dem Scherweg und für den Dilatanzwinkel trifft dies gut zu. Die Hebungen der noch rauheren Oberfläche (Kurve D) bleiben etwas kleiner als bei Kurve C, weil die größeren absoluten Rauigkeitserhebungen die Dilatation behindern. Insgesamt drückt sich eine geringere Oberflächenrauigkeit direkt in geringeren Sohlreibungswinkeln aus, und zwar sowohl für den Bruch- als auch den Gleitzustand. Volumenänderungen und Dilatanzwinkel hängen kaum von der Rauigkeit ab. Da sich also das Kompressionsverhalten bei veränderter relativer Rauigkeit ändert, ist hier eine Energiekorrektur der Scherkraftkurven nicht sinnvoll und führt zu willkürlich verzerrten Kurven.

3.4.4 Variation der Probenhöhe

Die Höhe des Sandkörpers wurde in den Stufen $H = 6,25\text{mm}/12,5 \text{ mm}/25 \text{ mm}$ verändert, um Rückschlüsse auf die Scherfugendicke zu gewinnen (Bild 38). Hebungen traten nur soweit auf, daß sich eine Scherfuge ausbildete. Da die Hebungen bei $12,5 \text{ mm}$ und 25 mm Probendicke ungefähr gleich sind, kann die Dicke der Scherfuge nicht größer als $12,5 \text{ mm}$ sein. Auch die Dilatanzwinkel dieser beiden Versuche verhalten sich nahezu gleich. Die Sohlreibungswinkel und das Dilatanzverhalten der Versuche mit der kleinsten Probenhöhe ergeben kleinere Werte als bei den anderen Versuchen, weil sich die Scher-

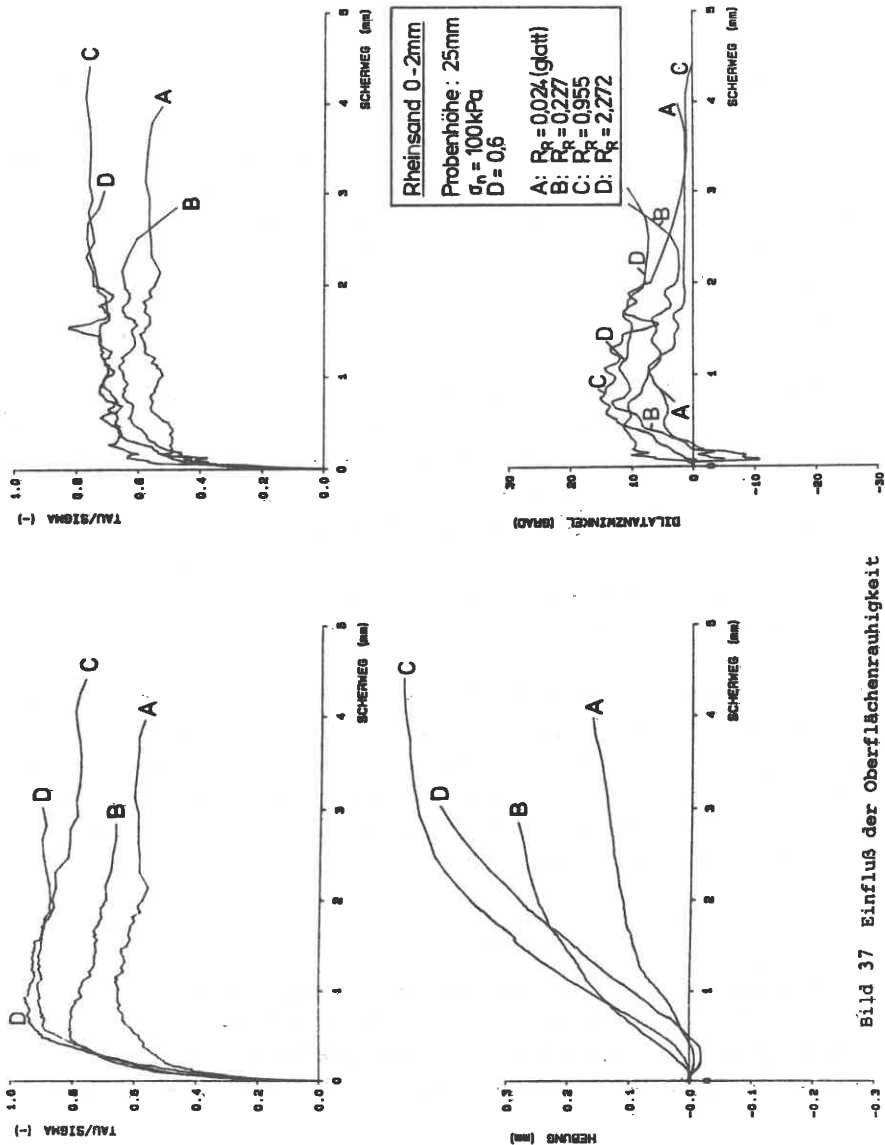


Bild 37 Einfluß der Oberflächenrauigkeit

fuge hierbei nicht voll ausbilden kann, und die Höhe kleiner als die Scherfugendicke ist. Es stellt sich dann auch ein Gleiten des Sandes am glatten oberen Stempel ein, was die kleineren Bruch-Sohlreibungswinkel bei größeren Scherwegen erklärt.

Da die Werte der Hebungen und der Dilatanzwinkel von Versuch A ($H = 6,25$ mm) halb so groß sind wie die von B ($H = 12,5$ mm), wird geschlossen, daß die Scherfugendicke auch bei größeren Probenhöhen ungefähr bei 12 mm liegt, was dem 20fachen d_s des Sandes entspricht (vergleiche auch Abschnitt 3.4). Da beim Vergleich der Versuchsergebnisse davon ausgegangen wird, daß sich eine Scherfuge voll ausbilden kann und nicht durch die Probenhöhe von vornherein eingeschränkt ist, werden hierfür nur die Versuche mit 25 mm Probenhöhe herangezogen.

Da die Probenhöhe die Zusammendrückung ungefähr proportional beeinflußt, ist eine Energiekorrektur bei variiertem Probenhöhe möglich, wobei die Scherkräftekurven ineinander übergeführt werden. Der Bruchsohlreibungswinkel des Versuchs C ist dabei als etwas zu hoch gemessen einzustufen, da er auch energiekorrigiert noch über den anderen liegt (Bild 38).

3.4.5 Der äußere Reibungswinkel als Funktion von Auflast, Rauigkeit und Lagerungsdichte

Die in den vorhergehenden Abschnitten beschriebenen qualitativen Abhängigkeiten des Sohlreibungswinkels werden in diesem Abschnitt zu einer quantitativen Bestimmungsgleichung entwickelt. Wie in Abschnitt 3.4.1 gezeigt wird, nimmt der Tangens des Sohlreibungswinkels mit zunehmender Normalspannung unterlinear ab. Bei einer Darstellung im halblogarithmischen Maßstab wird daraus eine lineare Abhängigkeit der Form:

$$\tan \delta_s = p - q \cdot \ln\left(\frac{\sigma_n}{p_a}\right) \quad (54)$$

Im Bild 43 sind die Bruchsohlreibungswinkel der Versuche mit Rheinsand $0 + 2$ mm (Sand Nr. 4) für entsprechende relative Rauigkeitsverhältnisse und mit der Einbaulagerungsdichte als Scharparameter durch Geradenstücke nach Gl. (54) ausgeglichen. Aus den aufgetragenen Meßpunkten werden für die Ab-

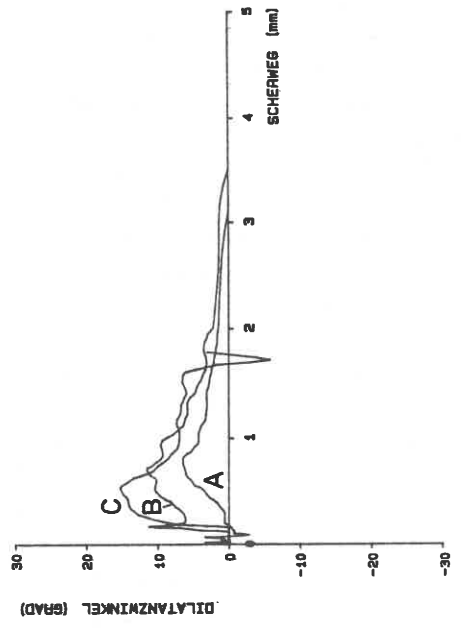
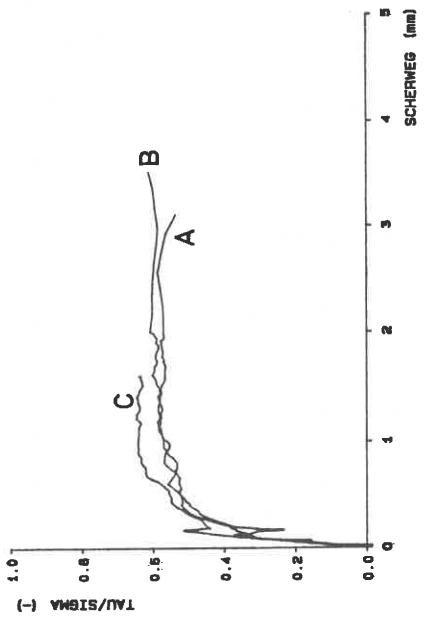
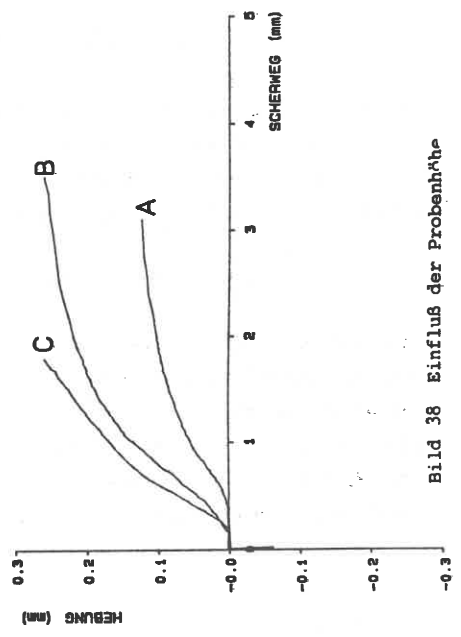
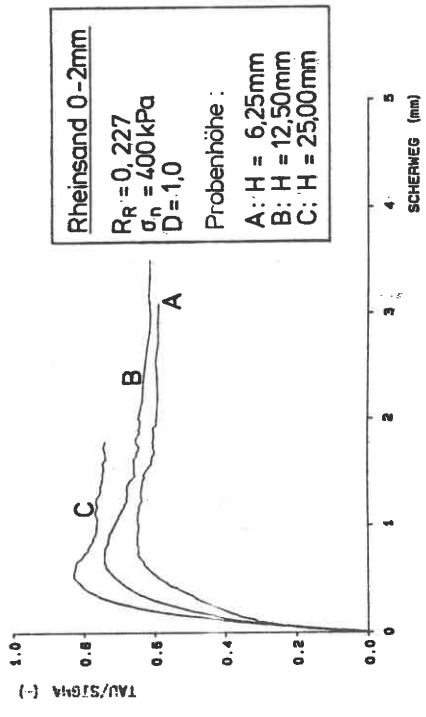


Bild 38 Einfluß der Probenhöhe

nahme (Steigung der Geraden) des Reibungswinkels mit steigender Auflast zwei wesentliche Schlüsse gezogen:

- sie ist unabhängig vom Rauheitsgrad R_R und somit für alle R_R gleich und
- sie ist gleich für alle Einbaulagerungsdichten D .

Damit ist die Abhängigkeit des Sohlreibungswinkels von den Parametern R_R , D und σ_n entkoppelt und deren Einflüsse können additiv erfaßt werden.

In Bild 39 bedeutet dies, daß alle Ausgleichsgeraden die gleiche Steigung $q = 0,108$ haben, die deswegen manuell ermittelt wurde.

Die Werte p in Gl. (54) entsprechen den Punkten auf den Ausgleichsgeraden bei $\sigma_n = 100 \text{ kN/m}^2$ und sind in Bild 40 über der Einbaulagerungsdichte D aufgetragen. Für gleiche relative Rauheiten lassen sich die Meßpunkte durch eine Gerade ausgleichen. Die Änderung von p mit zunehmender Einbaulagerungsdichte zeigt für die Steigung der Ausgleichsgeraden, daß diese

- für alle Rauheitsgrade R_R und
- für die drei untersuchten Sande

gleich groß ist. Eine manuelle Ausgleichung ergab eine Steigung von 0,561.

$$p = n(R_R) + 0,561 \cdot D \quad (55)$$

Die Schnittpunkte mit der p -Achse ($D = 0$) ergeben die für den jeweils verwendeten Sand typischen Werte und sind in Bild 41 aufgetragen. In dem dort verwendeten halblogarithmischen Maßstab ergibt sich für jeden Sand eine Gerade mit gleicher Steigung für alle Sande von 0,0372.

$$n = b + 0,0372 \cdot \ln R_R \quad (56)$$

Die Größe b entspricht dem Wert n bei idealer relativer Rauheit ($R_R = 1$) und ist eine vom Sandtyp abhängige Konstante. Eine entsprechende Auswertung der erhaltenen Bruchsohlreibungswinkel der beiden anderen Versuchssande (Sand Nr. 6 und Nr. 7) führt bezüglich Auflast und Einbaulagerungsdichte (Anlage 2) zahlenmäßig gleichen Abhängigkeiten, während die Abhängigkeit vom relativen Reibungsparameter R_R signifikant bleibt (Bild 41). Dies ist auf

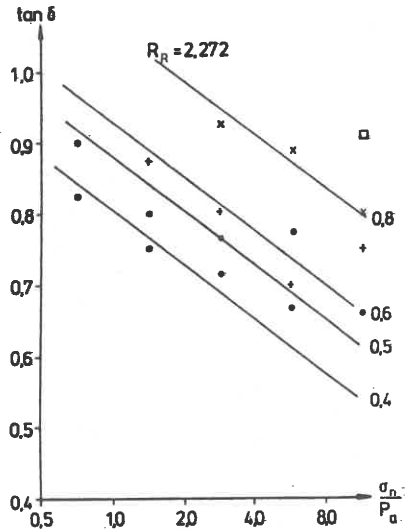
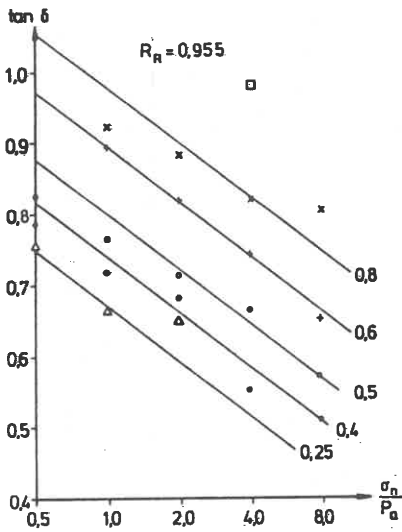
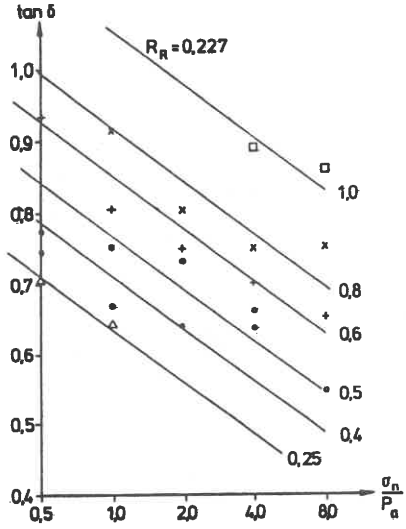
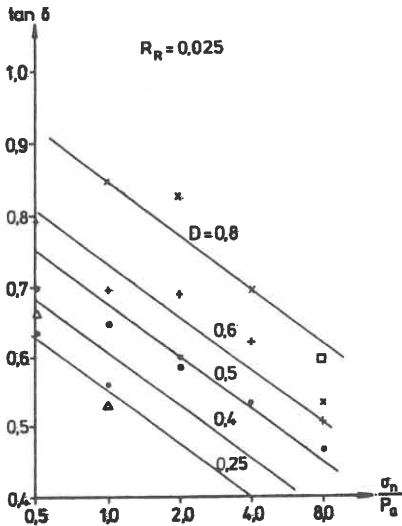


Bild 39 Sohlreibungswinkel abhängig von Auflast und Rauigkeit

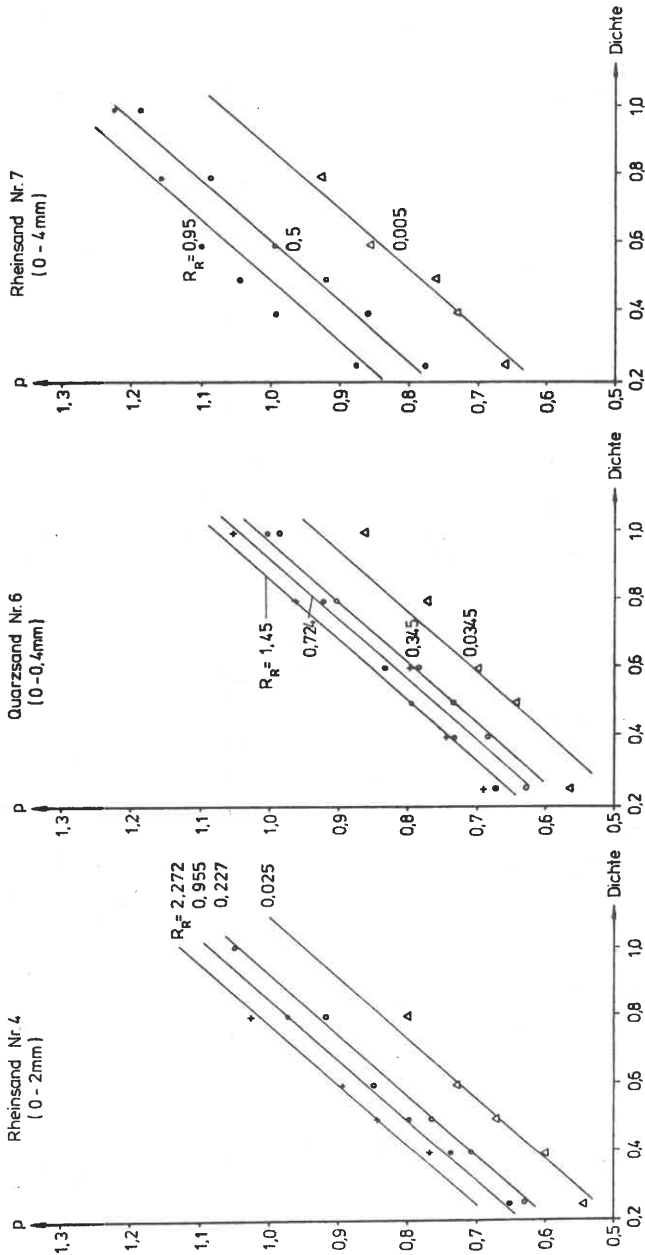


Bild 40. Abhängigkeit des Parameters p von der Lagerungsdichte

die Dicke der sich ausbildenden Scherfuge an der Kontaktfläche zurückzuführen, die bei gleicher idealer Rauheit beim größeren Sand entsprechend dicker ist und zu größeren Schlreibungswinkeln führt, entsprechend den größeren inneren Reibungswinkeln des größeren Sandes.

Geht man davon aus, daß der wesentliche Unterschied der verwendeten Versuchssande in verschiedenen mittleren Korndurchmessern liegt, und vernachlässigt hier die unterschiedlichen Kornformen, da sowieso in den Sanden ein Gemisch mehrerer Kornformen auftritt (Bild 20), und setzt weiterhin Parallelität der Sieblinien voraus, worauf die ähnliche Krümmungszahl der Sande (s. Tabelle 1) hinweist, so kann der Parameter als lineare Abhängigkeit des normierten mittleren Korndurchmessers d_{50} (in mm) in halblogarithmischer Darstellung ausgedrückt werden (Bild 42).

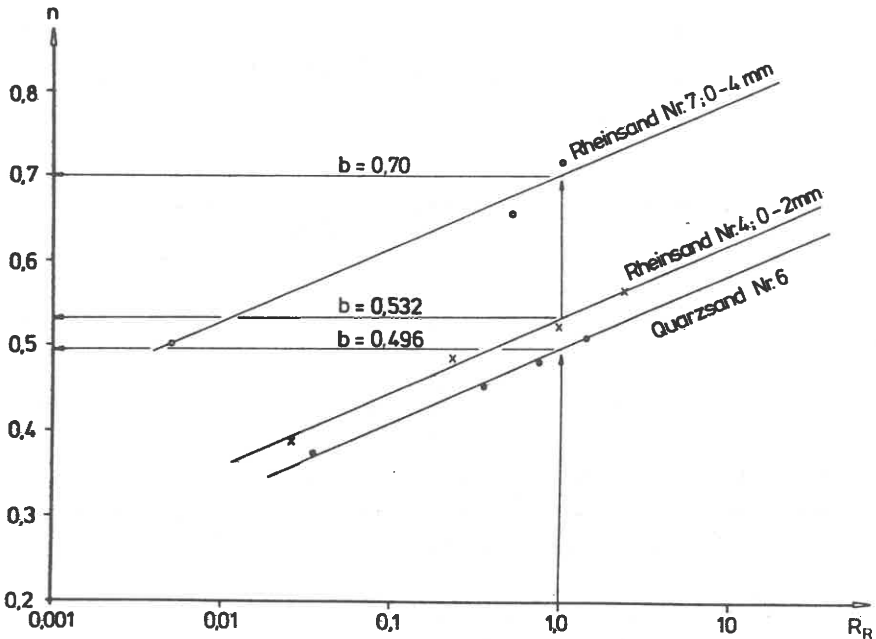


Bild 41 Abhängigkeit des Parameters n von der relativen Rauigkeit.

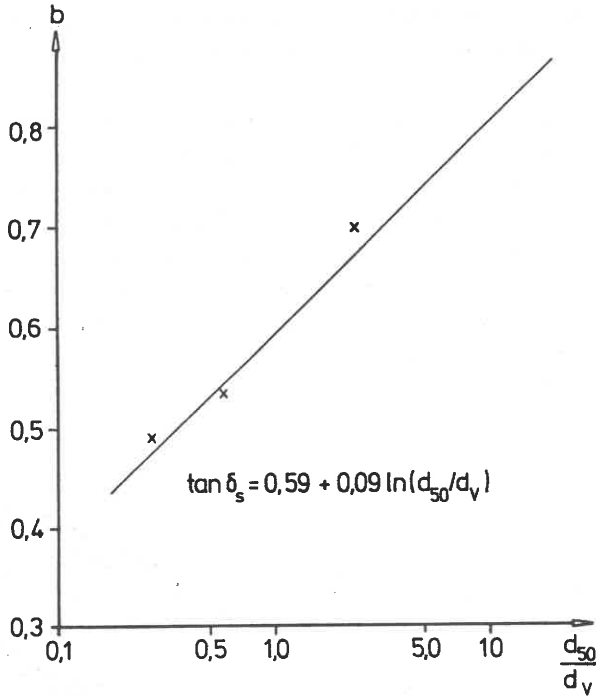


Bild 42 Abhängigkeit des Parameters b (Gl. 84) vom mittleren Korndurchmesser

$$b = 0,59 + 0,09 \cdot \ln\left(\frac{d_{50}}{d_v}\right) \quad (57)$$

d_v ist dabei ein Vergleichsdurchmesser mit $d_v = 1$ mm. Die Gültigkeit der Korngrößenabhängigkeit muß dabei strenggenommen auf das Intervall der untersuchten Sande beschränkt bleiben:

$$0,2 \text{ mm} < d_{s_0} < 3 \text{ mm}.$$

Dies entspricht einem Bereich vom Mittelsand bis Feinkies. Die Zusammensetzung der Einzelabhängigkeiten liefert die quantitative Gleichung zur Bestim-

mung des Sohlreibungswinkels im Bruchzustand:

$$\tan \delta_{s,\max} = 0,59 + 0,09 \cdot \ln\left(\frac{d_{50}}{d_v}\right) + 0,0372 \cdot \ln R_R + 0,561 \cdot D - 0,108 \cdot \ln\left(\frac{\sigma_n}{p_a}\right) \quad (58)$$

Gl. (58) lässt sich interpretieren als Grundsohlreibungswinkel $\delta_{s,0} = 30,5^\circ$ eines Mittel- bis Grobsandes an einer ideal rauhen Kontaktfläche bei einer Normalspannung von $\sigma_n = 100$ kPa, wenn eine sehr lockere Lagerung vorliegt, und der additiven Erfassung der Einflüsse von mittlerer Korngröße, relativer Rauigkeit, Anfangslagerungsdichte und Normalspannung. Der Grundsohlreibungswinkel kann noch unterschritten werden für "glatte" Flächen und hohe Normalspannungen.

Relative Rauigkeiten $R_R < 0,005$ sollten nicht in Gl. (58) eingesetzt werden, da dies den Gültigkeitsbereich des hier untersuchten Bereichs überschreitet. Für technisch ideale Flächen kann ein R_R -Wert von 0,01 angesetzt werden, der einer auf Plexiglasschalung hergestellten Kontaktoberfläche bei Reibung eines Mittel- bis Grobsandes entspricht.

Die Abhängigkeit des Sohlreibungswinkels nach Gl. (58) kann für ideal rauhe Kontaktflächen mit der von BRINCH HANSEN (1960) angegebenen Formel für den inneren Reibungswinkel gewöhnlicher Sande und Kiese verglichen werden:

$$\varphi = 36^\circ + \varphi_1 + \varphi_2 + \varphi_3 + \varphi_4 \quad (59)$$

Die Korrekturen φ_1 , φ_2 , φ_3 , und φ_4 berücksichtigen in grober Näherung Kornform, Korngröße, Kornverteilung und Lagerungsdichte. Es ergeben sich Werte zwischen $\varphi = 20^\circ$ und $\varphi = 60^\circ$, die mit den Werten für den Sohlreibungswinkel ideal rauher Kontaktfläche in Bild (43a) verglichen werden können.

Für den Bereich der hier variierten Parameter sind in Tabelle 7 die Sohlreibungswinkel δ_s nach Gl. (58) für den Rheinsand Nr.4 angegeben. Die Anlagen 2.3 und 2.4 enthalten die entsprechenden Tabellen für den Quarzsand Nr.6 und den Rheinsand Nr.7.

Bild 43 zeigt die räumliche Darstellung des Sohlreibungswinkels a) für rauhe und b) für glatte Kontaktflächen.

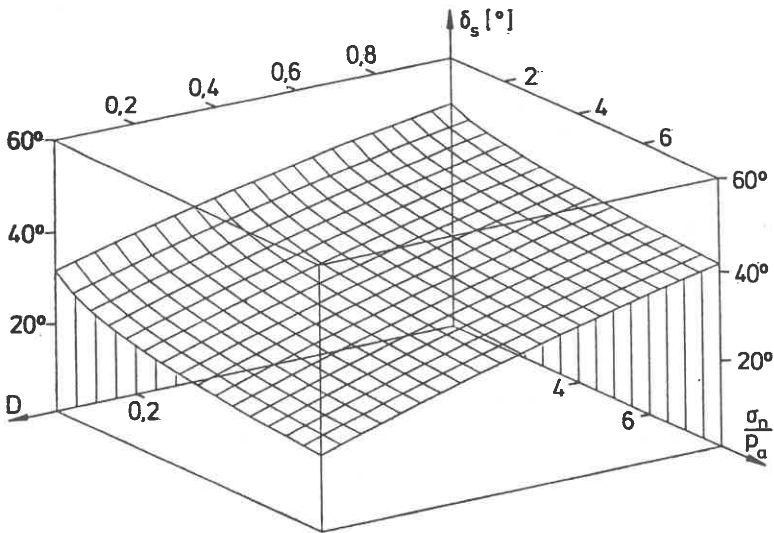
Zum Vergleich mit dem Winkel der inneren Reibung müßten alle Parameter noch einmal in konventionellen Rahmenscherversuchen untersucht werden, um die Abhängigkeiten vom inneren Reibungswinkel zu erfassen. Es genügt aber, die Versuche mit idealer relativer Rauigkeit heranzuziehen und den Bruchsohlreibungswinkel dem Winkel der inneren Reibung gleichzusetzen (Gl. 59) unter der Annahme, daß die Scherfuge im Boden und nicht entlang der Strukturoberfläche verläuft:

$$\tan \varphi' = \tan \delta_s \quad (R_R=1) \quad (59)$$

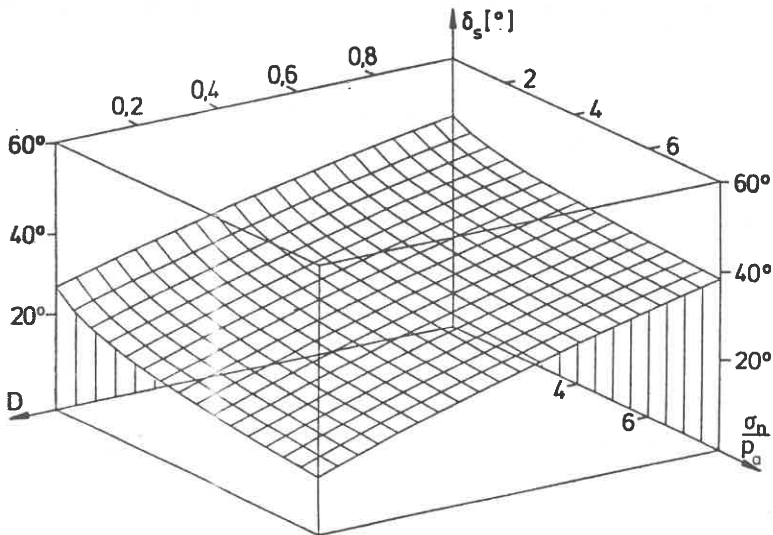
Tabelle 8 zeigt die für verschiedene Rauigkeiten mobilisierten Sohlreibungswinkel $\tan \delta_s / \tan \varphi'$ und Bild 44 stellt das Verhältnis für glatte Kon-

σ_n [$\frac{kN}{m^2}$]	δ_s						
	Lagerungsdichte D						
	0,25	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0	
50	31,49	34,87	36,97	38,97	42,65	45,94	$R_R = 0,024$
100	28,27	31,88	34,14	36,28	40,24	43,78	
200	24,84	28,68	31,09	33,39	37,65	41,46	
400	21,21	25,27	27,84	30,30	34,86	38,96	
800	17,39	21,67	24,39	27,00	31,87	36,27	
50	34,84	37,96	39,91	41,75	45,13	48,16	
100	31,85	35,20	37,29	39,27	42,92	46,18	
200	28,65	32,23	34,48	36,60	40,53	44,04	
400	25,25	29,06	31,46	33,74	37,96	41,74	
800	21,64	25,68	28,23	30,67	35,19	39,26	
50	36,85	39,82	41,66	43,41	45,62	49,49	$R_R = 0,955$
100	34,01	37,19	39,18	41,06	44,52	47,61	
200	30,96	34,37	36,51	38,53	42,25	45,58	
400	27,70	31,35	33,63	35,81	39,81	43,40	
800	24,23	28,12	30,56	32,88	37,19	41,05	

Tabelle 7: Sohlreibungswinkel nach Gl. (58) für Rheinsand 0-2 mm



a) rauh: $R_R=1$



b) glatt: $R_R=0,1$

Bild 43 Räumliche Darstellung von δ_s für Werte aus Tabelle 7

σ_n	$\frac{\tan \delta_s}{\tan \delta_{s,R=1}}$						
	Lagerungsdichte D						
$\left[\frac{kN}{m^2} \right]$	0,25	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0	
50	0,82	0,83	0,84	0,85	0,87	0,88	$R_R = 0,024$
100	0,79	0,82	0,83	0,84	0,86	0,87	
200	0,77	0,80	0,81	0,83	0,85	0,86	
400	0,74	0,77	0,79	0,81	0,83	0,85	
800	0,69	0,74	0,77	0,79	0,82	0,84	
50	0,93	0,93	0,94	0,94	0,95	0,95	$R_R = 0,227$
100	0,92	0,93	0,93	0,94	0,94	0,95	
200	0,91	0,92	0,93	0,93	0,94	0,95	
400	0,90	0,91	0,92	0,92	0,93	0,94	
800	0,88	0,90	0,91	0,91	0,93	0,94	
50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$R_R = 0,955$
100	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
200	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
400	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
800	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	

Tabelle 8: Sohreibungswinkel in Bezug zum ideal rauhen Wert für Rheinsand 0 - 2 mm nach Gl. (58)

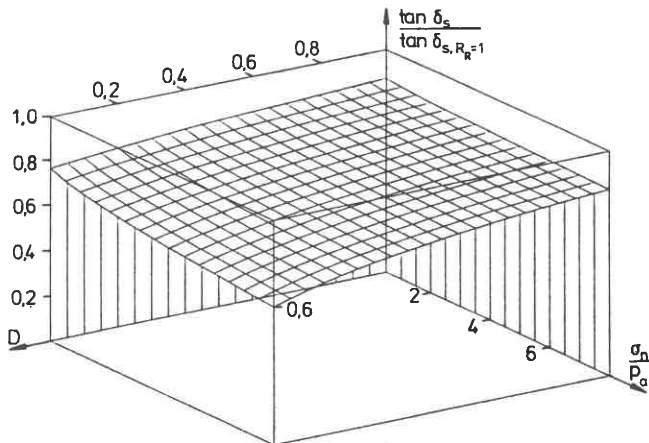


Bild 44 Vergleich glatter ($R_R = 0,01$) mit rauher ($R_p = 1$) Sohfläche für Reibung auf Rheinsand 0 - 2 mm

taktflächen räumlich dar. Die entsprechenden Tabellen für den Quarzsand Nr.6 und den Rheinsand Nr.7 finden sich in Anlage 2.5 bzw. 2.6. .

Mit Gl. (58) bzw. Tabelle 7 und 8 liegen somit Hilfsmittel vor, um die maximal mögliche Sohlreibung unter diskreten Punkten eines horizontal verschobenen Fundaments genau zu bestimmen.

4. SOHLREIBUNGSVERSUCHE

Mit den in diesem Abschnitt beschriebenen eigenen Sohlreibungsversuchen wird das Verhalten von horizontal zwangsbeanspruchten Fundamentkörpern unter anderen kinematischen und statischen Randbedingungen, wie sie im geschlossenen Probenraum des Direkten Schergeräts gegeben sind, untersucht. Vor allem soll der Einfluß des Untergrunds mit unterschiedlichen Lagerungsdichten wie auch unterschiedlichen Tiefen ermittelt werden. Die in Abschnitt 4.2 dargestellten großmaßstäblichen Sohlreibungsversuche dienen zudem hauptsächlich der Ermittlung der Wegabhängigkeit bei der Mobilisierung des maximalen Sohlreibungswinkels. Diese Versuche haben keinen Modellcharakter mehr, sondern sollen direkte Schlüsse auf Bauwerksbedingungen zulassen.

4.1 Kleinmaßstäbliche Sohlreibungsversuche an einzelnen Gründungskörpern

Die kleinmaßstäblichen Sohlreibungsversuche wurden in einem 1,5 m langen und 1 m breiten Versuchskasten durchgeführt. Zur Untersuchung verschiedener Sandtiefen war der Boden des Kastens in der Höhe verstellbar, so daß Sandtiefen von 14 cm, 20 cm und 26 cm eingebaut werden konnten. Bild 45 zeigt den prinzipiellen Versuchsaufbau in einem Längsschnitt.

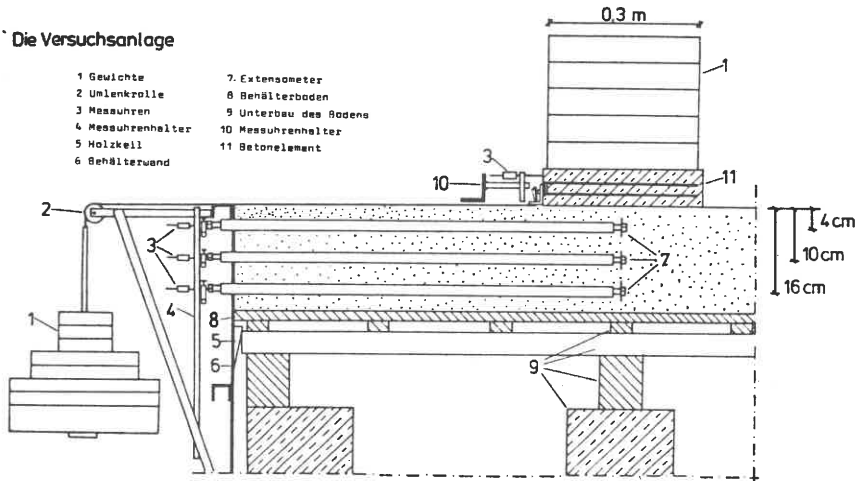


Bild 45 Längsschnitt durch die Versuchsanlage

Das quadratische Modellfundament mit einer Kantenlänge von 30 cm wurde plan auf die Sandoberfläche aufgesetzt und durch Gewichte zentrisch bis zur gewünschten Sohlnormalspannung belastet. Die Zugkraft wurde mit Gewichtsstücken auf das Zugseil gebracht, das über eine Umlenkrolle sehr knapp über der Sandoberfläche verlief und an einem Winkeleisen des Modellfundaments in Höhe der Sohlfläche befestigt war. Dadurch entstand kein exzentrisches Moment durch die geweckte Sohlschubkraft, und ein Momentenausgleich war entbehrlich.

Unter dem Fundamentschwerpunkt waren in Tiefen von 4 cm, 10 cm und 16 cm kleine Extensometer beim lagenweise vorgenommenen Schütten und gegebenenfalls Verdichten des Versuchsbodens mit eingebracht worden. Die Extensometerverschiebungen wurden in Stahlhüllrohren reibungsfrei an die Stirnwand des Versuchskastens geführt und über Weguhren erfaßt. Da die Extensometer eine geringe Bewehrung des Bodens darstellen und die Ausbildung von Bruchkörpern im Boden behindern können, wurden sowohl die Extensometerabmessungen selbst minimiert als auch die Anzahl auf maximal 5 untereinander liegende beschränkt. Die Versuche wurden kraftgesteuert gefahren, wobei in der Nähe der erwarteten Bruchsohlreibungskraft die zusätzlich aufgelegten Gewichtsstücke immer kleiner wurden, um möglichst zutreffend die Bruchgrenze zu bestimmen, die durch einen sehr großen Gleitweg festgelegt wurde.

Als Versuchssand wurde der unter Abschnitt 3.1 beschriebene Rheinsand 0 - 2 mm Nr. 4 verwendet, der mit einem geringen natürlichen Wassergehalt eingebaut wurde, an der Oberfläche jedoch vor Aufbringen des Modellfundaments trocken war.

Eine extrem glatte Sohlfläche wurde wieder durch Betonieren auf eine Plexiglasschalung erreicht, und eine ideal raue Sohlfläche erhielt man durch Bekleben mit Sandpapier P 60, das bezüglich des verwendeten Rheinsandes eine relative Rauigkeit $R_R = 1$ ergab (s. Bild 19).

Beim 4 cm dicken Sandeinbau in Lagen wurden durch Verdichten mittels Handstamper maximale Lagerungsdichten zwischen $D = 0,52$ und $D = 0,63$ erreicht. Im Mittel betrug die Lagerungsdichte $D = 0,55$. Eine dichtere Lagerung war wegen des nachgiebigen Holzbodens in homogener Dichte nicht erreichbar. Damit entspricht die hier vorliegende Lagerungsdichte den Verhältnisse von POTYONDY, LEONHARDT und SCHULTZE/HORN.

Eine Nachrechnung der mit 1 mm festgestellten Anfangssetzung infolge vertikaler Lastaufbringung ergab einen Steifemodul von $E_s = 4,3 \text{ MN/m}^2$. Eine Rüttelverdichtung bei dichter Lagerung kam wegen der Gefahr der Auflockerung durch Resonanz des stählernen Versuchskastens nicht in Frage.

Nach Aufbringen einer neuen horizontalen Laststufe zeigte die Verschiebungsreaktion des Modellkörpers ein zeitabhängiges Verhalten. Nach sofortiger Verschiebung des Betonfundaments reagierten die Extensometer um so verzögert, je tiefer ihre Lage war, und auch das Fundament gewann noch an Verschiebung und kam schließlich nach abnehmender Verschiebungsgeschwindigkeit zur Ruhe. Nach 5 Minuten war keine Verschiebungszunahme mehr feststellbar, so daß dies als Lastkonstanthaltezeit für jede Laststufe festgelegt wurde.

Ver- such Nr.	Rauhig- keit	$\frac{v_B}{\gamma \cdot a^2 \cdot b}$ (-)	Sand- tiefe (cm)	σ_n (kN/m ²)	Bruch- ver- schie- bung (mm)	$\tan \delta_s = H/V^s$	mittl. Sohl- reib- winkel δ_s	$\frac{\delta_s}{\psi'}$
1	glatt	2,6	14	12,8	11,19	0,51	27,0	0,74
2		2,6	20	12,8	7,81	0,51	27,1	0,74
3		2,6	25,7	12,8	5,25	0,50	26,5	0,72
4		5,9	14	28,9	4,90	0,50	26,3	0,72
5		6,4	20	31,1	4,71	0,50	26,6	0,72
6		6,8	25,7	33,3	3,83	0,50	26,3	0,72
7	rauh	2,6	14	12,8	4,41	0,60	30,9	0,84
8		2,6	20	12,8	8,22	0,60	30,9	0,84
9		2,6	25,7	12,8	4,39	0,59	30,4	0,83
10		5,9	14	28,9	6,15	0,60	31,1	0,85
11		6,4	20	28,9	7,55	0,60	31,1	0,85
12		6,8	25,7	28,9	4,94	0,59	30,4	0,83

Tabelle 9: Versuchsergebnisse der kleinmaßstäblichen , kraftgesteuerten Sohlreibungsversuche an Einzelfundamenten

Nach Laststeigerung stellt sich ein momentaner sehr labiler Gleichgewichtszustand ein, der auf labilen Korn-zu-Korn-Brücken basiert. Einzelne Brücken versagen aufgrund nicht vermeidbarer äußerer Einflüsse (z.B. Erschütterungen) oder Kornbruch nach eventuellem Fließen der Sandkörner unter extrem hoch belasteten Kornspitzen. Ein neuer (labiler) Gleichgewichtszustand kann sich nur unter Verlagerung einzelner Körner einstellen. Dieses Phänomen breitet sich vom Ort der höchsten Beanspruchung (speziell Kanten der Fundamentsohle) räumlich aus. Solange die Kornumlagerung mit einer lokalen Verdichtung und damit Scherfestigkeitserhöhung einhergeht, bildet sich noch keine großräumige Gleitkinematik aus.

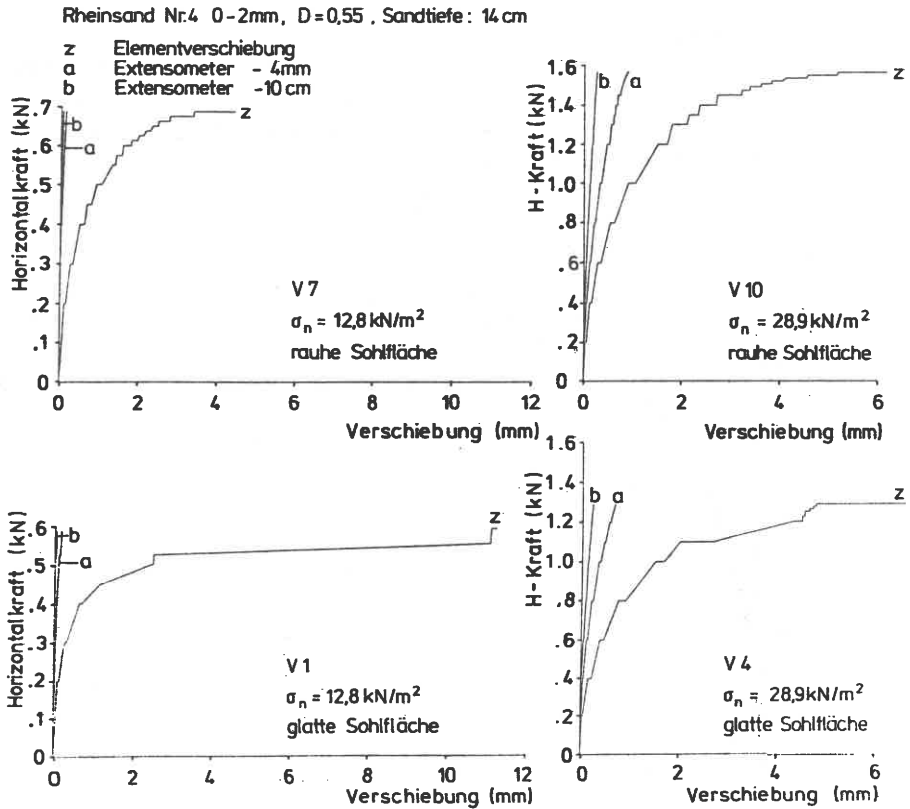


Bild 46 Horizontalkraft-Verschiebungskurven eines Einzelfundaments

In der Nähe des Bruchpunkts ist es immer unwahrscheinlicher, daß eine weitere Scherfestigkeitserhöhung stattfindet, so daß auch nach längeren plastischen Gleitvorgängen kein Gleichgewichtszustand gefunden werden kann und somit ein endgültiges Versagen stattfindet. Bild 46 zeigt das Ergebnis vier typischer Versuche, wobei links die Versuche mit kleinerer Auflast und unten die mit glatter Sohlfläche dargestellt sind. Eine glatte Kontaktfläche führt beim Modellfundament selbst zu großen plastischen Verschiebungen vor allem kurz vor dem endgültigen Versagen, während die Verschiebungen des Sanduntergrundes denen bei rauher Sohlfläche gleich sind. Für gering mobilisierte Zustände ist kein signifikanter Unterschied im Kraft-Verschiebungsverhalten zwischen rauhen und glatten Sohlflächen feststellbar.

Höhere Auflasten wirken sich im Horizontalverschiebungsverhalten bis in größere Tiefen aus, wobei bei den Extensometern wieder kein wesentlicher Unterschied zwischen glatten und rauhen Sohlflächen feststellbar ist. Im Gegensatz zu den Direkten Scherversuchen werden bei den Modellversuchen auf tieferem

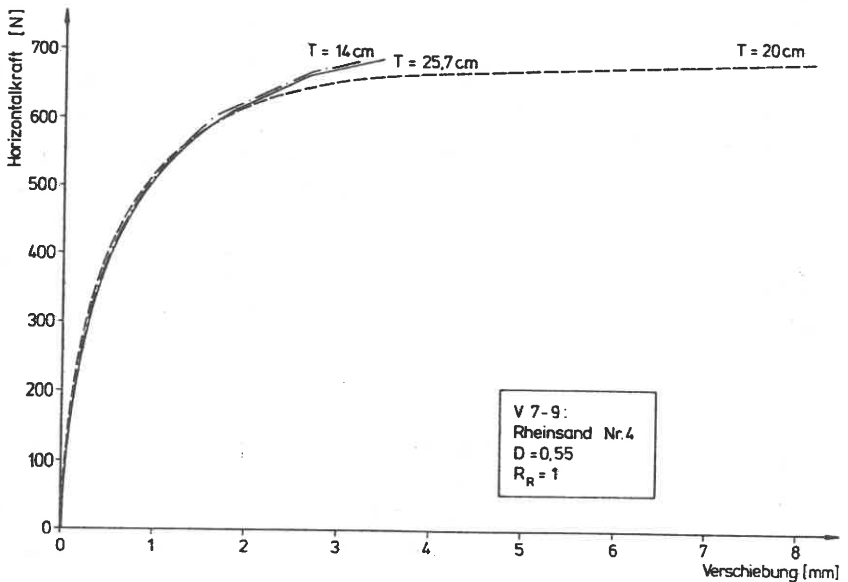


Bild 47 Kraft-Verschiebungsdiagramm bei unterschiedlichen Sandtiefen T

Sandhalbraum bei höheren Sohlnormalpressungen keine geringeren Sohlreibungswinkel (Tab. 9) erreicht, was wiederum an dem Scherfestigkeitsgewinn infolge Kontraktanz unter der Sohlfläche bei hier nicht zu dichter Lagerungsdichte ($D = 0,55$) liegt.

Ein wesentlicher Unterschied von $\Delta\delta_s = 4^\circ$ in den maximal erreichten Sohlreibungswinkeln ist nur zwischen glatten und rauhen Kontaktflächen zu erkennen. Bei keinem der durchgeführten Versuche hatte die Tiefe des Sandhalbraums eine Auswirkung auf den Bruchsohlreibungswinkel, so daß das Versagen nur im oberflächennahen Untergrundbereich stattfand und nicht durch einen Grundbruch (Grundbruchsicherheit: $F_p = 4,4$ bei $\sigma_n = 33,3 \text{ kN/m}^2$) zustande kam.

Auch das Verschiebungsverhalten wurde, wie Bild 47 zeigt, durch die Sandtiefe nicht beeinflusst; sogar das Verformungsverhalten des Untergrunds wurde nicht von der Tiefe des Untergrunds bestimmt. Wie Bild 48 zeigt, findet die meiste Verschiebung im Bereich des obersten Extensometers statt, und unterhalb 10 cm Tiefe tragen die erreichten Horizontalverschiebungen nur noch unwesentlich zur Gesamtverschiebung bei. Der Verschiebungsverlauf über die

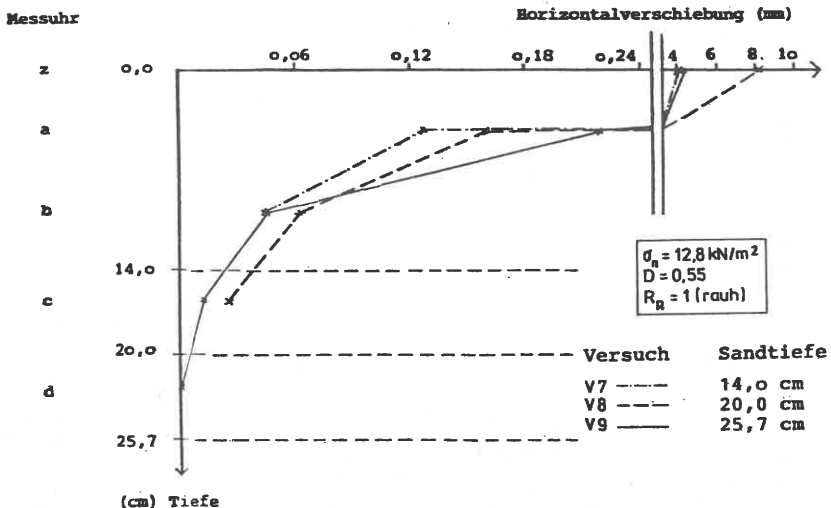


Bild 48 Sandverformungen über die Tiefe bei verschiedener Schichtdicke

Tiefe hat hyperbolischen Charakter, baut sich also schnell mit der Tiefe auf unwesentliche Anteile ab. Der Vergleich der erreichten Elementverschiebungen mit den horizontalen Sandverschiebungen des obersten Extensometers ($T = 4 \text{ cm}$) zeigt, daß schon bei 30 % der horizontalen Bruchlast die Extensometerverschiebung in 4 cm Tiefe nur $1/8$ der Elementverschiebung beträgt und bei 80 % nur noch $1/10$. Somit wäre es gerechtfertigt, die horizontalen Untergrundverformungen gegenüber den Elementverschiebungen bei dichter Lagerung zu vernachlässigen. Auch FOIK (1984) hat in vergleichbaren Versuchen unter gleichen Sohlnormalspannungen gleichartig hyperbolisch mit der Tiefe abnehmende horizontale Sandverschiebungen gemessen und kommt beim Vergleich der oberen Sandverschiebungen mit der Fundamentverschiebung auf ein Verhältnis $1/2,5$ bis $1/25$.

Ein Vergleich mit den ebenfalls kraftgesteuerten Versuchen an horizontal beanspruchten Einzelfundamenten mit gleicher Fundamentbreite (Bild 49) zeigt, daß der dimensionslose Tragfähigkeitswert $v_B / (\gamma \cdot b \cdot a^2)$ auf der Linie der FOIKschen Ergebnisse liegt. Dabei ist zu bedenken, daß Werte > 10 einen Grundbruchfall darstellen, den Foik in allen seinen Versuchen feststellte, und Werte zwischen 1 und 10 liegen im Übergangsbereich zwischen Grundbruch und Gleiten, wo die Bruchfuge sehr flach, aber außerhalb der Kontaktfläche Boden-Bauwerk liegt.

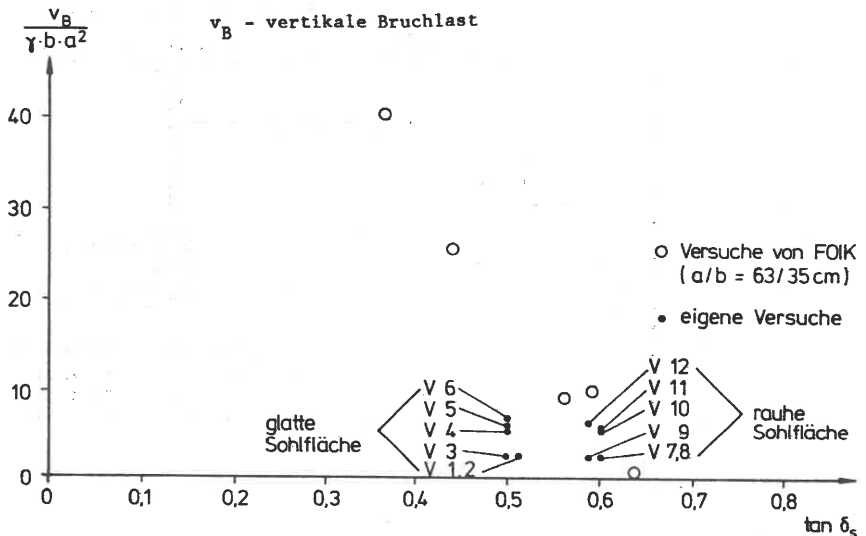


Bild 49 Vergleich der Versuche mit FOIK bei rauher Sohlfäche

Für große Widerlager, die zur Aufnahme großer Horizontalkräfte herangezogen werden, liegt $v_B/(\gamma \cdot b \cdot a^2)$ unter dem Wert 1, d.h. weit entfernt vom Grundbruch. Für vorgespannte Gründungsplatten hat die dimensionslose Vertikalbelastung keine Aussagekraft mehr, liegt aber zahlenmäßig unter 0,2. Demnach können die Versuchsergebnisse der kleinmaßstäblichen Sohlreibungsversuche an einzelnen Fundamenten nicht unmittelbar auf Reibungsverhältnisse unter vorgespannten Gründungsplatten übertragen werden, doch sind sie geeignet zur Festlegung des Reibungsbeiwerts für große Widerlagergründungen, wobei sich ein mittlerer Sohlreibungswinkel von maximal $\delta_g = 30^\circ$ ergibt. (Zum Vergleich: an der Köln-Rodenkirchner Brücke wurde von LEONHARDT ein Sohlreibungswinkel von nur $\delta_g = 24,5^\circ$ ermittelt.)

Für die Wiedergabe der Sohlreibungsverhältnisse unter weitausgedehnten, vorgespannten Gründungsplatten müssen demnach entweder die Fundamentabmessungen sehr groß gewählt werden oder die Belastung müßte sehr klein sein. Beim ersteren kommt man auf Versuche in Originalabmessungen oder großmaßstäblichen Modellen, wo mit einem Maßstabsfaktor $l_v = 1$ für die Länge auch der Kraftmaßstabsfaktor bei $P_v = 1$ liegt und strenge Ähnlichkeit vorliegt. Im zweiten Fall müßten sehr kleine Kräfte meß- und versuchstechnisch behandelt werden, womit die Versuchsstreuungen stark überhand nehmen. Außerdem ergibt sich ein anderes Kraft-Verformungsverhalten als in der Originalausführung, da ja mit unverändert gleicher Wichte γ experimentiert wird.

Die Ergebnisse der in diesem Abschnitt beschriebenen Versuche kann man folgendermaßen zusammenfassen:

- Die Versuche liegen im Übergangsbereich zwischen Grundbruch und Gleiten.
- Dadurch ergeben sich kleinere Bruchsohlreibungswinkel als in Direkten Scherversuchen.
- Die zur Mobilisierung des maximalen Sohlreibungswinkels notwendigen Horizontalverformungen sind unabhängig von der Sandtiefe des Sanduntergrundes.
- Die horizontalen Sandverschiebungen nehmen mit der Tiefe sehr schnell hyperbolisch ab.

4.2. Großmaßstäbliche Versuche

Da die kleinmaßstäblichen Versuche wegen völlig anderer Randbedingungen (Direkte Scherversuche) oder wegen des Maßstabeffekts und dem begleitend auftretenden Grundbruch (Versuche an Einzelmodellfundamenten) sich nicht direkt auf großflächige, horizontal zwangsbeanspruchte Gründungskörper übertragen lassen, wurden großmaßstäbliche 1:1-Modelle zur wirklichkeitsnahen und streng ähnlichen Untersuchung des Sohlreibungsverhaltens herangezogen.

Diese müssen sowohl in den geometrischen Abmessungen als auch im Spannungsniveau den Originalen weitgehend entsprechen. Einzelheiten der großmaßstäblichen Sohlreibungsversuche können dem Schlußbericht des Forschungsvorhabens SM 3/25 (SMOLTCZYK, 1985) entnommen werden.

4.2.1 Versuchsaufbau

Zur Durchführung der Versuche stand ein Freiversuchsgelände mit einer 8,5 · 9,2 m großen und 4 m tiefen Versuchsgrube zur Verfügung. Die seitliche Aussteifung der als Bohlträgerwand hergestellten Seitenwände wurde durch liegende IPB 700 erreicht. Dabei ergab sich die liegende Stegachse als geeignete Kraftachse für die hohen Vorspannkkräfte, und die Grube wurde dementsprechend nur ca. 3,0 m mit dem in Abschnitt 3.0 beschriebenen Rheinsand 0 - 2 mm (Nr. 4) gefüllt.

Da eine beidseitig vorgespannte Gründungsplatte ein symmetrisches System ist, reichte es, nur die halbe Platte bzw. Balkenhälfte mit einem starren Widerlager in der Symmetrieachse zu untersuchen. Somit war es möglich, in der auf Bild 54 lagemäßig dargestellten Versuchsanlage einen ca. 17 m langen vorgespannten Balken mit einem Seitenverhältnis von 1:10 zu untersuchen.

Die auf den Stirnseiten liegenden IPB 700-Träger waren ursprünglich nicht zugfest miteinander verbunden, weswegen im ersten Vorversuch mit Ankerstangen \varnothing 28 mm eine kraftschlüssige Verbindung zwischen Pressstation und hinterem Widerlager hergestellt wurde. Es zeigte sich jedoch, daß durch die Ankerkräfte das Widerlager in die Grube gezogen wurde und der Nullpunkt der Verschiebung nicht mehr im Symmetriepunkt des Gesamtbalkens lag. In den Versuchen wurde deshalb auf Anker verzichtet, und die Kräfte wurden über den

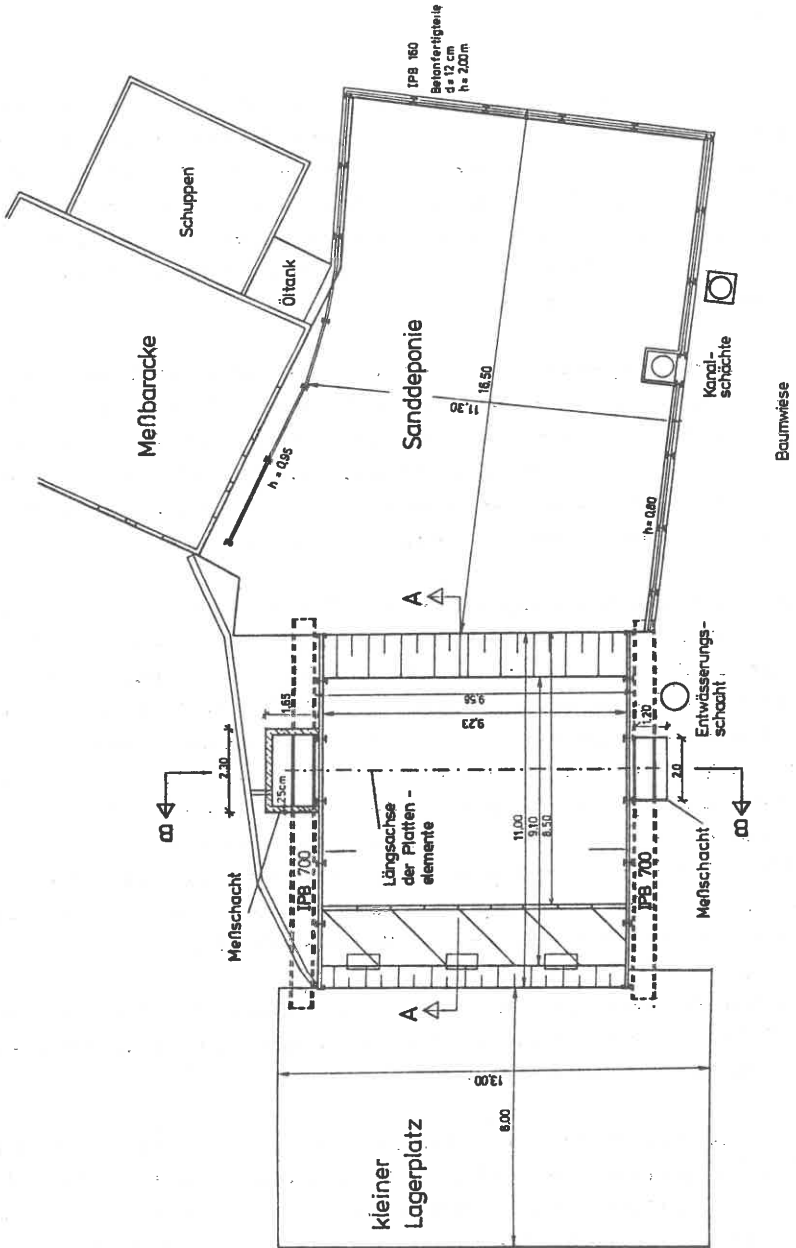


Bild 50 Lageplan des Freiversuchsgeländes

den Träger ummantelnden Magerbeton und die Meßschachtwände über Erddruck in den Untergrund geleitet. Um die dabei unvermeidlichen Verformungen gering zu halten, wurde ein 20 t schwerer Bagger hinter die Grubenwand gestellt. Der hinter der Plattenkette liegende Meßschacht nahm die Extensometerköpfe und deren Weggeber auf, und im vorderen waren die Hydrauliksteuerung und die überschüssigen Meßkabel untergebracht, von wo aus sie dann in einen Kabelkanal zur Meßbaracke gingen.

Der Gründungsbalken wurde nicht als monolithischer Körper hergestellt, da bei einer maximalen Länge von 8,4 m auch bei maximaler Pressenkraft von 1 MN nur eine Stirnverformung von 2 mm aufgetreten wäre, was allenfalls zur vollen Reibungsmobilisierung an der Vorspannstelle geführt hätte. Auch ein Körper aus Leichtbeton hätte wegen seiner ca. 1/10 niedrigeren Dehnsteifigkeit nur die Reibung im vorderen Balkenbereich voll aktiviert.

Um eine praxisnahe Vorspannung von ca. 3000 kN/m² mit nur 2/3 der maximalen Pressenkraft zu erhalten, wurde der Balkenquerschnitt mit 0,205 m² festgelegt. Damit ergab sich eine in Einzelelemente von 1 m Länge, 0,82 m Breite und 0,25 m Höhe aufgelöste Plattenkette (Bild 51), in deren Zwischenräumen auf weichen Gummipuffern sitzende Kraftmeßdosen angeordnet waren, die eine hinreichend große Verschiebung zur vollen Mobilisierung der Sohlreibungskraft gewährleisteten. Wegen der großen punktuell eingeleiteten Kräfte am Einzelelement wurden diese an ihren Stirnseiten mit halben (T-förmigen) IPBr 240 verstärkt. Somit wurden die Kräfte aus den Kraftmeßdosen gleichmäßig auf den Querschnitt des Betonelements verteilt und um die zentrale Aussparung \varnothing 49 cm zur Aufnahme der Maihak-Schubmeßdosen geführt.

Im Versuchslängsschnitt (Bild 52) sind die Ballastwürfel (1 m Kantenlänge \approx 23 kN) zu sehen, die zusammen mit dem Eigengewicht der Plattenelemente die Sohlnormalspannung lieferten.

Durch die Gummipolster und die punktförmige Lagerung der Kraftmeßdosen kann davon ausgegangen werden, daß keine Querkräfte längs der Plattenkette (z.B. durch unterschiedliche Setzungen) übertragen wurden und somit die Sohlnormalspannung nur aus dem Ballast resultiert. Da 15 Ballastwürfel zur Verfügung standen, konnten auch Versuche mit doppelter Ballastierung gefahren werden.

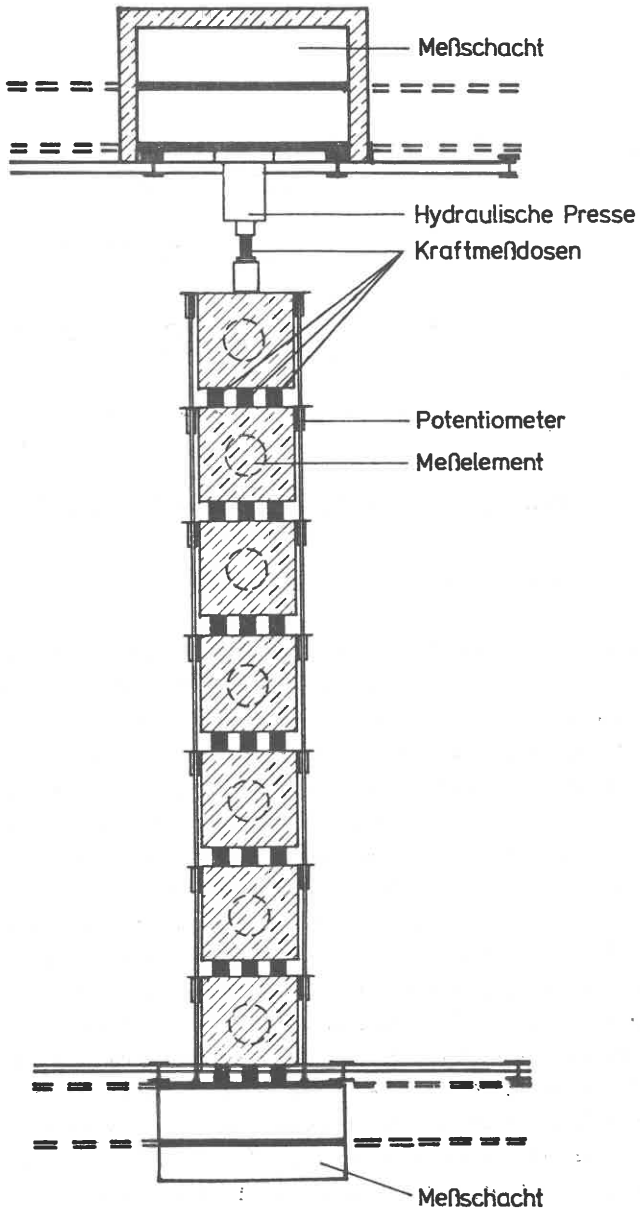


Bild 51 Draufsicht auf die Versuchsanordnung

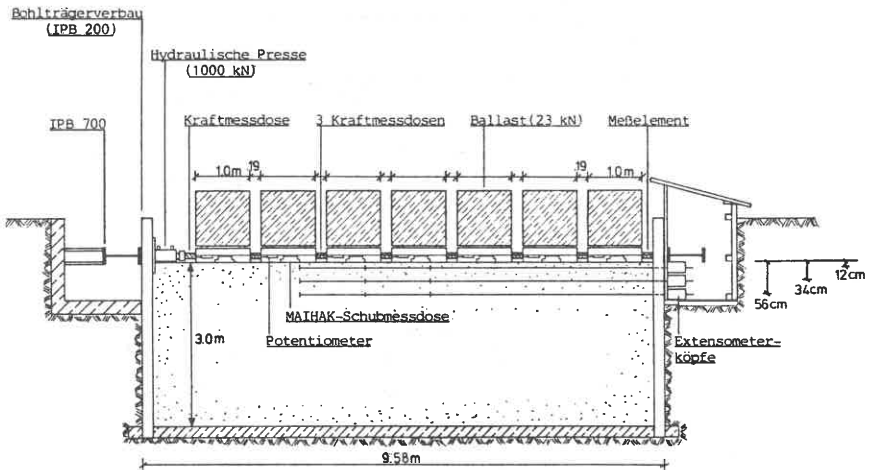


Bild 52 Versuchsaufbau im Längsschnitt

Mit dem Greifer eines Seilbaggers wurde in die leere Versuchsgrube vorsichtig Sand eingebracht und von Hand zu Lagen von 25 cm Dicke verteilt. Eine Verdichtung mit einem Vibrationsrüttler AT 1000 ergab bei drei Übergängen eine mitteldichte Lagerung, und ein schwerer Flächenrüttler AT 2000 ergab die dichte Lagerung. Bei einer Füllhöhe, die der Höhenlage der Extensometer entspricht, wurden die in Wellhüllrohren liegenden Extensometer eingebaut und leicht überschüttet und nachverdichtet. Die Extensometer waren als 3fach-Stangenextensometer in 3 Tiefenlagen unter den Elementen 1 bis 4 ausgebildet. Die oberste Sandlage wurde 10 cm höher als Sollhöhe eingebracht und verdichtet. Anschließend wurden seitlich der späteren Längsachse Vierkantstahlrohre mit einem Zuschlag zur Sollhöhe von 4 mm, der die spätere Setzung ausgleicht, verlegt und die eigentliche Sandoberfläche darauf mit einer Schiene abgezogen. Die einzelnen Elemente wurden daraufhin per Kran plan abgesetzt und die Potentiometer sowohl an linker wie rechter Seite jedes Elements angebracht. Die Maihak-Schubdosen waren in der Mittenöffnung der ersten vier Plattenelemente fest verankert und wurden jeweils samt Element ein- und ausgebaut. Zuletzt wurden die Ballastgewichte auf die Betonelemente aufgesetzt, und zwar auch auf jeweils 4 Gummipuffern, um eine gleichmäßige Belastung zu gewährleisten.

Um vor der Witterung geschützt zu sein, wurden zwei mit Textilplanen bespannte Holzskelettbauten über die Versuchsanordnung gestellt. Diese schützen hauptsächlich die elektrischen Steckkontakte vor Feuchtigkeit und verhindern gleichzeitig eine verfälschende Erwärmung des Wegmeßgerüsts. Durch den Wetterschutz bedingt, lagen die Schwankungsbreiten der Temperaturen im Sand (in 10 cm Tiefe) bei $0,6^{\circ}\text{C}$ und an der Oberfläche des Betons bei $2,8^{\circ}\text{C}$, selbst die Lufttemperatur veränderte sich innerhalb des Zeitraums eines Versuchs (ca. 6 Stunden) um nicht mehr als 5°C . Zudem kam das Temperaturspeichervermögen der Ballastmassen zum Tragen.

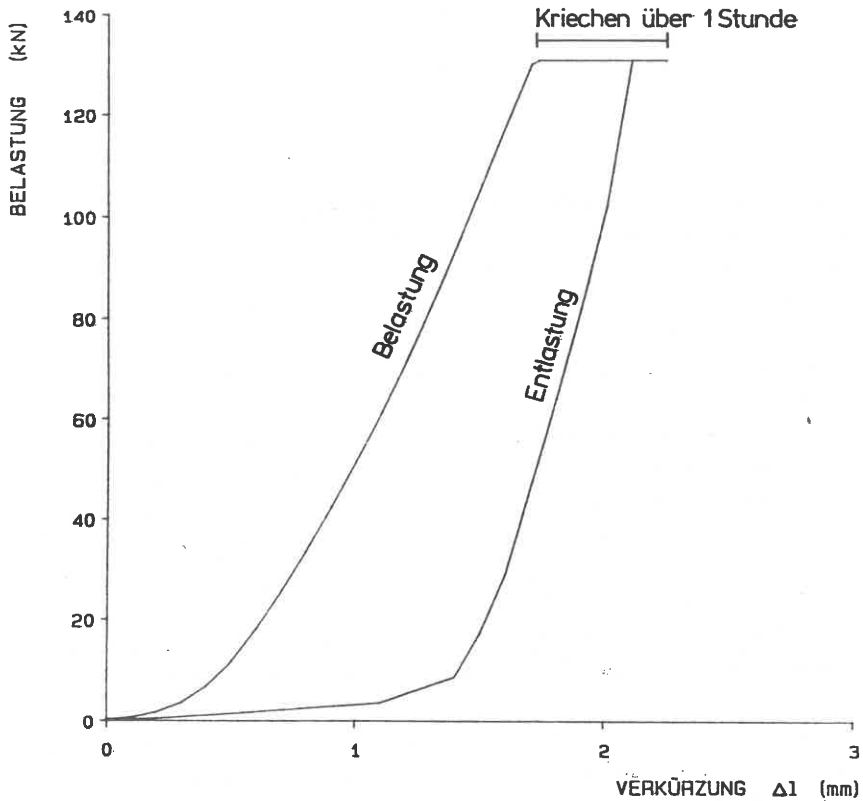


Bild 53 Eichkurve eines Hartgummipuffers \varnothing 140 mm, Dicke 6 mm

Die Kraftmeßdosen wurden eigens für diese Versuchsanordnung konstruiert, da möglichst flache Meßdosen gefordert waren, die in die nur 19 cm breiten Fugen samt Gummipuffer, Kugelgelenk und Verstellspindel passen mußten. Erst nachdem die Setzung infolge Ballastierung abgeklungen war, wurden pro Fuge drei Kraftmeßdosen eingebaut und ganz leicht vorgespannt. Durch die leichte Vorspannung in Verbindung mit den Gummipuffern ergab sich eine sehr gleichmäßige Kraftverteilung auf die Meßdosen jeder Fuge, und es wurde im späteren Versuch eine seitwärtige Wanderung der Elemente vermieden.

Das 6 mm starke Hartgummipolster wies im Eichversuch ausgeprägtes nichtlineares elasto-plastisches, mit steigender Belastung zunehmendes Steifigkeitsverhalten auf (Bild 53). Die Belastungsgeschwindigkeit war dabei gleich der Vorschubgeschwindigkeit im Großversuch. Sofort auffallend ist die große Hystereseschleife zwischen Be- und Entlastung. Bei 130 kN wurde die Belastung eine Stunde konstant gehalten, und das Gummi kroch unter der Last noch weiter um 20 % seiner bisherigen Verformung. In der nächsten halben Stunde verlangsamte sich die Kriechgeschwindigkeit auf 2/100 mm pro Stunde. Die anschließende, langsame Entlastung bedeutete dann zuerst ein Zurückkriechen unter voller Last um 1/3 des Kriechmaßes bei Belastung. Das Gummi zeigte also bei kleinen Lasten ein sehr weiches und bei hohen Lasten ein steifes Verhalten, das mit seiner Steifigkeit an den Steifemodul eines steifen oder locker gelagerten Bodens herankommt. An die Versuchsdurchführung und Steuerung stellten sich durch das Gummipolster folgende Forderungen:

- Für alle Gummipolster muß eine monoton steigende Belastung vorliegen.
- Die Gummipolster müssen leicht vorgespannt werden, um in den sehr weichen Anfangsbereich zu kommen und um zu verhindern, daß infolge ungleicher Belastung einzelne Gummipolster in den Entlastungsast fallen. Dabei darf eine Fuge nicht mehr als drei Kraftübertragungspunkte haben (statisch bestimmte Lagerung).
- Die Belastungsgeschwindigkeit muß weit über der Kriechgeschwindigkeit liegen, um den zeitlichen Einfluß in Grenzen zu halten.

Die konstante Vorschubgeschwindigkeit am ersten Element war 0,05 mm/min, während die nachfolgenden Elemente infolge Dämpfung der Gummipuffer mit langsameren Geschwindigkeiten verschoben wurden und auch nicht mehr als konstant gelten können.

Die Kraftmeßdosen und Weggeber für Elementverschiebungen und Extensometer ergaben zusammen 51 Meßstellen, die von einer microprozessorgesteuerten Vielstellenmeßanlage erfaßt und an einen Personalcomputer weitergegeben wurden (Bild 54). Das Meßprinzip der schwingenden Saite der Schubmeßdosen machte eine separate Erfassung notwendig. Ausgangsverschiebung und -geschwindigkeit sowie die Pressenkraft wurden ständig am Bildschirm dargestellt und erlaubten eine genaue Versuchssteuerung.

4.2.2 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm umfaßte insgesamt 14 Versuche, wobei der erste als Vorversuch zum Testen der Fugenpolster und der Steuerung anzusehen ist, der nicht weiter ausgewertet wurde. Die Versuche 13 und 14 stellen ebene Versuche dar. Hierbei wurden drei gleichzeitig belastete Plattenelementstreifen nebeneinander mit gleicher Ausgangsverschiebung verschoben, wobei nur der mittlere meßtechnisch erfaßt wurde (Bild 55). Auch die Fugen der Randstreifen waren mit Stahlstücken auf Gummipolstern bestückt. Bei zwangsweise gleicher Ausgangsverschiebung war die an der Stirnseite eingeleitete Vorspannkraft von Rand- und Mittelstreifen nicht gleich.

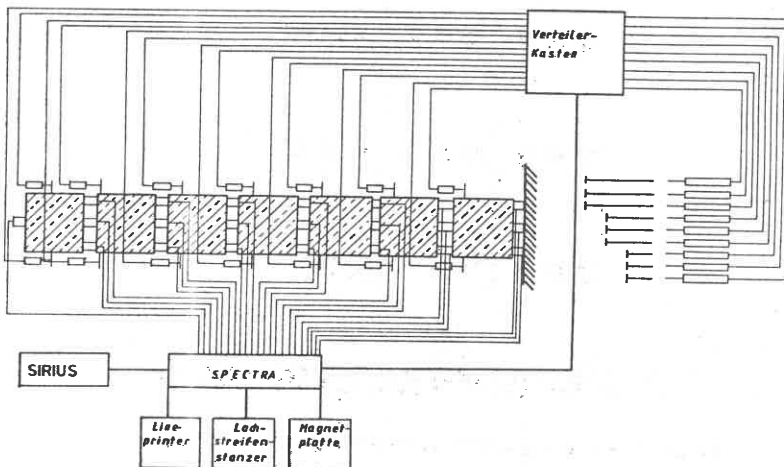


Bild 54 Schema der Meßwertfassung

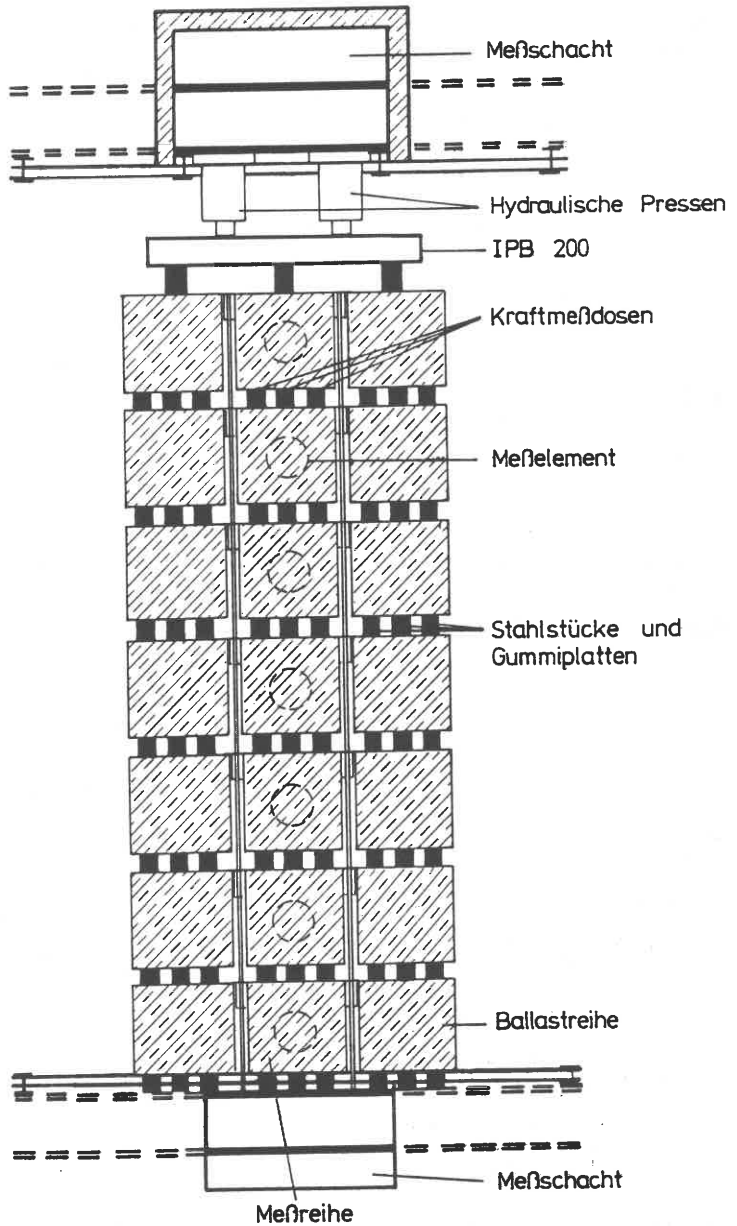


Bild 55 Versuchsanordnung der ebenen Versuche V13 und V14

Bild 56 gibt einen Gesamtüberblick über alle durchgeführten Sohlreibungsversuche, woraus symbolisch die Auflast und Auflastverteilung sowie Rauigkeit und Lagerungsdichte entnommen werden können.

Variation der Lagerungsdichte:

Als für die Praxis in Frage kommende Grenzwerte der Lagerungsdichte wurden eine mitteldichte und eine sehr dichte Lagerung angestrebt. Allerdings sind die mitteldichten Lagerungen einfacher und genauer zu erreichen als die sehr dichten, die zudem einen optimalen Wassergehalt weit über dem natürlichen voraussetzen.

In Tabelle 10 sind die erzielten Lagerungsdichten der Versuche erfaßt und die unter Abschnitt 3 bestimmten Beziehungen zum räumlichen Scherwinkel des Sandhalbraums ausgewertet. Mitteldichte Lagerungsdichten wurden somit zwischen $D = 0,389$ und $D = 437$ und sehr dichte Lagerungsdichten zwischen $D = 0,761$ und $D = 1,01$ erreicht. Bei Herstellung von sehr dichten Lagerungen wurden außerhalb der Aufstandsfläche des Vibrationsrüttlers sehr flache Grundbruchschollen beobachtet, die wiederum eine Auflockerung des Bodens anzeigen.

Variation der Sohlrauigkeit:

Es wurden glatte und raue Sohlflächen untersucht, wobei wiederum wie bei den früheren Versuchen einerseits gegen eine Flexiglasschalung betoniert wurde und andererseits durch Aufkleben von Sandpapier P 60 eine ideal raue Sohlfläche geschaffen wurde. Vor allem die glatte Unterfläche kann nicht als Grenzwert für eine "ideal" glatte Fläche angesehen werden, sondern in Relation zum Boden stellt die so hergestellte Fläche eine höchstens noch von Stahlschalungen in der Baupraxis erreichbare Glätte dar. Insofern orientiert sich hier der Begriff "glatt" an dem in der Praxis Möglichen. Bei glatter Sohlfläche beträgt dann die relative Rauigkeit $R_R = 0,024$ und bei rauher Fläche ist $R_R = 0,955$.

	räumliche Versuche										ebene Versuche			
Versuch Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Auflast														
Rauhigkeit														
Lagerungsdichte	MD	MD	MD	D	D	D	D	D	D	MD	MD	MD	MD	D
Luft	23	1	5	18	11				19		23	26	11-15	19-21
Temp. Beton				13		11	18	15	19	17	19	21	12-15	18-19
°C Sand							14	13	17	22	20	21	13	18
Fugenpolster														
Vers.-Art const:	P	v	v	v	v	v	v	v	v	v	v	v	v	v
Extensometeranordnung														
Widerlagerfuge														

Bild 56 Übersicht über die durchgeführten Großversuche

Variation der Auflasten:

Durch Ballastierung mit einem bzw. zwei Betonwürfeln pro Element liegen mittlere Sohlnormalspannungen von 35 bzw. 63 kN/m² vor, womit Größenordnungen erreicht wurden, die auch bei vorgespannten Sohlplatten von Stauwehren auftreten. Um noch Verdickungen der Platte, z.B. beim Ansatz von aufgehenden Wehrpfeilern, untersuchen zu können, wurden außerdem Lastfälle mit doppelter Belastung nur auf den ersten zwei Elementen untersucht.

Die aus den Totlasten resultierenden Sohlnormalspannungen wurden als konstant unter der Annahme ermittelt, daß keine Querkräfte von Element zu Element übertragen werden und daß mittige Belastung vorliegt. Eine ungleichmäßige Sohldruckverteilung z.B. nach Boussinesq wird nicht berücksichtigt, da im Hinblick auf den Vergleich mit den Sohlreibungskräften auch nur globale Meßwerte pro Element gewonnen werden.

Wie aus den vorhergehenden Untersuchungen hervorgeht, darf nicht ohne weiteres angenommen werden, daß der lokale Reibungswert mit dem globalen Wert am Element übereinstimmt:

$$\tan \delta_{s, \text{lokal}} \neq \tan \delta_{s, \text{Element}} \quad (60)$$

Für die weitere Auswertung der Großversuche muß jedoch vorausgesetzt werden, daß die am Versuchselement bestimmten Kräfte die Summe der entsprechenden

Versuche	Trockenwichte γ'_D [kN/m ³]	Porenzahl e	Lagerungs- dichte D	bezogene Lagerungs- dichte I_D	Scherwinkel φ' [°]	
2, 3 (MD)	Anzahl Versuche	0,613	0,437	0,471	38,1	
	min					25
	max					15,70
	Mittel					16,98
	Standardabweichung					16,42
4,5,6 (D)	Anz. Versuche	0,617	0,424	0,458	38,0	
	min					8
	max					16,12
	Mittel					16,65
	Standardabw.					16,39
7,8,9 (D)	Anz. Versuche	0,495	1,01	1,01	43,4	
	min					10
	max					17,19
	Mittel					18,15
	Standardabw.					17,72
10,11,12 (MD)	Anz. Versuche	0,618	0,420	0,453	38,0	
	min					36
	max					15,35
	Mittel					17,16
	Standardabw.					16,38
13 (MD)	Anz. Versuche	0,628	0,389	0,422	37,7	
	min					32
	max					15,27
	Mittel					16,63
	Standardabw.					16,31
14 (D)	Anz. Versuche	0,544	0,761	0,786	41,1	
	min					24
	max					16,67
	Mittel					17,78
	Standardabw.					17,16

Tabelle 10: Ergebnisse der Dichtekontrollen

Spannungen darstellen und daß der globale (gemessene) Reibungswert das arithmetische Mittel aller lokalen Reibungswerte ist:

$$\frac{T}{P_n} = \frac{\int \tau dx dy}{\int \sigma_n dx dy} = \frac{1}{A} \int \frac{\tau}{\sigma_n} dx dy \quad (61)$$

A ist hierbei die Grundfläche eines Versuchselements und P_n dessen Auflast. Wegen der Unkenntnis der genauen Sohlnormalspannungsverteilung kann keine genaue Fehlerabschätzung vorgenommen werden. Durch die Integration über die lokalen Werte ist der Fehler kleiner als der Einzelfehler der lokalen $\tan \delta_s$ -Werte.

Die horizontalen Verformungen unter einem Versuchselement werden konstant angenommen, da das Betonelement relativ zur Dehnsteifigkeit der Plattenkette starr ist.

4.2.3 Versuchsergebnisse

Vor dem Abgleichen aller Weg- und Kraftaufnehmer wurde an den Betonelementen mit einem Vibrationsrüttler gerüttelt, so daß diese von eingepprägten Sohlschleibungsspannungen befreit waren. Ca. alle zwei Minuten, was einem Verschiebungssinkrement von 0,1 mm entspricht, wurden alle Aufnehmer abgelesen. Da sich DMS-Aufnehmer und Potentiometer sehr schnell ablesen lassen, entspricht der Kraftzustand exakt dem Verschiebungszustand. Bedingt durch das Meßprinzip der schwingenden Saite dauerte ein anschließender Ablesesyklus der Schubmeßdosen sehr lange, so daß diese Meßwerte keinem konstanten Verschiebungszustand zugewiesen werden können.

Wegen der anfänglichen geringen Dehnsteifigkeit der Plattenkette nimmt die Vorspannkraft nur unterproportional zur Verschiebung zu, Bild 57. Da sich die Dehnsteifigkeit wegen des ausgeprägten nichtlinearen Steifigkeitsverhaltens der Gummizwischenlagen mit zunehmender Verschiebung stark erhöht, steigt die Vorspannkraft gegen Versuchsende überproportional zur aufgezwungenen Ausgangsverschiebung an. Nach Mobilisierung des maximal möglichen Gesamttriebsverlustes verlaufen Vorspannkraft und Fugenkräfte parallel zueinander.

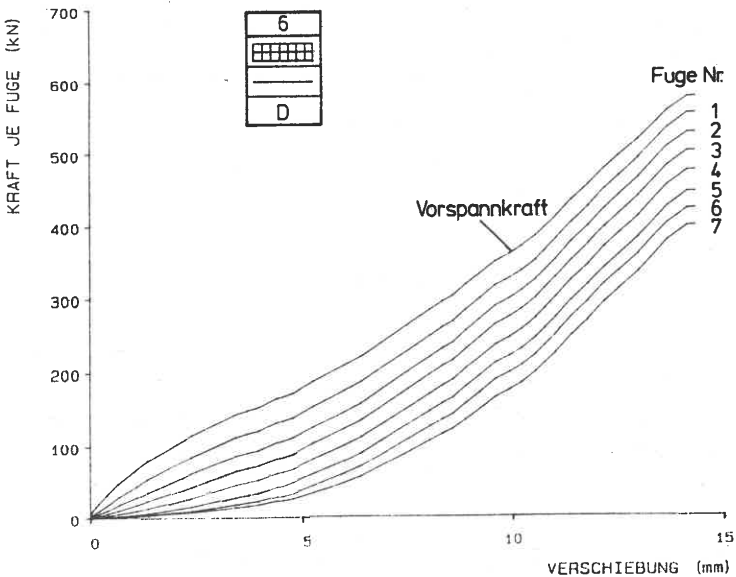


Bild 57 Verlauf der Vorspannkraft und der Axialkraft zwischen den Elementen

a) Verformungen:

Die aufgezogenen horizontalen Ausgangsverschiebungen bewirken trotz der geringen Anfangsdehnsteifigkeit eine merkliche horizontale Verschiebung an den letzten Elementen nahe der Symmetrieachse. In Bild 58 ist zu sehen, daß sich der Verschiebungsverlauf längs der Plattenlängsachse anfangs parabolisch verhält und dann bei einer Verschiebung, die etwa der maximalen Reibungskraft entspricht, in einem geradlinigen Verlauf übergeht und bei noch größeren Verschiebungen wieder einen parabolischen Verlauf mit entgegengesetzter Krümmung annimmt. Die gemessenen Setzungen lagen unter 1 mm und streuten wegen der Horizontalbewegung der Plattenelemente, so daß eine systematische Auswertung nicht erfolgt.

Die Ausgangsverschiebung v_0 und die Ausgangsverschiebung v_m , bei der sich ein geradliniger Verschiebungsverlauf ergibt, bekannt sind und zudem in der Symmetrieachse $v = 0$ sein muß, läßt sich der Verschiebungsverlauf entlang der Plattenkette mit der Länge L für alle denkbaren Verschiebungszustände als Parabel 2. Ordnung angeben:

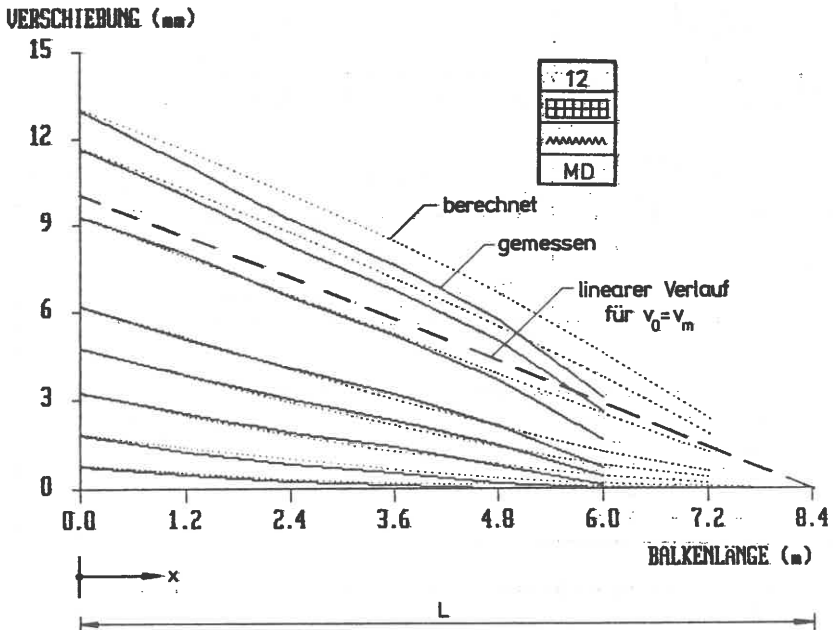


Bild 58 Verschiebungsverlauf bei verschiedenen Vorspannzuständen

$$v(x) = a \cdot x^2 + b \cdot x + c \quad (62)$$

mit den Parametern:

$$a = \frac{v_0}{L^2} \cdot \left(1 - \frac{v_0}{v_m}\right)$$

$$b = -\frac{v_0}{L} \cdot \left(2 - \frac{v_0}{v_m}\right) \quad (63)$$

$$c = v_0$$

In Bild 58 sind beispielhaft für verschiedene Ausgangsverschiebungen die gemessenen Verschiebungsverläufe den parabolischen (gepunktet) gegenübergestellt. Mit der mathematischen Formulierung ist somit eine von Meßfehlern bereinigte Grundlage für weitere Auswertungen geschaffen.

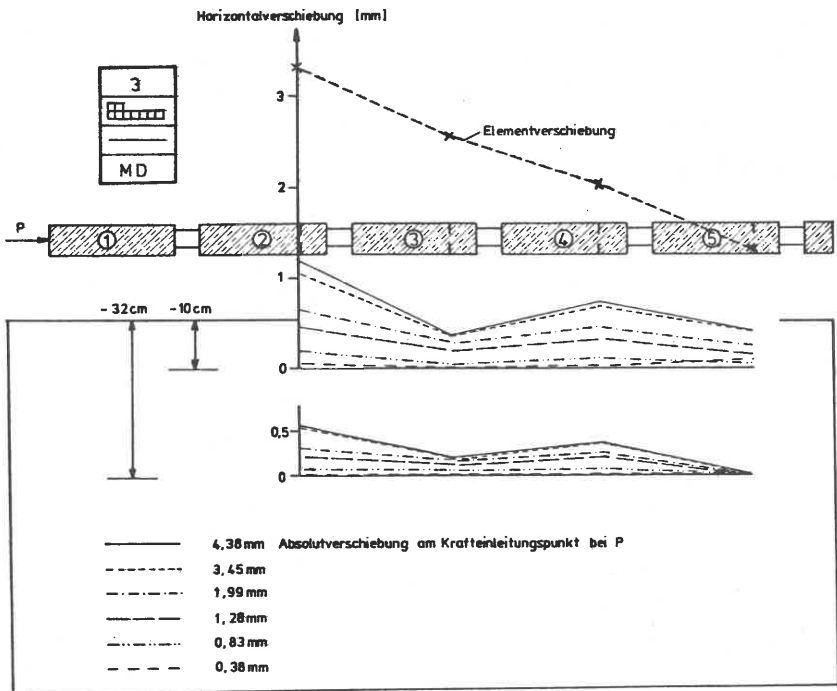


Bild 59 Horizontale Sandverschiebungen in 10 cm und 32 cm Tiefe

Die Abnahme der Horizontalverschiebungen zum Balkenende hin setzt sich auch in den Untergrund fort (Bild 59). Während die Extensometer unter den Elementen 2 und 4 noch von der Bruchscholle mitgenommen wurden, blieben die Verschiebungen des Extensometers unter Element 3 zurück, da dieser von der Bruchscholle nicht im gleichen Maße erfaßt wurde. Unter Element 5, das ca. 2,5 m vom festen, unverschieblichen Rand entfernt lag, wurden in 0,32 m Tiefe keine Horizontalverschiebungen des Sandraums registriert. Da der darüberliegende Extensometer mitverschoben wurde, fand hier ein Schichtgleiten innerhalb des Sandes statt.

Wie schon bei den kleinmaßstäblichen Sohlschreibungsversuchen am einzelnen Gründungskörper (Abschn. 4) festgestellt wurde, nimmt auch bei den großmaßstäblichen Elementversuchen die Horizontalverschiebung mit der Tiefenlage hyperbolisch ab (Bild 60), und es kann sogar zu Verschiebungsdiskontinuitäten kommen, wenn Scherfugen im Sand verlaufen.

Schon bevor der maximale Reibungswiderstand erreicht ist, betragen die Elementverschiebungen ein Vielfaches der Sandverschiebungen in 12 cm Tiefe, d.h. daß der Reibungswiderstand durch Relativbewegungen von Boden-Bauwerk oder von Boden-Boden im oberflächennahen Bereich geweckt wird. Wie schnell

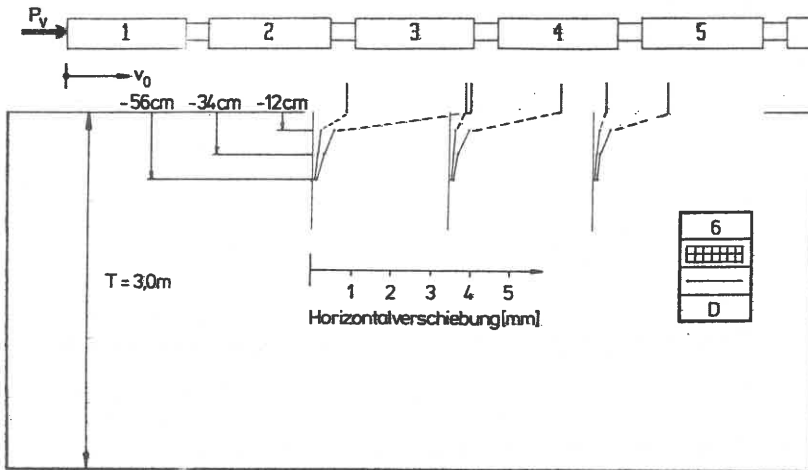


Bild 60 Horizontalverschiebungen im Untergrund für $v_0 = 1,34$ und $5,2$ mm

hierbei sich das reine Gleiten eines Betonelements auf der Sandoberfläche entwickelt, zeigt Bild 61. Über der Gesamtausgangsverschiebung sind die Gleitstrecken der einzelnen Betonelemente aufgetragen. Die Gleitwege sind dabei Relativbewegungen des Betonelements zu einem Punkt der Sandoberfläche, der in der Längsachse der Versuchsanordnung ca. 10 cm vor der Elementkante liegt.

Für den Fall einer rauhen Kontaktfläche des Versuchs 13 (ebener Fall) zeigt Bild 61 bei sehr kleinen Elementverschiebungen einen fast ausschließlichen Anteil des Gleitens der vorderen Elemente. Bei zunehmender Elementverschiebung wächst dann der Gleitstreckenanteil unterproportional an, und nach Überschreiten des maximalen Reibungswiderstands entspricht der Zuwachs an Elementverschiebung dem Gleitanteil. Dadurch ergibt sich ein s-förmiger Verlauf dieser Kurven, die in eine Parallele zum Grenzwert übergehen.

Die von der Vorspannstelle weiter entfernt liegenden Elemente Nr. 3 und 4 werden anfangs auf einer gleitenden Sandschicht mitgetragen, so daß bis 3 mm Elementverschiebung (Nr. 3) noch keine Relativbewegung Element-Ober-

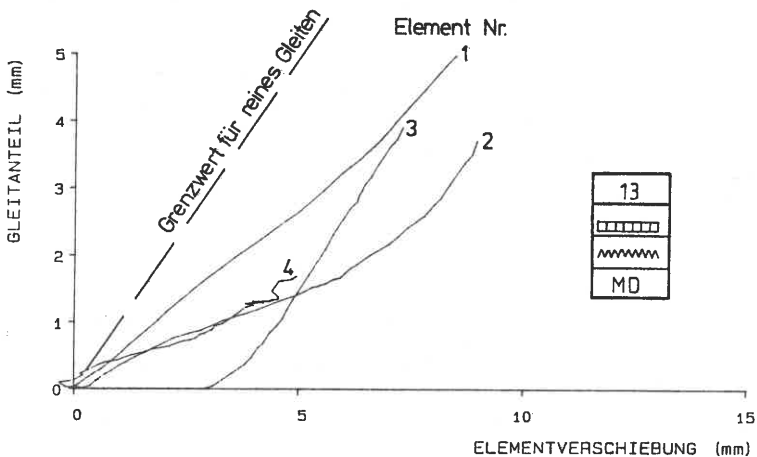


Bild 61 Anteile des Gleitens an der Elementverschiebung

fläche gemessen wurde. Die weitere Verschiebung des Elements 3 besteht dann nur noch aus reinen Gleitanteilen (45°-Steigung).

Aus der Aufteilung der Gesamtelementverschiebungen in Gleitanteile und Oberflächenverschiebungen folgt, daß schon vor Erreichen der maximalen Reibungskraft plastische Verschiebungen eintreten und daß diese nicht nur in der Kontaktfläche Boden-Bauwerk sondern auch innerhalb des Sandhalbraums auftreten.

Zur Mobilisierung des vollen Reibungswiderstands sind daher größere Verschiebungen notwendig als diejenigen, die sich ergeben, wenn nur die elastische Verformung des Sandhalbraums aufgrund der an der Sandoberfläche wirkenden Sohlreibungsspannungen angesetzt wird.

Da elastische und plastische Horizontalverschiebungsanteile immer zusammen, wenn auch in unterschiedlichen Anteilen, auftreten, darf die örtlich mobilisierte Sohlreibungsspannung nur auf den Verschiebungsweg bezogen werden, der beide Anteile erfaßt. Legt man nur den elastischen Anteil der Verschiebung zugrunde, müßte schon bei kleinen Verschiebungen die volle Reibung geweckt werden.

Andererseits sind reine Gleitverschiebungen, d.h. Relativverschiebungen zwischen Bodenoberfläche und Gründungkörper, nicht möglich, außer der Untergrund verhielte sich vollkommen starr.

Eine zutreffend bestimmte Horizontalsteifigkeit des Untergrunds, die die Diskontinuitäten zwischen relativ starren Bodenschichten und den nachgiebigen Gleitflächen in einer vermischten Steifigkeit eines homogen gedachten Untergrunds erfaßt, liefert zwar die zu den örtlichen Sohlreibungsspannungen zugehörigen Verschiebungen richtig, jedoch ist die Bestimmung des Schubmoduls noch mit mehr Unsicherheiten behaftet, als dies schon für den Steifemodul für vertikale Kompression der Fall ist.

Die häufig durch Sedimentation bedingte Orthotropie des Bodens macht es nahezu unmöglich, eine zutreffende Horizontalsteifigkeit zu bestimmen. Außerdem

nimmt die Horizontalverschiebung aus berechneten elastischen Verschiebungsanteilen mit der Tiefe kaum ab (MURAD), was im deutlichen Widerspruch zu den beobachteten Extensometermessungen steht. Deshalb wird die in den durchgeführten großmaßstäblichen Versuchen gemessene lokale, absolute Horizontalverschiebung eines Betonelements, die elastische und plastische Anteile

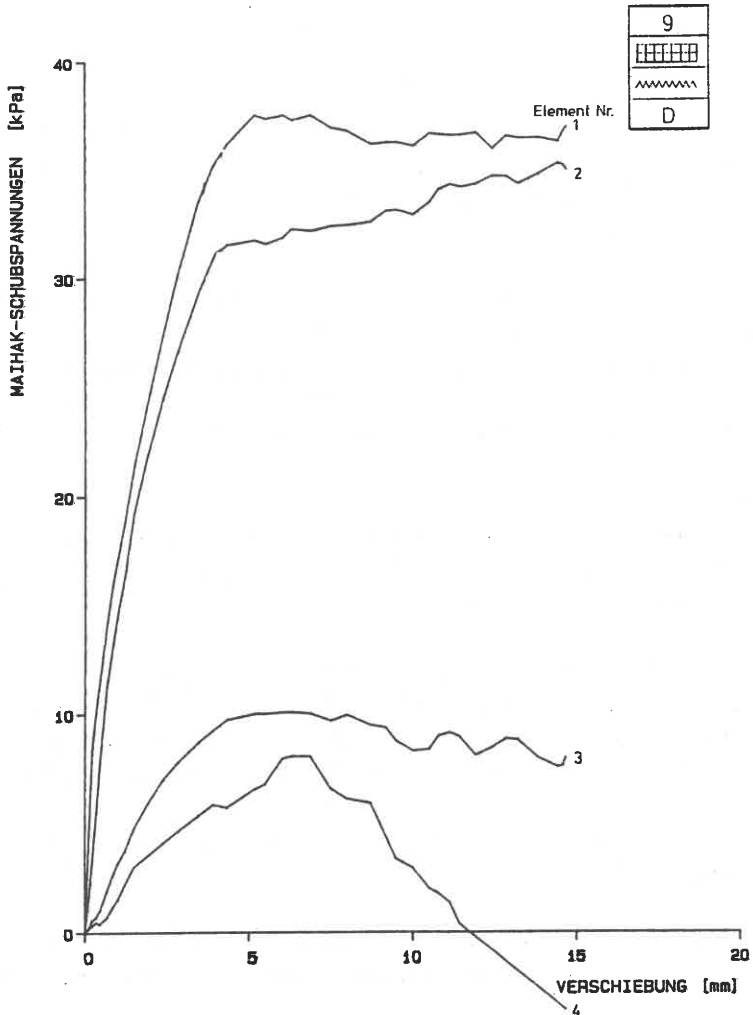


Bild 62 Mit Maihak-Aufnehmer gemessene Schreibungsspannungen

vereint, als notwendiges und hinreichendes Maß für die geweckte Sohlreibungsspannung festgelegt.

b) Sohlreibungsspannungen und Vorspannkraftverlauf

Die Sohlreibungsspannungen wurden direkt über Schubmeßdosen im Mittelpunkt der Sohlfläche der Elemente bestimmt und indirekt als Differenz der vor- und rückwärtig angreifenden Fugenkräfte, bezogen auf die Sohlfläche, die mittels Kraftmeßdosen gemessen wurden. Leider gab die direkte Bestimmung im Gegensatz zu den Versuchen von VOGT unzutreffende und falsche Ergebnisse, und zwar sowohl in bezug auf die Größe der gemessenen Sohlreibungsspannungen als auch bezüglich der Entwicklung mit zunehmender Horizontalverschiebung (Bild 62). Ursache dieses Verhaltens ist die ungleiche Steifigkeit normal zur Sohlfläche von der Meßdose selbst als auch von deren Verankerung im Betonelement. Außerdem ist der Belastungspfad von Schub- und Normalkräften entscheidend. Bei den Sohlreibungsversuchen lag ein serielles Belastungsverhalten zugrunde, d.h. daß erst nach Aufbringen der vollen Normallast eine Schubbelastung erzwungen wurde, ohne die Normallast weiter zu steigern. Im Gegensatz dazu liefern die Meßdosen gute Ergebnisse, wenn eine parallele Laststeigerung von Schub- und Normallast vorliegt, was zudem für jeden Spannungszustand ausreichenden Kontakt garantiert. Da die Meßergebnisse zudem von der Form der Lastverteilung auf der Aufnehmerfläche der Schubmeßdosen abhängen, verfälschen auch Spannungsumlagerungen innerhalb der Sohlfläche das Ergebnis. Auf die Messungen aus den Schubmeßdosen wurde daher verzichtet, und Schub- und Normalkraft wurden als Mittelwerte über ein Betonelement entsprechend Gl. (61) indirekt ermittelt.

Mit zunehmend aufgezwungener Ausgangsverschiebung steigen die Sohlreibungskräfte der einzelnen Elemente unterschiedlich schnell an. Aufgrund der weichen Fugenpolster wird unter dem ersten Element die Sohlreibungskraft am schnellsten mobilisiert (Bild 63 a) und steigt degressiv an. Das letzte Element reagiert stark verzögert erst nach ca. 2 mm Ausgangsverschiebung, und die Sohlreibungskraft wächst anfangs mit steigender Tendenz.

Für kleine Ausgangsverschiebungen läßt sich das Verhalten der Plattenkette mit dem rheologischen Modell von SMOLTCZYK (1967) vergleichen, wonach erst

nach Überwindung der Reibungskraft eines Elements der kraftschlüssige Kontakt zum nächsten hergestellt wird. VOGT verglich eine ähnliche Beobachtung der Horizontalverschiebungen des Sandraums hinter einer passiv bewegten Wand mit einer Lokomotive, die einen Zug anschiebt.

Bei weiter zunehmender Ausgangsverschiebung stellt sich ein Zustand ein, wo alle Elemente ihre Sohlreibungskraft noch steigern. In gleicher Reihenfolge ihrer Mobilisierung wird nach Erreichen der maximalen Sohlreibungskraft ein Abfallen beobachtet. Nach genügend großer Ausgangsverschiebung stellt sich ein für alle Betonelemente gleicher Sohlreibungszustand ein.

Bezieht man die an einem Betonelement mobilisierte Sohlreibungskraft auf die lokale Elementverschiebung (Bild 63 b), so fallen alle Mobilisierungskurven der Einzelemente eines Versuchs zusammen. Aufgrund dieser Tatsache wird in Abschnitt 5.2 eine einfache, mathematisch formulierte Mobilisierungsfunktion vorgeschlagen.

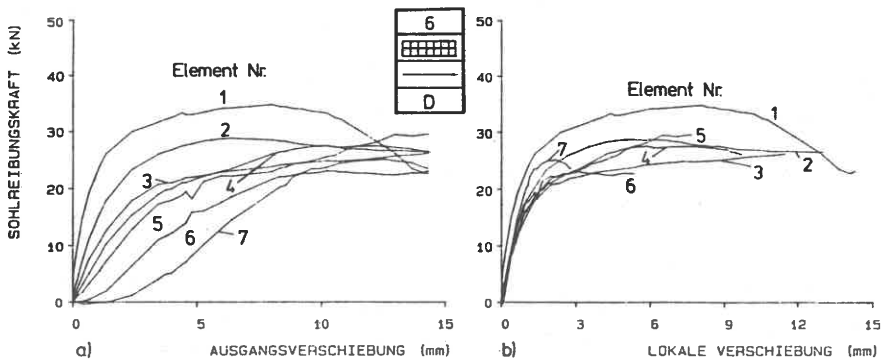


Bild 63 Mobilisierung der Sohlreibungskräfte mit der Verschiebung
a) Ausgangsverschiebung (Presse) b) lokale Verschiebung (Element)

Aus dem Zusammenfallen aller Sohlreibungskurven eines Versuchs wird geschlossen, daß die gegenseitige Beeinflussung der Betonelemente gering ist, da sich Elemente in der Mitte nicht anders verhalten als Randelemente. Die stark unterschiedliche Verschiebungsgeschwindigkeit der einzelnen Betonelemente

hatte keinen Einfluß auf die Form der Mobilisierungskurve. Das entspricht im übrigen dem Modell des St.- Venant- Körpers.

Bild 63.b gibt der Auffassung recht, daß die lokale Elementverschiebung mit Anteilen aus Gleiten wie aus elastischer Untergrundverformung die richtige Bezugsgröße zur Mobilisierung der Sohlreibung ist. Bezogen auf Relativverschiebungen von Gründungskörper und Sandoberfläche oder bezogen auf reine Untergrundverformungen (die wiederum plastische wie elastische Anteile enthalten) ergibt sich kein einheitliches Bild des Mobilisierungsverhaltens.

Da die Sohlreibungskräfte bei kleinen Verschiebungen nur zum Teil mobilisiert werden, nimmt der axiale Normalkraftverlauf entlang der Plattenlängsrichtung nichtlinear mit geringer werdender Steigung ab. Sobald alle Sohlkräfte mobi-

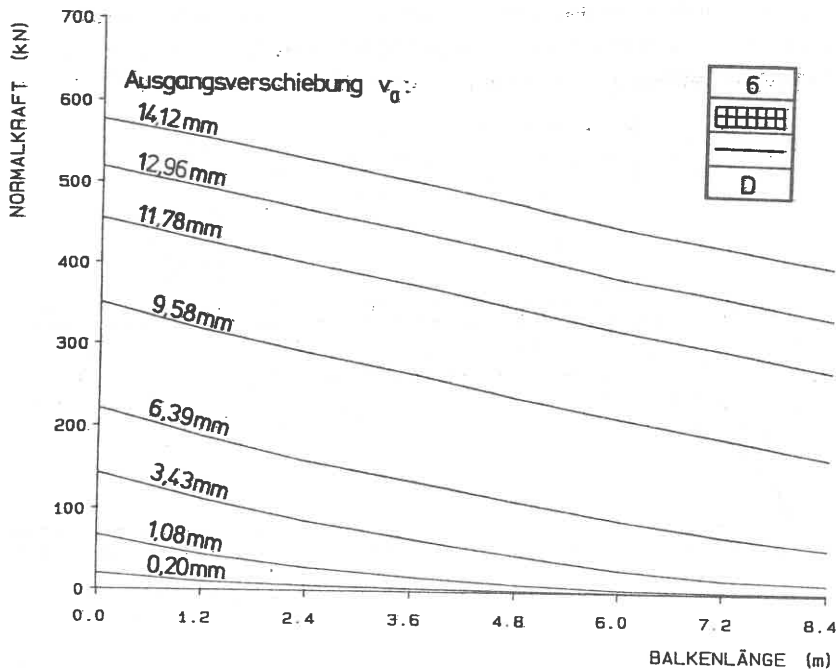


Bild 64 Abnahme der Vorspannkraft bei verschiedenen Verschiebungszuständen v_0

lisiert, sind verläuft die Normalkraft linear mit maximaler Steigung (Bild 64). Weitere Vorspannkraftsteigerungen bewirken dann noch größere Verschiebungen, die Normalkraftverläufe bleiben jedoch parallel zueinander. Die Summe der Sohlreibungskräfte am Einzelement ergibt den gesamten Vorspannkraftverlust infolge Sohlreibung und ist für alle durchgeführten Versuche mit seiner von der Ausgangsverschiebung abhängigen Entwicklung in Bild 65 dargestellt.

Dabei wurden schon bekannte Abhängigkeiten bestätigt: Der maximal erreichte Reibungsverlust in Bild 65 ist proportional zur Auflast (vgl. V 7, V 9 sowie V 4 und V 6), eine raue Sohlfläche erhöht die in den Untergrund geleitete Reibungskraft (V 2, V 7 sowie V 3 und V 11), und ein dichter Untergrund vergrößert die Reibungskraft (V 9, V 12 sowie V 8 und V 11), da wegen der dichteren Kornlagerungen mehr Kontaktstellen zur Lastabtragung beitragen.

Stellt man dem Gesamtreibungsverlust die aufgebrauchte Vorspannkraft gegenüber (Bild 66), so verhalten sich die Kurven aller Versuche nahezu bilinear, d.h. bis ca. 2/3 des maximalen Reibungsverlusts geweckt sind, wird eine

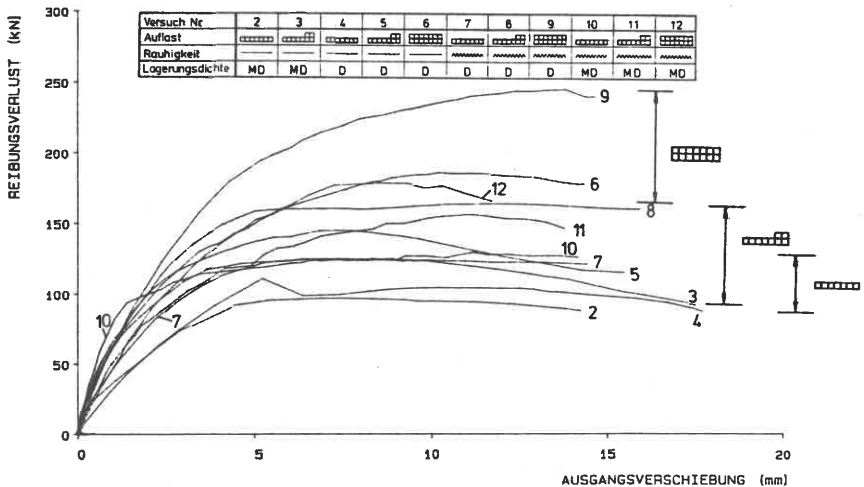


Bild 65 Entwicklung der Vorspannverluste mit der Ausgangsverschiebung v_0

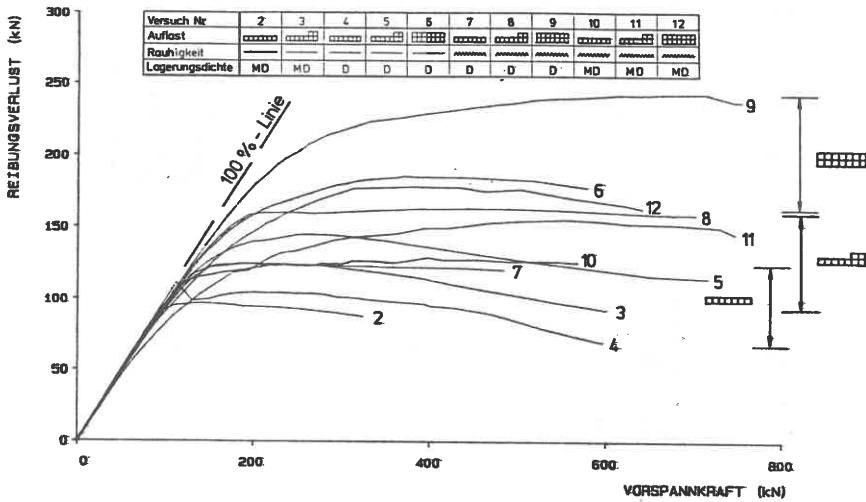


Bild 66 Entwicklung der Vorspannverluste mit der Vorspannkraft

aufgebrachte Vorspannkraft vollständig über Reibung in den Untergrund geleitet. Die weichen Fugen tragen dazu wesentlich bei und simulieren einen nachgiebigen Balken auf starrem Untergrund.

Die Kurven der Versuche 2 und 9 hüllen dabei alle anderen Versuchskurven ein und sind deshalb als zwei Extreme in Bild 67 als prozentualer Reibungsverlust über der Vorspannung aufgetragen. Beide Kurven verlieren anfangs 100 % der Vorspannung, und bei glatter Sohlfläche und mitteldichter Lagerung des Sandes werden kaum noch weitere Reibungskräfte geweckt, so daß der Reibungsverlust schnell geringer wird, wogegen er bei dichter Lagerung und rauher Sohlfläche sich erst langsam vermindert. Das heißt, daß bei Gründungsplatten mit kleiner Vorspannung die Kenntnis des Reibungsverhaltens von großer Bedeutung ist.

Vergleicht man nach Bild 63 b die Sohlreibungs-Verschiebungskurven aller Versuche, so ergeben sich für die variierten Parameter Auflast, Lagerungs-

REIBUNGSVERLUST IN % VON P_0

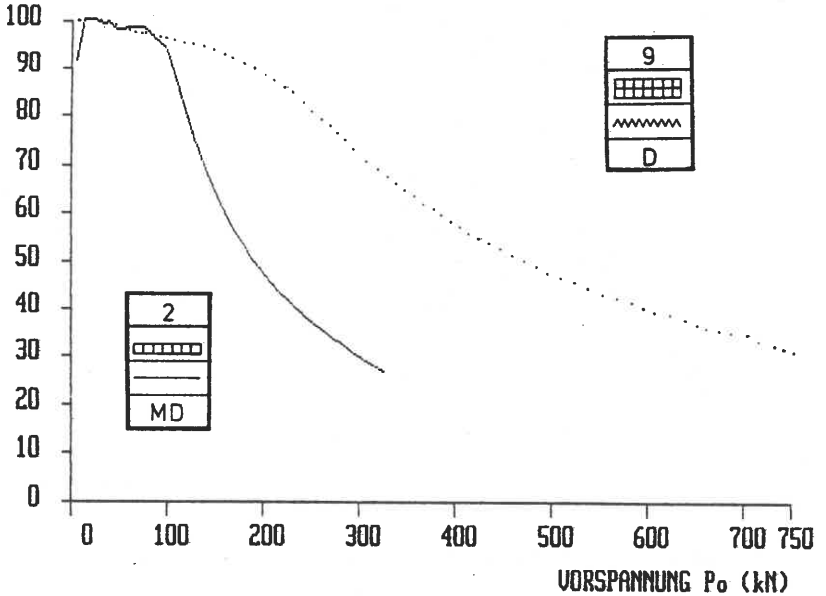


Bild 67 Prozentuale Reibungsverluste

dichte und Sohlrauigkeit zusammengefaßt folgende typischen, qualitativen Merkmale, die in Abschnitt 5.2 quantifiziert werden:

- Alle Elemente einer Plattenkette mobilisieren die gleiche Sohlreibungskraft bei gleicher lokaler Elementverschiebung.

Wie schon vom Scherverhalten bekannt, ergeben sich folgende Merkmale auch beim Sohlreibungsverhalten:

- Bei dichter Lagerung entsteht ein ausgeprägtes Maximum der Mobilisierungskurve mit anschließendem deutlichen Abfallen.
- Bei geringeren Lagerungsdichten ist die Kurve monoton steigend und erreicht asymptotisch einen Endwert.
- Zur Mobilisierung der maximalen Schubkraft sind bei dichter Lagerung kleinere Verschiebungen notwendig.

- Bei glatter Sohlfläche werden die Maxima bei kleineren Verschiebungen erreicht als bei rauher Sohlfläche.
- Raue Sohlflächen mobilisieren (wie schon bekannt ist) eine größere Sohlreibung als glatte Sohlflächen.
- Die Sohlnormalspannung geht bei den Versuchen proportional in die maximale Sohlreibungskraft ein.

Für alle großmaßstäblichen Sohlreibungsversuche wurde der maximale Sohlreibungswinkel aus den Sohlreibungs-Verschiebungskurven der Einzelemente ermittelt und über die vier ersten Elemente der Plattenkette gemittelt. Die

Versuch Nr.	Lagerungsdichte D	Sohlfläche	Sohlnormalspannung σ_H (kN/m ²)	mittl. Sohlreibungsbeiwert $\tan \bar{\delta}_{s,max}$	mittl. Sohlreibungswinkel $\bar{\delta}_{s,max}$ (°)	$\frac{\bar{\delta}_{s,max}}{\varphi}$
2	0,44	glatt	35	0,494	26,3	0,69
3	0,44	glatt	35	0,469	25,1	0,66
			63	0,617	31,7	0,83
			gesamt	0,565	29,5	0,77
4	0,42	glatt	35	0,551	28,8	0,76
5	0,42	glatt	35	0,595	30,8	0,81
			63	0,658	33,3	0,88
			gesamt	0,598	30,9	0,81
6	0,42	glatt	63	0,563	29,4	0,77
7	1,01	rauh	35	0,770	37,6	0,87
8	1,01	rauh	35	0,716	35,6	0,82
			63	0,751	36,9	0,85
			gesamt	0,736	36,4	0,84
9	1,01	rauh	63	0,724	35,9	0,83
10	0,42	rauh	35	0,653	33,1	0,87
11	0,42	rauh	35	0,793	38,4	1,01
			63	0,540	28,4	0,75
			gesamt	0,684	34,4	0,90
12	0,42	rauh	63	0,614	31,5	0,83
13	0,39	rauh	35	0,880	41,3	1,10
14	0,76	rauh	35	0,671	33,9	0,82

Tabelle 11: Mittlere maximale Sohlreibungswinkel der Großversuche

hinteren Elemente wurden dazu nicht mit einbezogen, weil deren maximale Sohlreibungskraft erst bei großen Pressen- und Widerlagerkräften erreicht wurde und durch Verformungen der Grubenwände mit größeren Fehlern behaftet sein kann. Die in Tabelle 11 zusammengestellten Werte stellen also nicht die absoluten Spitzenwerte dar, sondern sind ein gut abgesichertes Mittel mehrerer auch wirklich erreichter Maximalwerte.

Für Versuche mit einfacher und doppelter Ballastierung sind die $\tan \bar{\delta}_s$ - Werte in Bild 68 gegen die vorhandene Sohlnormalspannung aufgetragen. Die Versuche 2, 4 und 6 mit glatter Sohlfläche ergeben die geringsten Sohlreibungswinkel zwischen $\delta_s = 26^\circ$ und 29° . Eine dichte Lagerung des Untergrundes bringt nochmal eine Steigerung des Sohlreibungswinkels gegenüber der weniger dichten Lagerung.

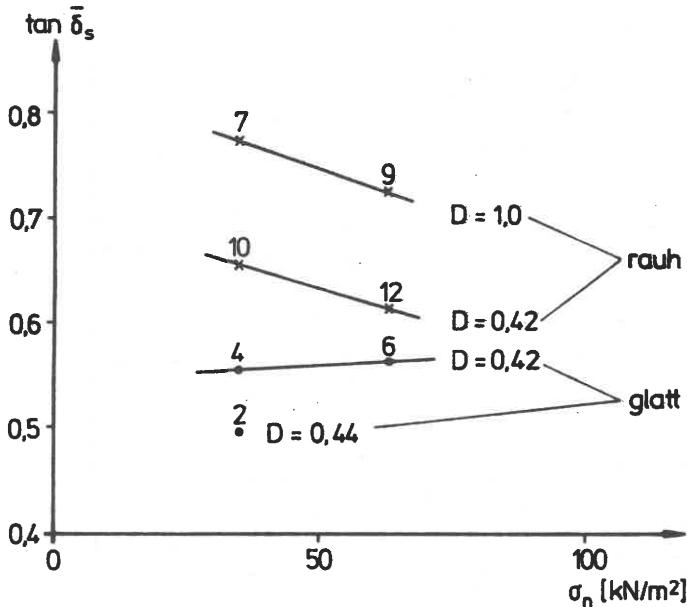


Bild 68 Erreichte mittlere maximale Sohlreibungswinkel der Großversuche

Bezüglich der Auflast ist bei glatter Sohlfläche kein Unterschied im erzielten Sohlreibungswinkel feststellbar, wogegen die rauhen Sohlflächen bei kleiner Sohlnormalspannung einen höheren Sohlreibungswinkel mobilisieren. Allerdings ist diese Steigerung weit weniger ausgeprägt, als dies bei den Direkten Scherversuchen des Abschnitts 3.4 der Fall war, wo σ_n aber auch in größeren Stufen variiert wurde.

Die wenigen Versuchsergebnisse der großmaßstäblichen Sohlreibungsversuche reichen bei weitem nicht aus, um Einflüsse der Versuchsparameter Auflast, Sohlrauigkeit und Lagerungsdichte auf den maximal erreichten Sohlreibungswinkel in zahlenmäßige Abhängigkeiten zu bringen. Die relativ zu den Versuchen in 4.2 wenigen Versuchsergebnisse bestätigen jedoch die dort quantifizierten Ergebnisse.

5. Theoretische und numerische Untersuchungen

Die modellhaften Versuche werden durch numerische Rechenverfahren (FEM) überprüft. Danach wird ein Gesetz abgeleitet, das die Mobilisierung der Schreibungsspannungen mit der Verschiebung beschreibt. Dies wird dann in ein baustatisches Rechenverfahren implementiert, das den elastisch gebetteten Balken unter axialer Belastung behandelt.

5.1 Berechnung von vorgespannten Gründungsbalken mit Finiten Elementen

Verhältnisse, wie sie in den großmaßstäblichen Modellversuchen vorhanden waren, wurden in gleicher Geometrie und mit gleichen Belastungspfaden mit Berechnungen nach der Methode der Finiten Elemente nachvollzogen. Das Rechenprogramm wurde u.a. auch von SCHMIDT (1981) und VOGT (1984) mit gleichem bzw. ähnlichem Stoffgesetz verwendet.

Das einfache nichtlineare (hypoelastische) Stoffgesetz wurde gegenüber dem von DUNCAN/CHANG (1970) abgeändert, um die Querkontraktionszahl ν mit zunehmender deviatorischer Beanspruchung vom Ausgangswert auf den Wert nahe des theoretischen Bruchzustands ($\nu = 0,5$, inkompressibles Korngerüst) verändern zu können. Dafür wird der Kompressionsmodul konstant gehalten, da gesicherte Erkenntnisse über ein nichtlineares Kompressionsverhalten in gesonderten Versuchen erforscht werden müßten und nicht, wie die anderen Stoffparameter, aus konventionellen Triaxialversuchen gewonnen werden können. Grundlegend kann hier also von einem E-K-Modell gesprochen werden, wobei der Schubmodul G sich aus dem E-Modul direkt ergibt und die Querkontraktionszahl ν zwischen einer Ausgangsgröße ν_p (ohne Scherbeanspruchung) und dem Wert $0,5$ (bei maximaler deviatorischer Beanspruchung) so verändert wird, daß sich K als konstant ergibt.

Innerhalb eines Lastinkrements bleiben die (tangentialen) Moduln konstant. E und K hängen über ein Potenzgesetz (JANBU, 1923) von der mittleren Hauptspannung ab, E dazu noch von der Scherbeanspruchung, ausgedrückt durch die Scherzahl S , die ebenfalls abweichend von DUNCAN/CHANG als

$$S = \frac{\sin \varphi_{\text{mob}}}{\sin \varphi} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \cdot \frac{\bar{\sigma}_m}{\sigma_m} \quad (64)$$

definiert ist. Vergleicht man zwei Spannungszustände bei gleicher mittlerer Hauptspannung, ist die Scherzahl als Verhältnis der Hauptspannungsdifferenzen identisch mit der Definition nach DUNCAN/CHANG. Durch den Ansatz $K = \text{const}$ ist die Volumenverringering bei hydrostatischer Beanspruchung der hydrostatischen Spannung proportional.

Durch die monotone Zunahme der Querdehnzahl wird der numerisch instabile Sprung von $\nu = 0,5$ bei maximaler Schubbeanspruchung des DUNCAN/CHANG-Gesetzes umgangen. Das modifizierte Stoffgesetz bevorzugt also ein schubweiches Verhalten bei hoher deviatorischer Beanspruchung gegenüber einer Zunahme an Kompressionssteifigkeit bei isotroper Beanspruchung.

Bruchzustände im Boden nach MOHR-COULOMB können nicht erfaßt werden, und wegen $\nu_c = 0,5$ im Grenzzustand bleibt auch dilatantes Verhalten (Dilatanz und Kontraktanz) unberücksichtigt. Außerdem werden Hauptspannungsdrehungen nicht erfaßt, und nicht monotone Spannungspfade können nur in grober Näherung nachvollzogen werden.

Da mit dem Stoffgesetz auch Be-, Ent- und Wiederbelastungspfade erfaßt werden, ist eine Belastung definiert als ein Anwachsen der Hauptspannungsdifferenz oder der Scherzahl (Stresslevel). Wichtig für die numerische Stabilität und die Konvergenz sind kleine Lastinkremente und ein geeignetes Iterationschema (SCHAD, 1979). Im vorliegenden Fall werden die Iterationen innerhalb eines Lastinkrements mit der Methode der Tangentialen Steifigkeit durchgeführt.

Die wichtigsten Abhängigkeiten sind:

Elastizitätsmodul E_0 : (für Belastung)

$$E_0 = K_{DC} \cdot p \cdot \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2 \cdot p} \right)^n \quad (65)$$

- mit: K_{DC} = Belastungsmodul nach DUNCAN/CHANG
 p = beliebige Bezugsspannung (i.a. atmosphärischer Druck)
 n = dimensionsloser Parameter, der die nichtlineare Form der Steifigkeitszunahme bei wachsender mittlerer Hauptspannung beschreibt.

Kompressionsmodul:

$$K = \frac{E_0}{3(1 - 2\nu_B)} \quad (66)$$

mit: ν_B = Querdehnzahl bei reiner isotroper Beanspruchung ($S = 0$).

Dazu kommen noch die Abhängigkeiten von der deviatorischen Beanspruchung (Tangentenmoduln).

Tangentialer Elastizitätsmodul E_t :

$$E_t = E_0 \cdot (1 - R_f \cdot S)^2 \quad (67)$$

mit: S = Scherzahl nach Gl. (64)

R_f = Bruchverhältniszahl R_f reduziert den sonst im Widerspruch zum Versuch im Unendlichen erreichten Bruchwert.

Tangentialer Schubmodul G_t :

$$G_t = \frac{E_0 \cdot (1 - R_f \cdot S)^2}{3 - (1 - 2\nu_B) \cdot (1 - R_f \cdot S)^2} \quad (68)$$

Tangentiale Querdehnzahl ν_t :

$$\nu_t = 0,5 - 0,5 \cdot (1 - 2\nu_B) \cdot (1 - R_f \cdot S)^2 \quad (69)$$

Die vier Elastizitätskonstanten des Stoffgesetzes können nach Gl. (70) ineinander umgerechnet werden. Zur vollständigen Bestimmung sind nun zwei Konstanten nötig:

$$\begin{aligned} K &= \frac{E}{3 \cdot (1 - 2\nu)} & E &= \frac{9 \cdot G \cdot K}{3 \cdot K + G} \\ G &= \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} & \nu &= \frac{3 \cdot K - 2 \cdot G}{6 \cdot K + 2 \cdot G} \end{aligned} \quad (70)$$

Für zunehmende deviatorische Beanspruchung ändern sich die Moduln entsprechend, was beispielhaft für einen Ausgangselastizitätsmodul von $E_0 = 1$ (MN/m²) mit der Ausgangsquerdehnzahl $\nu_B = 0,3$ in Bild 69 gezeigt wird. Ent- und Wiederbelastung werden numerisch gleich behandelt. Es wird das gleiche inkremen-

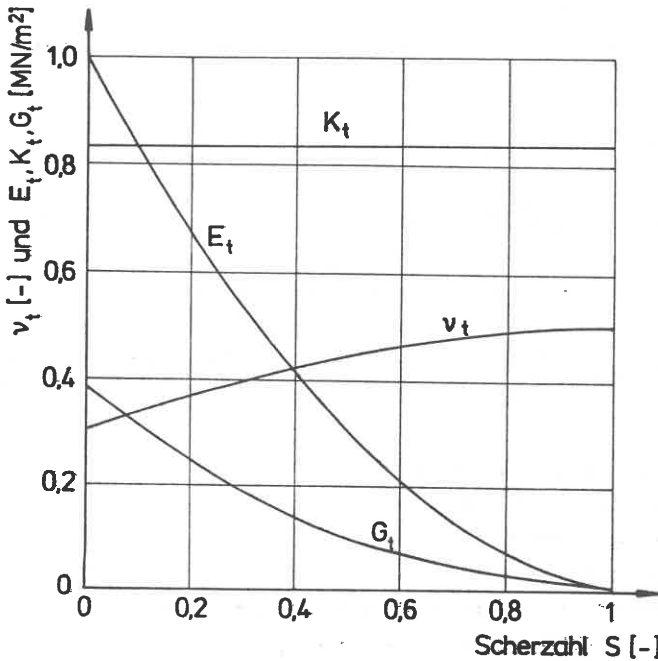


Bild 69 Abhängigkeiten der inkrementellen Stoffmoduln von der Scherbeanspruchung

Die Hooke'sche Gesetz angewendet, wobei nur statt des Belastungsmoduls K_{DC} ein Ent- und Wiederbelastungsmodul K_{UR} eingesetzt wird. Für die Kontaktelemente (Interface-Elemente), die den Übergang des Bodens zu irgendeiner festen Struktur (z.B. Beton) herstellen, gilt ebenfalls ein nichtlineares, inkrementelles Hooke'sches Gesetz. Schersteifigkeit und Normalsteifigkeit der Interface-Elemente sind entkoppelt. Die Normalsteifigkeit wird konstant auf einem hohen Wert gehalten, um die Kontinuitätsbedingung an der Grenzfläche zweier Materialien einzuhalten.

Die Schersteifigkeit entwickelt sich hyperbolisch mit zunehmender Scherbeanspruchung (Stresslevel) der Kontaktzone (KONDNER) und hängt vom Normalspannungsniveau ab (JANBU). Die nichtlineare Behandlung von speziellen Kontakt-

elementen ähnlich den oben beschriebenen Scheibenelementen wurde erstmals von CLOUGH/DUNCAN (1971) vollzogen.

Dabei stellt sich die Schubsteifigkeit dar als:

$$K_S = K_I \cdot \gamma_W \cdot \left(\frac{\sigma_n}{p}\right)^n \cdot (1 - R_f \cdot S)^2 \quad (71)$$

mit: Stresslevel S ($\hat{=}$ Mobilisierungsgrad der Sohlreibung)

$$S = \frac{\tau}{\sigma_n \cdot \tan \delta_{sf} + c} \quad (72)$$

wobei:

- δ_{sf} = Bruchsohlreibungswinkel
- R_f = Bruchverhältniszahl (s.o.)
- p = Vergleichsdruck
- γ_w = Wichte des Wassers
- K_I = Anfangschersteifigkeit = Anfangssteigung der Hyperbel im τ - Δs -Diagramm eines Versuchs mit $\sigma_n/p = 1$.

Die Schubsteifigkeit K_S hängt wie der tangentielle Elastizitätsmodul E_t von einer Spannungsgröße und vom Grad der Scherbeanspruchung (Reibungsmobilisierung) ab und verhält sich deshalb formal wie E_t in Bild 69. Die verschiedenen vorhandenen Materialien werden durch die Art des Stoffgesetzes und ihrer Eingabeparameter in drei Gruppen aufgeteilt:

Linear elastische Stoffe:

Hierunter gehören Beton und Stahl, die sich in Relation zum Boden überwiegend linear-elastisch verhalten. Unter Beton ist hier im eigentlichen Sinne Stahlbeton gemeint, und unter Stahl gehören die Elemente, die starre Kraftmeßdosen simulieren. Auch der Werkstoff Gummi wird mit einem linear-elastischen Verhalten simuliert, das in einem mittleren Spannungsbereich das Steifigkeitsverhalten linearisiert.

Die Eingabewerte für diese Gruppe sind:

	Gunmi	Stahl	Beton
Wichte γ (kN/m ³)	6	78	24,5
Querdehnzahl ν	0	0,2	0,2
E-Modul (kN/m ²)	$80 \cdot 10^9$	$21 \cdot 10^7$	$3 \cdot 10^7$

Tabelle 12

Die Werte für Stahl und Beton wurden dabei geschätzt.

Nichtlineare Stoffparameter (Sand):

Die Eingabeparameter für den Sand wurden an Dreiachsialversuchen (D-Versuchen) mit Einbaulagerungsdichten von $D = 0,41$ und $D = 0,60$ ermittelt:

D	0,41	0,60
φ (°)	35	40
K_{UR} (kN/m ²)	2329	2300
n	0,702	0,626
ν	0,299	0,263
K_{DC} (kN/m ²)	1900	2300
R_F	0,88	0,88
ν_B	- 1,263	- 1,582
K_0	0,426	0,357
γ (kN/m ³)	17,17	18,67

Tabelle 13

Nichtlineare Stoffparameter (Interface-Elemente):

Aus Direkten Scherversuchen zwischen Sand und verschiedenen rauhen Betonstrukturen wurden für dieselben Einbaulagerungsdichten wie in Tabelle 14 die Eingabeparameter für die Übergangselemente gewonnen:

Oberfläche	D	K_I (kN/m ²)	n	δ (°)	R_f
glatt	0,41	32 227	0,823	29,9	0,817
glatt	0,60	83 432	0,508	29,7	0,951
rauh	0,41	47 646	0,26	35,5	0,858
rauh	0,60	50 035	0,323	36,7	0,840

Tabelle 14

Die Nachrechnung einer Serie von Direkten Scherversuchen, die zur Bestimmung der Interface-Parameter und zum Vergleich mit den Meßergebnissen ohne Energiekorrektur durchgeführt wurden, zeigt Bild 70. In den nachgerechneten Versuchspuren sind Sand-, Beton- und Übergangselemente mit ihren Stoffparametern enthalten. Zwischen den Versuchskurven, die Streuungen und Unregelmäßigkeiten enthalten, und den mathematisch zueinander ähnlich errechneten Kurven besteht eine gute Übereinstimmung bezüglich der erreichten Grenzreibungsspannung und deren Entwicklung mit der Verschiebung Δs . Es ist zu bedenken, daß die Stoffparameter für die Übergangselemente nicht eine einzelne Versuchskurve bestens wiedergeben sollen, sondern daß damit eine ganze Serie von Direkten Scherversuchen beschrieben wird.

Zur ausreichend genauen Diskretisierung (SCHAD) der großmaßstäblichen Versuche mit der nicht kontinuierlich durchlaufenden Plattenkette und dem Zusammenwirken von Stahl- und Gummielementen in einer Fuge zwischen zwei Betonelementen war ein ebenes FE-Netz von 1077 Elementen und 1100 Knoten notwendig. Die Betonelemente wurden hierbei in 4 Lagen und der 3 m tiefe Sanduntergrund in 10 Lagen von Elementen eingeteilt. Besonderer Wert wurde auf eine langsame Laststeigerung gelegt, um möglichst den gesamten Belastungspfad in nicht zu großen Schritten zu durchfahren. So betragen die Vorspannstufen in % der maximalen Vorspannung:

0-1-2-4-8-12-17-23-30-40-50-60-75-100.

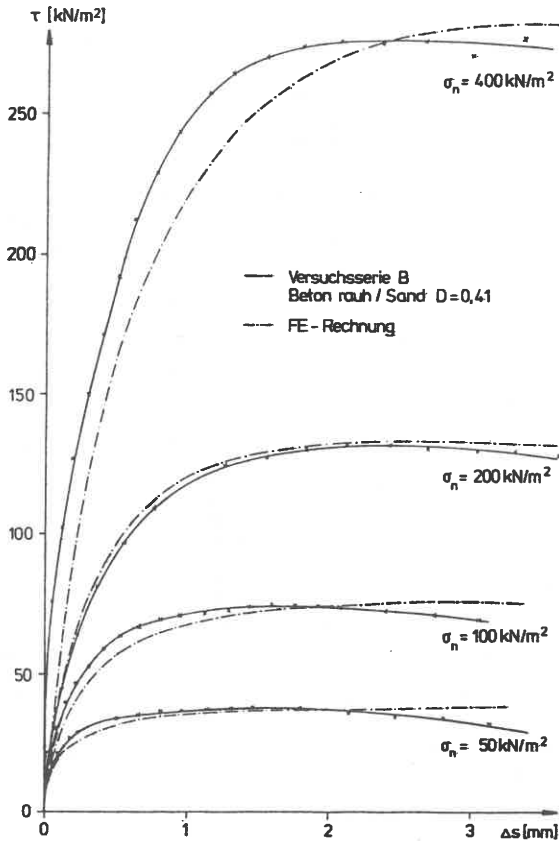


Bild 70 Nachrechnung einer Serie von Direkten Scherversuchen als Reibungsversuche zwischen Beton und mitteldicht gelagertem Sand

Da die eingeleitete Vorspannkraft für kleine Ausgangsverschiebungen wegen der nachgiebigen Fugenpolster fast vollständig in den Untergrund eingeleitet wird, werden die Übergangselemente sehr schnell mit vollem Reibungsverbund beansprucht.

Bild 71 zeigt, wie sich die Sohlreibungsspannungen der Elemente mit zunehmender Ausgangsverschiebung entwickeln. Die Maximalwerte streuen um den theoretischen Grenzwert τ_f wegen geringer Querkraftübertragung von Element zu Element. Dadurch ergibt sich am Plattenrand eine etwas größere Sohlnormal-

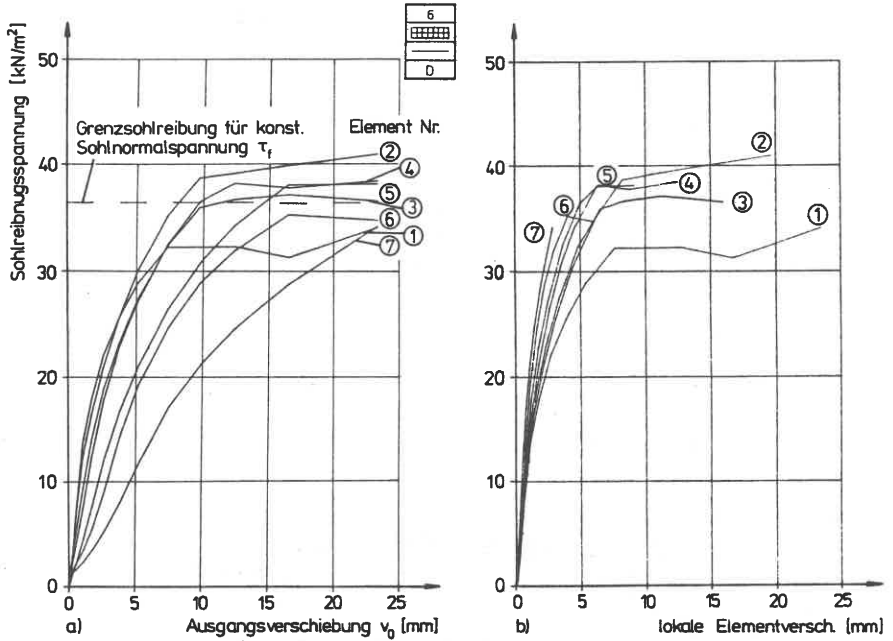


Bild 71 Berechnete Sohlschreibungsmobilisierung pro Element für die Großversuche aus Abschnitt 4.2

spannung entsprechend einem gleichmäßig belasteten, elastisch gebetteten Balken. Entsprechend Bild 67 lassen sich auch hier die Mobilisierungskurven ineinander überführen, wenn die lokale Elementverschiebung als Bezugsgröße gewählt wird (Bild 71 b). Bei zutreffend gewähltem Stoffparameter der Übergangselemente werden die maximalen Sohlschreibungsspannungen bei gleich großer lokaler Verschiebung wie im Modellversuch (Bild 71 b) erreicht. Infolge der weichen Plattenkette werden dem Untergrund große horizontale Verformungen aufgezwungen. Die Übergangselemente sind nicht in der Lage, plastische Gleitverformungen mitzumachen, da trotz vollmobilisierter Reibungsspannungen eine endlich kleine Schersteifigkeit verbleibt.

Die großen Horizontalverschiebungen im oberflächennahen Bereich führen zu größeren plastifizierten Gebieten im Sanduntergrund, in denen das Stoffgesetz keine Aussagen über Spannungen und Verschiebungen zuläßt. Bei wei-

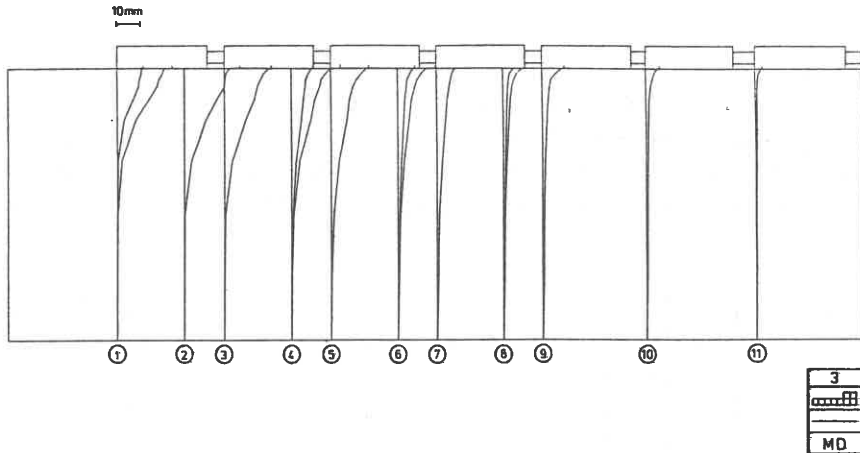


Bild 72 Horizontalverschiebungen in senkrechten Schnitten bei einer FE-Nachrechnung eines Großversuchs

terer Belastungssteigerung können die schon voll mobilisierten Sandelemente keine zusätzlichen Spannungen mehr aufnehmen und reagieren entsprechend der kleinen Schub- und Elastizitätsmoduln (Scherzahl ≈ 1 , s. Bild 69) mit großen Verformungen. Daher können die in Bild 72 dargestellten Horizontalverschiebungen verschiedener Vertikalschnitte nicht zutreffen. Die bis zur halben Sandtiefe (1,5 m) reichenden Horizontalverschiebungen widersprechen den gemessenen Verformungen des Bildes 60.

Auch der Verlauf der Horizontalverschiebungen entlang der Balkenlänge in Bild 73 zeigt gegenüber den gemessenen Werten des Bildes 58 übergroße Verschiebungen im Anfangsbereich der Plattenkette, was auch von den größeren plastifizierten Bereichen herrührt. Entsprechend wird der Gesamtreibungsverlust, also die Summe aller Sohlreibungsspannungen unter den Elementen, erst bei großen Ausgangsverschiebungen erreicht (Bild 74). Der Untergrund wird also als zu nachgiebig errechnet.

Durch einen Vergleich der Bilder 65 und 74 sowie 63 und 71 zeigt sich, daß die maximalen Reibungsverluste bei der FE-Rechnung über den gemessenen Werten der entsprechenden Versuche liegen, was an den Mängeln des Stoffgesetzes und am in der FE-Rechnung zugrunde gelegten ideal homogenen Untergrund liegt, der sich in natura nicht zeigt, wie die gemessenen Bruchfugen innerhalb des Sandes beweisen.

Die FE-Rechnung vermag also nicht die Verhältnisse unter horizontal zwangsbeanspruchten Gründungskörpern kinematisch richtig, d.h. in zutreffenden Verschiebungsgrößen, wiederzugeben. Dies liegt in den schon bei kleinen Vorspannkraften in größeren Bereichen, vor allem unter dem Plattenrand, auftretenden plastifizierten Bereichen, in denen das Stoffgesetz keine Verformungsaussagen mehr machen kann.

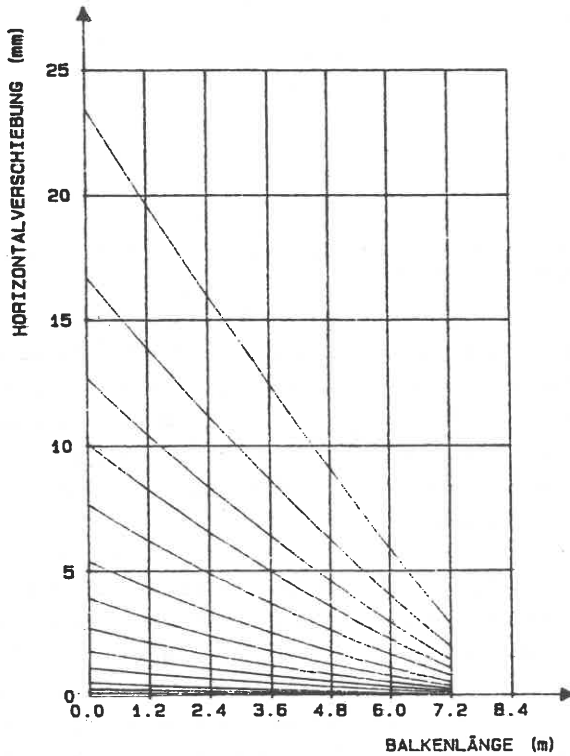


Bild 73 Berechneter Horizontalverschiebungsverlauf (FE-Nachrechnung)

Andererseits bestätigt die FE-Rechnung wichtige Aussagen der Großversuche, so z.B. daß die Mobilisierung der Sohlreibungsspannung von der lokalen Verschiebung abhängt (Bild 73) und daß die Größe der geweckten Reibungsspannungen bei unterschiedlichen Auflasten, Rauigkeiten und Lagerungsdichten des Untergrundes den in Abschnitt 4.2 gemachten Aussagen entspricht (s. Bilder 73 und 74).

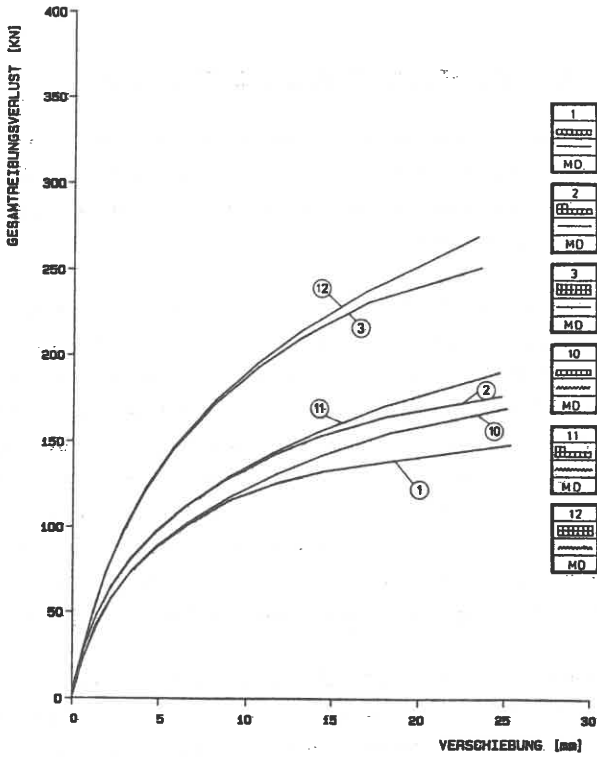


Bild 74 Berechneter Gesamttriebungsverlust bei mitteldichter Lagerung

FE-Berechnungen sind bei Sohlreibungsproblemen, wenn größere Gleitstrecken in der Kontaktfläche ausgeschlossen werden, außer für Parametervariationen auch für die Untersuchung komplizierter geometrischer Verhältnisse zweckmäßig. Ihr weiterer Vorteil liegt darin, daß sie die für die Reibungsmobilisierung wichtige Sohlnormalspannungsverteilung zutreffend wiedergeben können.

5.2 Empirisches Gesetz zur Mobilisierung der Sohlreibung

Die Ergebnisse der großmaßstäblichen Modellversuche (Bild 63) wie auch deren Nachrechnung mit Finiten Elementen (Bild 71) zeigen deutlich, daß das Anwachsen der Sohlreibungsspannung bis zum Maximalwert von der lokalen Größe der Horizontalverformung abhängt.

Dabei setzt sich die lokale Verschiebung eines Punktes der Sohlfläche aus elastischen und plastischen Verschiebungsanteilen zusammen, wie dies beispielhaft in Bild 75 in einem zyklischen Direkten Scherversuch zwischen Sand und Beton mit steigender Sohlreibungsspannung amplitude dargestellt ist. Der elastische Anteil des Scherwegs kann nicht mehr gesteigert werden und das elastische Potential geht gegen 0, wenn der Deviator bis zum Bruch anwächst (SMOLTZYK, 1960a), siehe auch Bild 29. Jede weitere, in das System eingebrachte Energie wird dann durch Reibung verbraucht. Die Kurve der Gesamtverschiebungsanteile entspricht im Anfangsbereich den elastischen Anteilen und nach einem weiten Übergangsbereich den plastischen Anteilen.

Für den lokalen Punkt in der Sohlfläche teilt sich der plastische Anteil weiter auf in plastische Untergrundverschiebungen und relative Verschiebungen zwischen Bauwerkskörper und Untergrundoberfläche. In den großen Modellversu-

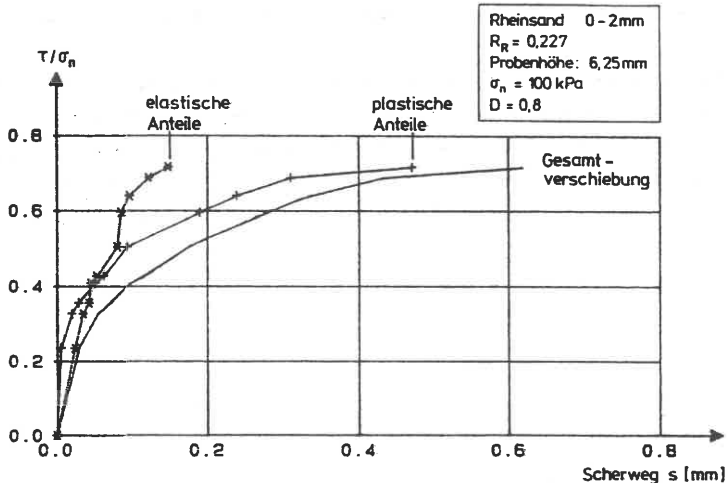


Bild 75 Mobilisierung der Sohlreibung aus elastischen und plastischen Verschiebungsanteilen bei einem zyklischen Direkten Scherversuch zwischen Sand und Beton

chen entwickeln sich Relativverschiebungen und elastisch-plastische Verschiebungen des Untergrunds stark unterschiedlich (Bild 61). Abhängigkeiten der Sohlreibungsmobilisierung lassen sich daher weder für die Relativverschiebung noch die Untergrundverformung allein angeben.

Für die Berechnung von Sohlreibungsverlusten werden bisher keine lokalen Ansätze gemacht, die einem Punkt der Sohlfläche aufgrund einer lokalen Verschiebung eine Sohlreibungsspannung zuordnen. Es wurden konstante Sohlreibungsspannungen angesetzt oder linear veränderliche, wobei sich die Linearität auf die Entfernung eines Punkts vom Balkenanfang bezog. Auch bilineare Sohlreibungsspannungen wurden verwendet, wenn die Stelle, an der die Grenzverschiebung zur Mobilisierung der maximalen Sohlreibungsspannung auftritt, bekannt ist. All dies ist noch keine lokale Betrachtung, da ein angenommener τ -Verlauf längs der Gründungssohle auf die Sohlfläche projiziert wird, wobei nur an einer Stelle die richtige Zuordnung $\tau(v)$ herrscht (Kopplung).

Eine Mobilisierungsfunktion, die das Sohlreibungsverhalten unter horizontalem Zwang beschreibt, muß sowohl die Größe der lokal maximal erreichbaren Sohlreibungsspannung als auch deren Entwicklung in Abhängigkeit von der lokalen Verschiebung enthalten.

Die in Abschnitt 4.2.3 gemachten qualitativen Aussagen werden am besten durch die Mobilisierungsfunktion (Bild 76)

$$\frac{\tau}{\sigma_n \cdot \tan \delta_{sf}} = \frac{\frac{v}{d_v} + \left(1 - \frac{\sqrt{D}}{4}\right) \cdot \left(\frac{v}{d_v}\right)^2}{\left(\frac{v}{d_v}\right)^2 + \frac{1}{\sqrt{D}}} \quad (73)$$

quantifiziert, wobei:

- σ_n = Sohlnormalspannung (lokal)
- δ_{sf} = Bruchsohlreibungswinkel, kann z.B. nach Gl. (58) in Abschn. 3.4.5 bestimmt werden
- D = Lagerungsdichte des Untergrunds, berücksichtigt in (73) die "Steifigkeit"
- v = lokale Verschiebung an der Struktur der Sohlfläche
- d_v = Vergleichskorndurchmesser ($d_v = 1$ mm festgelegt).

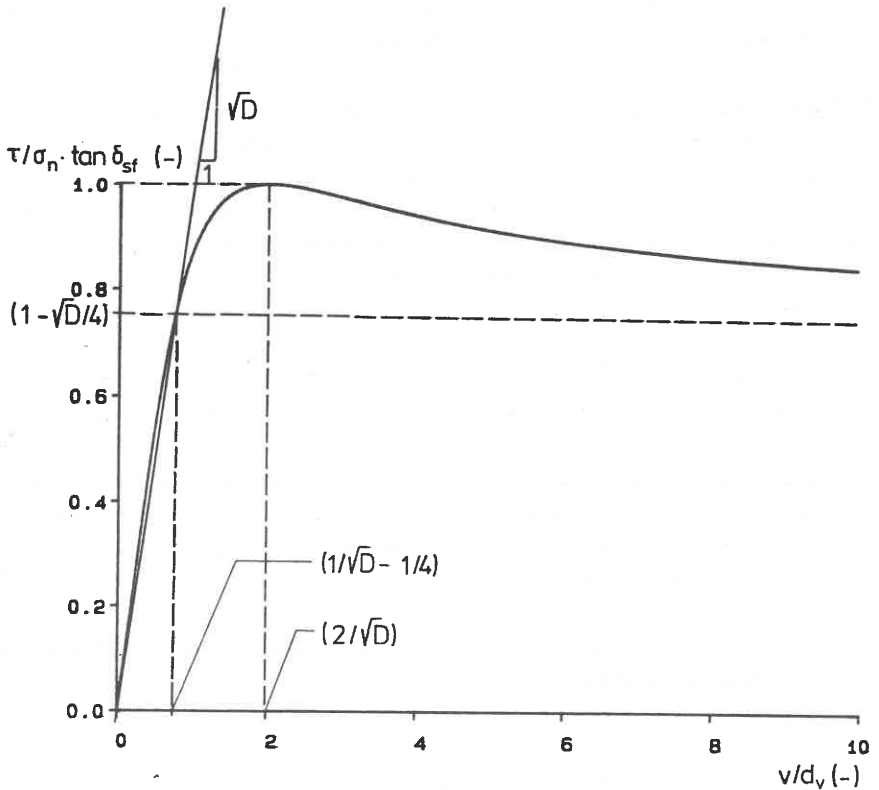


Bild 76 Allgemeine Darstellung der Mobilisierungsfunktion

Die Aussagen über die maximale Größe und die Verschiebungsabhängigkeit sind in (73) völlig entkoppelt; der Quotient liegt im Bereich von 0 bis 1.

Die Mobilisierungsfunktion, welche die in Abschnitt 4.2.3 genannten Eigenschaften der Sohlreibungs-Verschiebungskurven wiedergibt und mit möglichst wenigen Parametern diese Eigenschaften quantifiziert, wurde unter mehreren Funktionen durch Vergleich der jeweiligen Ausgleichskurven nach dem Minimum der Fehlerquadrate mit einem typischen Versuch als die beste Annäherung gefunden. Sie beschreibt wiederum nicht einen einzelnen Versuch zutreffend, sondern ist eine Beschreibung aller gemachten Versuche mit allen Parametervariationen.

Gl. (73) erfüllt folgende Randbedingungen:

- sie geht durch den Ursprung,
- sie erreicht ein Maximum, das immer = 1 ist,
- sie nähert sich asymptotisch (von größeren Werten kommend) einem konstanten Wert bei sehr großen Verschiebungen,
- dieser Wert ist i.a. kleiner als das Maximum und abhängig von der Lagerungsdichte.

Die Funktion gilt nicht für Starrkörperreibung (starrer Untergrund) und darf nur auf Sohlflächen angewendet werden, die in Lastrichtung größer als 0,4 m sind (SMOLTZYK 1960b), womit die kleinmaßstäblichen Versuche nicht erfaßt werden.

Der Vorteil von Gl. (73) gegenüber z.B. einer Hyperbel nach KONDNER ist, daß auf eine Bruchverhältniszahl verzichtet werden kann, da der theoretische Bruchwert nicht erst im Unendlichen erreicht wird.

Mit der Geraden

$$\tau = \sigma_n \cdot \sqrt{D} \cdot \tan \delta_{sf} \cdot \left(\frac{v}{d} \right) \quad (74)$$

und

$$\tau = \sigma_n \cdot \left(1 - \frac{\sqrt{D}}{4} \right) \cdot \tan \delta_{sf} \quad (75)$$

kann näherungsweise ein bilineares Verhalten angegeben werden. In lockerem Sand sind größere Horizontalverschiebungen notwendig, um die maximale Sohlreibungsspannung zu mobilisieren (Bild 33). Dies entspricht auch den Feststellungen von VOGT für die Erdwiderstandsmobilisierung. Der Wert der Lagerungsdichte D erfaßt diese Eigenschaften in der Mobilisierungsfunktion.

Die Mobilisierungsfunktion ist im Bereich zwischen 0 und ∞ eine stetige und differenzierbare Funktion, die in der Lage ist, das Verhalten nach dem Bruch mit zu beschreiben. Dazu darf die Funktion - zumindest im Bereich jenseits des Bruchpunkts - nur angewendet werden, wenn die horizontale Zwangsbeanspruchung direkt oder indirekt über eine Verschiebung gegeben ist und sich die Spannungsgröße frei einstellen kann.

Da die Mobilisierungsfunktion eine lokale Verformungsgröße mit einer lokalen Spannungsgröße verknüpft, entspricht sie einem Bettungsmodulansatz, wobei der sich ergebende Bettungsmodul (Sohltreibungsmodul) an einem Ort zudem von der Größe der Verformung abhängt.

Der Sohltreibungsmodul k_{SR} ist zwar eine lokale, aber keine inkrementelle Größe, da er lokale Sohltreibungsspannungen mit totalen lokalen Verschiebungen verbindet.

$$k_{SR} = \frac{\frac{\tau}{\sigma_n \cdot \tan \delta_{sf}}}{\left(\frac{v}{d}\right)} = \frac{1 + \left(1 - \frac{\sqrt{D}}{4}\right) \cdot \left(\frac{v}{d}\right)}{\left(\frac{v}{d}\right)^2 + \frac{1}{\sqrt{D}}} \quad (76)$$

Er ist stetig und differenzierbar und positiv für alle $v > 0$. Sein Anfangswert ist proportional zur Lagerungsdichte, was ein steiferes Verhalten bei größeren Lagerungsdichten bedeutet.

Die Verwendung eines Sohltreibungsmoduls bedeutet, daß Punkte eines Bauwerks mit Punkten der Untergrundoberfläche über eine horizontal liegende Feder (z.B. Prandtl-Körper) verbunden sind, die einzelnen Federn untereinander jedoch nicht gekoppelt sind. Eine Berechtigung für diese Annahme läßt sich aus den Sohltreibungs-Verschiebungskurven der großen Modellversuche (s. Bild 63 b) ableiten. Die identische Mobilisierung aller Betonelemente, was gleichbedeutend mit einem konstanten Anfangssohltreibungsmodul ist, ist unabhängig von deren Lage im Verband. D.h. Mittenelemente verhalten sich identisch wie Randelemente, die Nachbarelemente spielen keine Rolle. Sowohl unter großen Gründungsplatten wie in kleinmaßstäblichen Versuchen treten gleiche Sohltreibungsspannungen auf, solange sie unter gleichen Randbedingungen entsprechend geweckt sind und kein Grundbruchproblem vorliegt. Damit ist für konstante Sohlnormalspannung $\tau_{\text{lokal}} = T/A$ und wieder unabhängig von Nachbarpunkten. Am Rand von horizontal beanspruchten Gründungskörpern müssen bei Anwendung dieses Rechenmodells die im Boden auftretenden Horizontalspannungen (Zugspannungen) überdrückt oder durch Kohäsion aufgenommen werden.

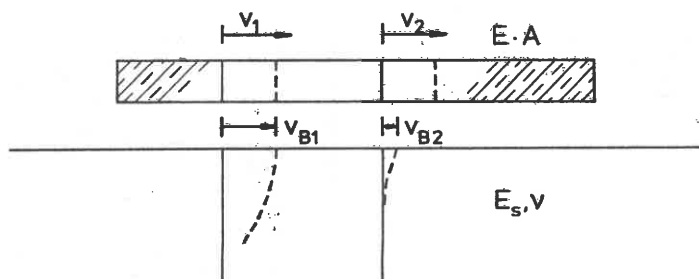


Bild 77 Verschiebungen in einem Nachbarpunkt

Ebenso spricht die sehr hohe Dehnsteifigkeit üblicher Gründungskörper gegenüber einem horizontalen Steifemodul des Bodens für die Zulässigkeit eines Federmodells: Wird in einem Punkt der Sohlfläche die Untergrundverschiebung v_{B1} infolge Verschiebung v_1 der Gründungsstruktur geweckt, so gilt bei angenommenem starrem Verbund: $v_{B1} = v_1$. Die horizontale Untergrundverschiebung v_{B2} in einem Nachbarpunkt, hervorgerufen nur durch die Verformung v_{B1} , ist dann vernachlässigbar klein gegenüber der Bauwerksverschiebung im Nachbarpunkt, verursacht durch die Strukturverschiebung v_1 .

Mit der Mobilisierungsfunktion ließen sich auch die Versuchskurven der kleinmaßstäblichen Direkten Scherversuche (Bilder 32, 33, 37, 38) gut beschreiben. Allerdings müßte ein weiterer Modellfaktor eingeführt werden, der das schnellere Erreichen des Maximalwerts infolge der beschränkten Sanddicke wiedergibt.

Die in den großen Modellversuchen variierten Parameter gehen folgendermaßen in die Mobilisierungsfunktion ein:

- Die Auflast σ_n (lokal) verhält sich proportional zur geweckten maximalen Sohlreibungsspannung τ (lokal).
- Die Lagerungsdichte bestimmt die Steifigkeit des Bodens und hat einen Einfluß auf δ_{sf} wie auch auf das Mobilisierungsverhalten mit zunehmender Verschiebung.
- Die Sohlrauigkeit wird in δ_{sf} erfaßt.

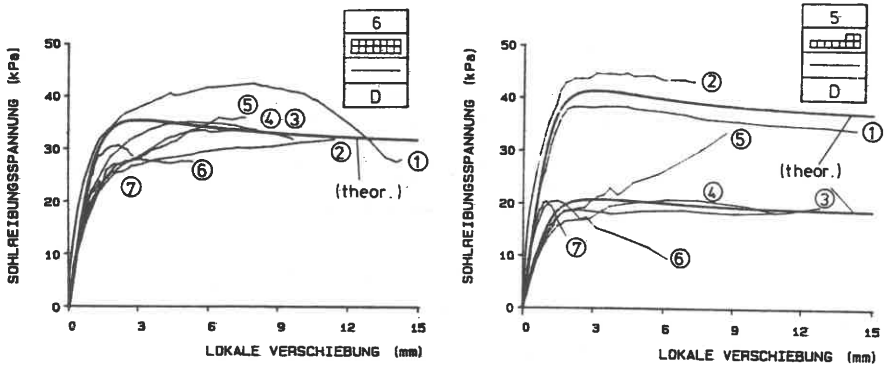


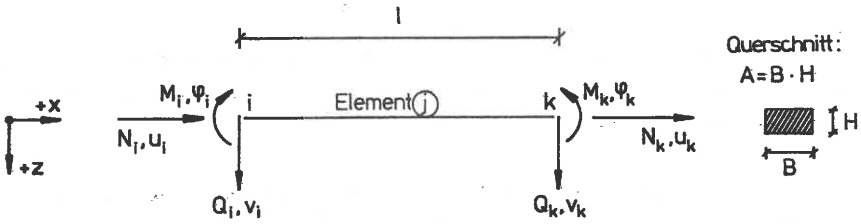
Bild 78 Vergleich der Mobilisierungskurven mit den Meßergebnissen der Großversuche

Mit Werten aus Tab. 11 lassen sich für die großen Modellversuche die entsprechenden Mobilisierungskurven angeben, Bild 78 und Anlage 3.

5.3 Berechnungsverfahren für einen elastisch gebetteten Balken unter axialer Beanspruchung

Berechnungsverfahren für elastisch gebettete Tragwerke wurden schon vielfach entwickelt und angewendet. So z.B. von NETZEL (1972) für einen Gründungsbalken auf verschiedenen Bodenmodellen und von MEYER (1977) für Gründungsplatten auf Grundlage des Bettungs- und des Steifemodulverfahrens. Das Steifemodulverfahren ist das bessere Bodenmodell, da es die Auswirkungen lokaler Lasten auf weiter entfernte Gebiete mit dem elastisch isotropen Halbraum zutreffender beschreibt.

Für die Bauwerksstruktur ist ein verallgemeinertes Verschiebungsgrößenverfahren (FE-Methode) rechentechnisch am einfachsten zu handhaben. Die Diskrepanz zwischen einfach zu bestimmenden Steifigkeiten bei der FE-Methode und einfach zu bestimmenden Nachgiebigkeiten (Setzungen) des elastisch-isotropen Untergrunds wird nach NETZEL und MEYER durch die Invertierung der Bodenflexibilitätsmatrix, die dann zu einer Bodengesamtsteifigkeitmatrix wird, überbrückt.



$$\begin{bmatrix} N_i \\ Q_i \\ M_i \\ N_k \\ Q_k \\ M_k \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{E \cdot A}{l} & & & & & \\ 0 & \frac{12EI}{(1+\alpha) \cdot l^3} & & & & \\ 0 & \frac{6EI}{(1+\alpha) \cdot l^2} & \frac{(4+\alpha) \cdot EI}{(1+\alpha) \cdot l} & & & \\ -\frac{E \cdot A}{l} & 0 & 0 & \frac{E \cdot A}{l} & & \\ 0 & -\frac{12EI}{(1+\alpha) \cdot l^3} & -\frac{6EI}{(1+\alpha) \cdot l^2} & 0 & \frac{12EI}{(1+\alpha) \cdot l^3} & \\ 0 & \frac{6EI}{(1+\alpha) \cdot l^2} & \frac{(2-\alpha) \cdot EI}{(1+\alpha) \cdot l} & 0 & -\frac{6EI}{(1+\alpha) \cdot l^2} & \frac{(4+\alpha) \cdot EI}{(1+\alpha) \cdot l} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_i \\ v_i \\ \varphi_i \\ u_k \\ v_k \\ \varphi_k \end{bmatrix}$$

$S = \qquad \qquad \qquad K_e \qquad \qquad \qquad \cdot v$

Bild 79 Balkenelement und Elementsteifigkeitsmatrix

KRAUSS (1978) diskretisiert den Baugrund unterhalb eines Balkenelements in feinere Teile, so daß die Biegelinie des Balkens mit der Bodenoberfläche in weiteren Punkten übereinstimmt, und stellt eine lokale Steifigkeitsmatrix für einen endlichen Baugrundabschnitt auf. Diese lokale Bodensteifigkeitsmatrix entspricht einem konventionellen Bettungsmodul. Weil innerhalb eines Balkenabschnitts mit dem Steifemodulverfahren gearbeitet wird und andererseits

für jeden Balkenabschnitt eine Bodensteifigkeitsmatrix aufgestellt wird, stellt dieses Vorgehen eine Kombination beider Verfahren dar. Das Bettungsmodulverfahren ist als Sonderfall darin enthalten.

Für die möglichst wirklichkeitsnahe Berechnung einachsial vorgespannter Gründungskörper wird von mir eine Kombination des elastisch gebetteten Biegebalkens mit dem einachsialen Dehnstab auf der Grundlage des Steifemodulverfahrens gewählt. Die statische Aufbereitung dieses Verfahrens mit seiner Denkweise in Kräften, Verschiebungen und Steifigkeiten führt zu einer Lösung des Problems nach der Methode der Finiten Elemente, wobei der Untergrund nicht mit in die Diskretisierung einbezogen zu werden braucht.

5.3.1 Diskretisierung des Gründungsbalkens

Als Grundelement für den Balken wird ein ebenes eindimensionales Balkenelement nach GHALI verwendet (Bild 79). Dieses Element besitzt 6 Freiheitsgrade an zwei Knoten und kann einachsiale Biegung und Normalkraft übertragen. Zudem erfaßt es den Schubverzerrungseinfluß des kurzen, gedrungenen Elements über einen Schubverzerrungsfaktor α nach Gl. (77).

$$\alpha = \frac{12 \cdot E \cdot I}{l^2 \cdot G \cdot \alpha_Q} \quad (77)$$

mit:

- $E \cdot I$ = Biegesteifigkeit des Balkenquerschnitts
- l = Balkenelementlänge
- G = Schubmodul des Balkens
- α_Q = Schubflächenfaktor (= 5/6 für Rechteckquerschnitt)

Der Biegebalken ohne Berücksichtigung von Schubverzerrungen ist für $\alpha = 0$ als Sonderfall enthalten.

Da α in Gl. (77) $\approx 1/(l/H)^2$ ist, nimmt es mit zunehmender Schlankheit des Elements (l/H) stark ab, so daß Schubverzerrungen keine Rolle mehr spielen und ein "Shear-locking", d.h. ein Überdrücken der Biegeanteile in der Steifigkeitsbeziehung, vermieden wird.

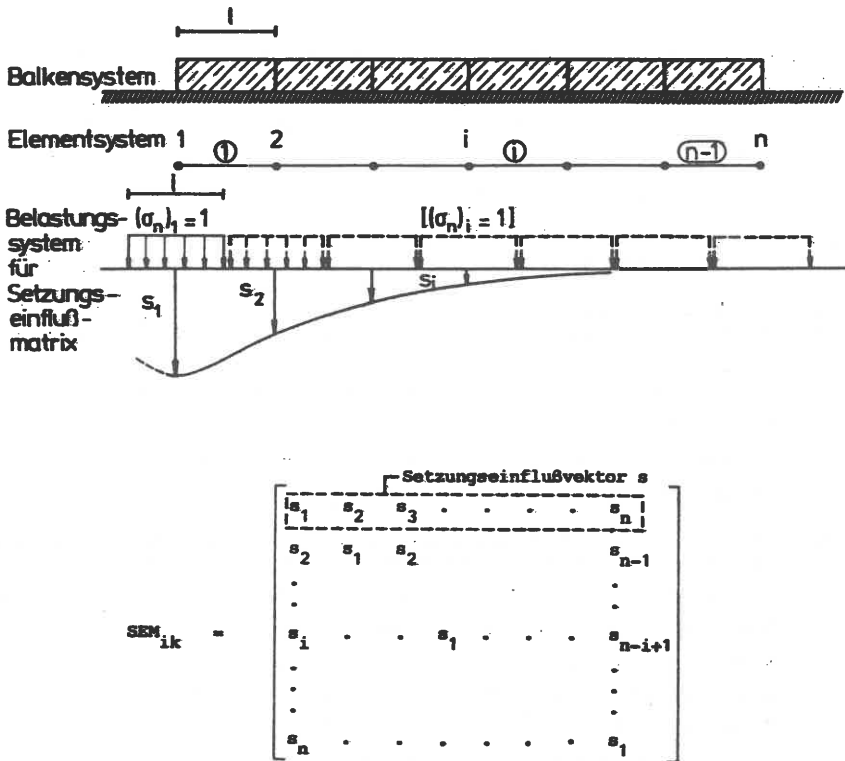


Bild 80 Setzungsberechnung und Zusammenfassung in der Setzungsmatrix

Als Verschiebungsansatz für die Setzungslinie werden Hermite'sche Interpolationspolynome 3. Grades verwendet, weil sie nicht nur für den Verlauf entlang der Elemente sondern auch an dessen Übergangsstellen zu Nachbarelementen außer Stetigkeit auch noch Übereinstimmung der 1. Ableitungen gewährleisten. Die Verschiebungslinie senkrecht zur Balkenachse entspricht somit auf der gesamten Elementlänge der exakten Balkentheorie, sofern nur Stabendverschiebungen (Knotenkräfte) angreifen.

5.3.2 Erfassung des Untergrundverhaltens

Als Untergrund wird der elastisch-isotrope Halbraum mit den schichtweise konstanten Parametern E und ν bzw. E_s angenommen. Die Setzungsberechnung erfolgt über das Steifemodulverfahren indirekt über die Vertikalspannungszustände, die nach LOVE (1928) berechnet werden. Dadurch ist es möglich, mehrere Bodenschichten zu erfassen bzw. bei gleichem Boden einen mit der Tiefe zunehmendem Steifemodul zu berücksichtigen. Im Gegensatz zur exakten Mehrschichtentheorie treten hierbei an den Schichtübergängen keine σ_{zz} -Sprünge auf, d.h. es wird Materialunabhängigkeit der Vertikalspannung angenommen.

Das gesamte Untergrundverhalten wird ausgedrückt in einer Setzungseinflußmatrix SEM, die die Setzungen der Baugrundoberfläche unter den Knoten des Balkens infolge Einheitssohlnormalspannungen auf den einzelnen Balkenelementen wiedergibt.

Für die Randelemente des Balkens stellt sich dabei die Frage nach der Wahl der Lastverteilungsfläche. Während bei einem Mittenelement die Lastverteilungsfläche das Mittel der angrenzenden Elementflächen ist, führt dies am Randelement auf nur halb so große Lastverteilungsflächen und zu unsymmetrischen Setzungseinfluß- und Steifigkeitsmatrixen selbst bei gleichmäßiger Elementeinteilung. Aus rechentechnisch-formalen Gründen werden daher alle Lastverteilungsflächen gleich groß angesetzt. Der Randfehler kann durch feinere Elementteilungen klein gehalten werden. Die Lastverteilungsflächen sind so angeordnet, daß der Knoten in deren Schwerpunkt liegt. Bild 80 zeigt das Vorgehen bei der Setzungsberechnung.

Dargestellt ist die Setzungslinie infolge Einheitssohlnormalspannung auf der Lastverteilungsfläche um den Knoten 1, ausgedrückt durch den Setzungseinflußvektor s .

$$s_1^T = (s_1, s_2, s_3, \dots, s_n) \quad (78)$$

Bei nichtkonstanter Elementeinteilung muß die Einheitssohlnormalspannung über jede Lastverteilungsfläche wandern und ergibt n Setzungseinflußvektoren, die in der Setzungseinflußmatrix SEM zusammengefaßt werden:

$$\text{SEM}_{ki} = s_i \quad (79)$$

Für gleiche Elementlängen genügt es, einen Setzungseinflußvektor zu ermitteln, da sich dann die symmetrische Matrix SEM durch spaltenweises Verschieben der Elemente des Setzungseinflußvektors ergibt:

$$\text{SEM}_{ki} = s_{k-i+1} \quad (80)$$

Falls gleiche Elementlängen vorliegen, gibt es in der doppelsymmetrischen Matrix SEM nur n unterschiedliche Elemente, deren Maximalwert jeweils auf der Hauptdiagonalen liegt und deren Werte mit der Entfernung von der Hauptdiagonalen monoton abnehmen. Bei langen Balken, die in viele Elemente unterteilt sind, läßt sich die Setzungsmulde örtlich beschränken, indem eine Schranke für einen kleinen Setzungswert vorgegeben wird, unterhalb dessen alle Setzungen = 0 gesetzt werden. Die sonst vollbesetzte symmetrische Matrix SEM wird somit zur Bandmatrix, wobei erheblich Speicherplatz gespart wird.

Die Umwandlung der Flexibilitätsmatrix SEM in eine Steifigkeitsmatrix geschieht durch die Forderung, daß die Superposition aller Knotenflächenlasten $(\sigma_n)_i$ nur im Knoten k gerade die Einheitssetzung $s_k = 1$ bewirkt, während sich die Setzungsanteile an den anderen Knoten zu 0 addieren. Über den resultierenden Setzungsverlauf zwischen den Knoten wird keine Aussage gemacht.

Da die Sohlnormalspannung auf der Lastverteilungsfläche desjenigen Knotens, dessen Setzung gerade $s_k = 1$ sein soll, ein Maximum ist (Bild 80), nehmen die Amplituden der Setzungslinie mit der Entfernung von k ab. Setzungen zwischen den Knoten mit $s = 0$ sind daher klein gegenüber denen mit $s = 1$.

Im Gegensatz zu einer Annahme von KRAUSS (1978) werden hierbei auftretende negative Sohlnormalspannungen nicht vernachlässigt, da es sich ja nur um einen physikalisch nicht real auftretenden Zwischenzustand handelt. Für den Endzustand dürfen dann keine negativen Sohlpressungen vorkommen.

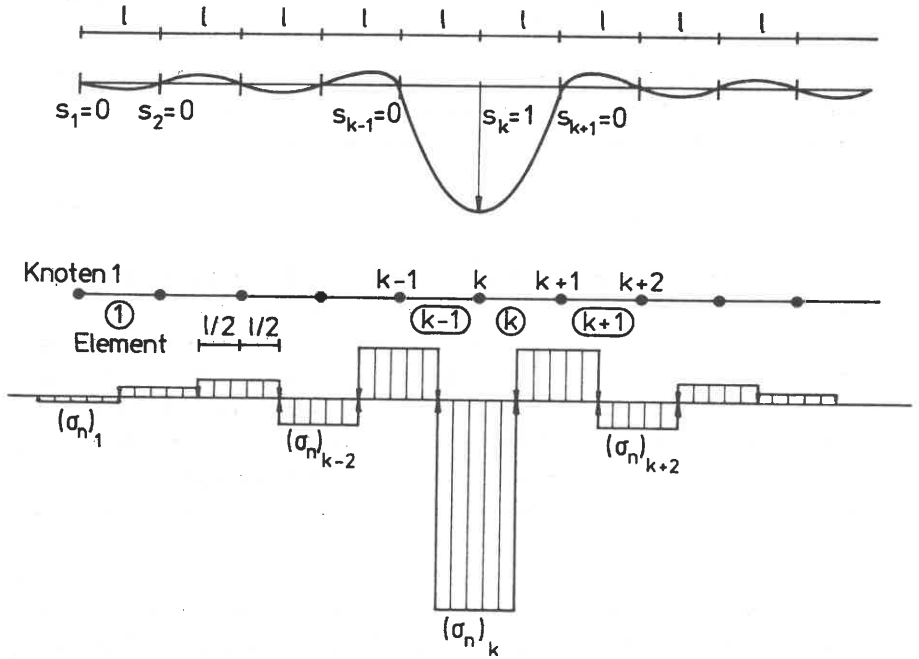


Bild 81 Einheitssetzung in k und zugehörige Sohlnormalspannungen

Weil Einheitsverschiebungszustände an allen Knoten aufzustellen sind, muß folgendes Gleichungssystem gelöst werden:

$$(\text{SEM})_{ik} \cdot Z_{ik} = I \quad (81)$$

wobei I die Einheitsmatrix und Z die Matrix aller Zwangssohlnormalspannungen ist.

Die Rückrechnung in äquivalente Zwangsknotenkräfte ZP erfolgt durch Multiplikation mit den einzelnen Knotenflächen:

$$ZP_{ik} = Z_{ik} \cdot (B \cdot 1)_{ik} \quad (82)$$

Für den einfachen Fall gleicher Elementteilungen ist $(B \cdot 1)_{ik}$ ein Skalar. In Bild 81 ist ersichtlich, daß der Maximalwert der Zwangssohlspannung dem Ort der größten Verschiebung zugeordnet ist, weil die Wirkungslinien der Sohlnormalspannungen parallel sind und die Verteilung symmetrisch sein muß.

Für den Fall der symmetrischen Setzungseinflußmatrix SEM ergibt sich eine symmetrische Zwangssohlspannungsmatrix Z, deren Elemente zudem mit Entfernung von der Hauptdiagonalen betragsmäßig abnehmen, was dem geringen Einfluß der Sohlpressungen auf entfernter liegende Punkte gleichkommt.

Obwohl sich mathematisch beweisen läßt, daß durch eine Inversion einer Bandmatrix die Bandstruktur verlorengeht, kann doch für die kleiner werdenden Elemente neben der Hauptdiagonalen wieder ähnlich wie bei der Setzungseinflußmatrix eine Schranke definiert werden, jenseits derer der Wert der Koeffizienten bezüglich des Hauptdiagonalwertes zu 0 gesetzt werden kann. Da das Abklingen der Zwangsknotenkräfte weniger schnell verläuft als bei den Setzungen, ergibt sich eine größere Bandbreite. Die Bandbreite der Zwangshaltekräftematrix ZP ist bei eindimensionalen Netzstrukturen (Balken) größer als die Bandbreite der Gesamtsteifigkeitsmatrix.

5.3.3 Kopplung von Bauwerk und Boden

Die Kopplung des Untergrunds mit den Balkenelementen geschieht nur an diskreten Einzelpunkten, den Knotenpunkten der Elemente (Bild 81). Für das Zusammenwirken in horizontaler und vertikaler Richtung werden unterschiedliche Ansätze gemacht und damit eine anisotrope Kopplung vorgenommen.

Vertikale Kopplung:

Durch die Kontinuitätsbedingung werden an den Knoten Setzungen des Untergrunds und Bauwerkssetzungen gleichgesetzt.

$$s = v_{\text{Knoten}} = s_{\text{Boden}} \quad (83)$$

Die Setzungen werden nach dem Steifemodulverfahren (s. Abschn. 5.3.2) errechnet und in einer Setzungseinflußmatrix dargestellt. Horizontale Verschiebun-

gen im elastisch isotropen Halbraum, hervorgerufen durch Sohlnormalspannungen, werden nicht erfaßt. Zwischen Bauwerk und Untergrund besteht also in vertikaler Richtung eine starre Kopplung.

Horizontale Kopplung:

Eine horizontale Kopplung des Untergrunds mit einem Bauwerksknoten besteht im Prinzip nicht, d.h. eine Horizontalverschiebung eines Bauwerksknotens stellt keine Belastung des Untergrundes dar, weil der Untergrund horizontal als starr behandelt wird.

Allerdings wird über ein Kraft-Verschiebungsgesetz (s. Abschn. 5.2) ein Zusammenhang (Kopplung) zwischen Horizontalbewegung des Bauwerks und einer daraus resultierenden horizontalen Knotenkraft hergestellt.

Über das Kraft-Verschiebungsgesetz lassen sich zwar Steifigkeiten für kleine Verschiebungsinkremente definieren, doch können diese auch 0 und negativ werden und sind deshalb für inkrementelle Lastaufbringung nicht brauchbar.

Anders als bei einer starren Kopplung in horizontaler Richtung, wodurch Bauwerksverschiebungen gleich Untergrundverschiebungen gesetzt werden, lassen sich die Verschiebungen der analytischen Kopplung in Anteile von elastisch-plastischen Horizontalverformungen und Relativverschiebungen aufteilen.

Die wiederum punktweise vorgenommene Kopplung mit voneinander unabhängigen Kraft-Verschiebungsgesetzen entspricht einem horizontalen Bettungsmodulansatz.

Die Reaktionskräfte (analytische Kopplungskräfte) des Bodens werden auf den Balken als Anfangs- oder Korrekturlasten aufgebracht. Dadurch verändert sich nur die Lastspalte des Gleichungssystems, und die Steifigkeitsmatrix muß nicht neu aufgestellt werden (Recht-Hand-Verfahren).

5.3.4 Zusammenbau und Iteration

Die Einzelementsteifigkeiten des Gründungsbalkens werden mittels einer Zuordnungsmatrix, die die relative Lage der Knoten zueinander angibt, direkt in die Gesamtsteifigkeitsmatrix addiert (Direkte Steifigkeitsmethode). Dabei ergibt sich für den langgestreckten Stabzug eine halbe Bandbreite von 5 für die Bandstruktur der symmetrischen Gesamtsteifigkeitsmatrix, da neben dem Wert auf der Hauptdiagonalen noch 5 Steifigkeitswerte stehen (Verknüpfung von jeweils 3 Freiheitsgraden pro Knoten).

Ebenfalls über eine Zuordnungsmatrix werden die Elemente der Zwangsknotenkräftematrix ZP ($\hat{=}$ Bodensteifigkeiten) in die Gesamtsteifigkeitsmatrix addiert.

Falls ZP als Bandmatrix mit halber Bandbreite MZP vorliegt, wird dabei die Gesamtsteifigkeitsmatrix K auf die Bandbreite MK = 3·MZP aufgebläht. Im ungünstigsten Falle liegt K als symmetrische und quadratische Matrix mit der Seitenlänge 3·Knotenanzahl vor.

Die Randbedingungen werden als vorgegebene Verschiebungsgrößen β eingegeben, wobei $\beta = 0$ einen freien und $\beta = 10^1$ einen festen Knoten ergeben. Dadurch wird die Anzahl der Unbekannten formal nicht reduziert, was eine Umspeicherung der Matrix erspart, zudem ist bei praktischen Balkenberechnungen die Zahl der Randbedingungen klein zur Anzahl der gesamten Freiheitsgrade.

Nach Einbau der Randbedingungen ist das Gleichungssystem

$$(K_{Ba} + K_{ZP}) \cdot r = P - T \quad (84)$$

zu lösen, wobei:

- K_{Ba} = Steifigkeitsmatrix des Balkens
- K_{ZP} = Bodensteifigkeit
- r = Vektor der unbekanntenen Knotenverschiebungen
- P = Vektor der äußeren Lasten
- K = $K_{Ba} + K_{ZP}$ = Gesamtsteifigkeitsmatrix
- T = Vektor der Sohlreibungskräfte

sind.

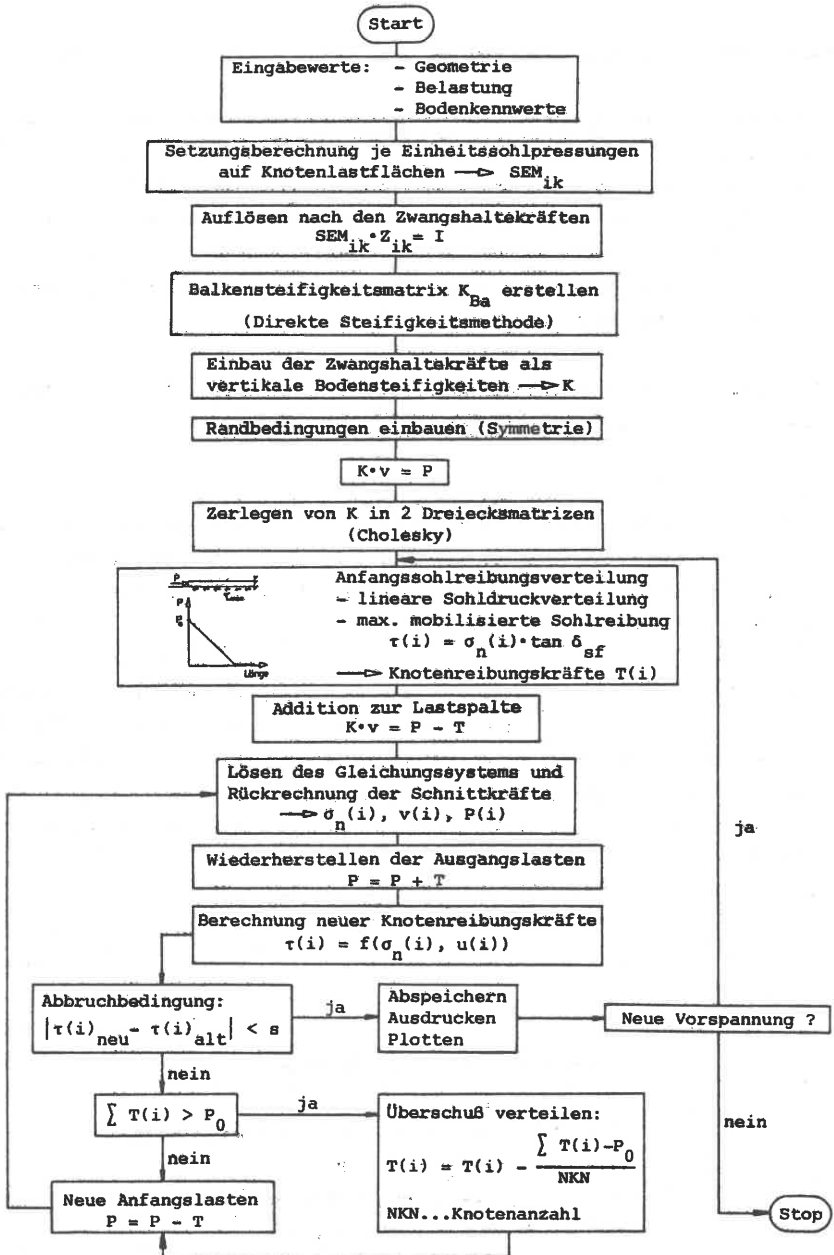


Bild 82 Flußdiagramm durch das Rechenprogramm

Eine Rückrechnung liefert die zu r gehörenden Knotenkräfte und die Sohlnormalspannungen.

Damit am Anfang kein reibungsloses System (keine Reibung, da keine Verschiebung) berechnet wird, wird eine Anfangssohlreibungverteilung abgeschätzt, siehe Flußdiagramm Bild 82. Dabei werden unter Annahme einer linearen Sohlnormaldruckverteilung die unter einer Lastverteilungsfläche eines Knotens konstanten Sohlnormalspannungen errechnet und mit dem Winkel der maximalen Sohlreibung maximale Sohlreibungsspannungen errechnet, die als horizontale Knotenkräfte T zusammengefaßt am Balken angreifen. Falls die Vorspannkraft vor Erreichen des Balkenendes abgebaut wird, bleibt das Restbalkenstück frei von Horizontalkräften. Die Knotenreibungskräfte werden der Lastspalte zugeschlagen.

Wenn sich noch kein horizontales Kräftegleichgewicht zwischen äußeren Vorspannkräften und Reaktionsknotenkräften infolge Reibung eingestellt hat, werden aufgrund der vorher berechneten Horizontalverschiebungen über die Mobilisierungsfunktion neue Sohlreibungsspannungen errechnet, die mit einem Dämpfungsfaktor für schnellere Konvergenz versehen werden und als neue Knotenreibungskräfte der Lastspalte im Gleichungssystem addiert werden. Würde die Summe der Reaktionskräfte T die Summe der Vorspannkräfte übersteigen, so würde der Überschubanteil gleichmäßig auf alle Elemente verteilt.

Nach Erfüllen der Abbruchbedingung oder einer festen Auswahl von Iterationen können neue Vorspannzustände berechnet werden. Das beschriebene Verfahren ist eine iterative Methode zur Bestimmung der Vorspannkraftverläufe, wobei innerhalb jeder Iteration Gleichgewicht und Verträglichkeit hergestellt sind und nur das Kraft-Verschiebungsgesetz der horizontalen Kopplung mit dem Untergrund verletzt ist.

Das schrittweise Vorgehen (REHM, MARTIN, ELIGEHAUSEN) wird hier ersetzt durch das Lösen eines linearen Gleichungssystems, wobei Gleichgewicht und Verträglichkeit an allen Elementen eingehalten werden. Eine automatisch durchgeführte Iteration, die nicht über die Plattenlänge sondern über die Abweichung vom Sollwert (Sohlreibungsspannung) je Element erfolgt, eliminiert die Differenzen zwischen den Berechnungsschritten.

5.4 Beispiele zur Berechnung von Vorspannverlusten infolge Sohlreibung

Mit dem unter 5.3 beschriebenen Berechnungsverfahren wurden die Großversuche mit ihrem bei zunehmender Pressenverschiebung aktivierten Sohlreibungsverlust nachgerechnet. Für den maximal mobilisierten Sohlreibungswinkel wurden die Werte der Tabelle 11, das sind mittlere Maximalwerte, zugrundegelegt. Da die aufgelöste Elementkette keine oder nur im geringen Maße Querkräfte über die Fugen übertragen kann, wurde eine konstante Sohlnormalspannung entlang des Balkens angenommen. Für den Versuch 6 aus Bild 65 zeigt Bild 83 (siehe auch Anlage 4) das Ergebnis der Nachrechnung. Die Berechnungen wurden für Vorspannkraften von 50 - 700 kN in Schrittweiten von 10 kN durchgeführt, wobei jeder Kraftzustand eine iterative Berechnung des Sohlreibungsverlaufs nach Abschnitt 5.3 darstellt.

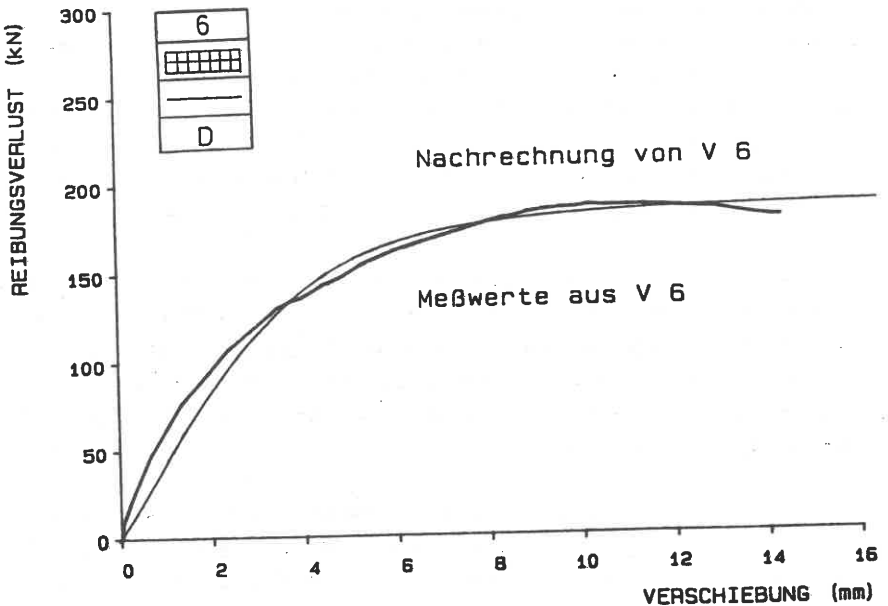


Bild 83 Nachrechnung der Entwicklung des Gesamtreibungsverlusts für Versuch 6

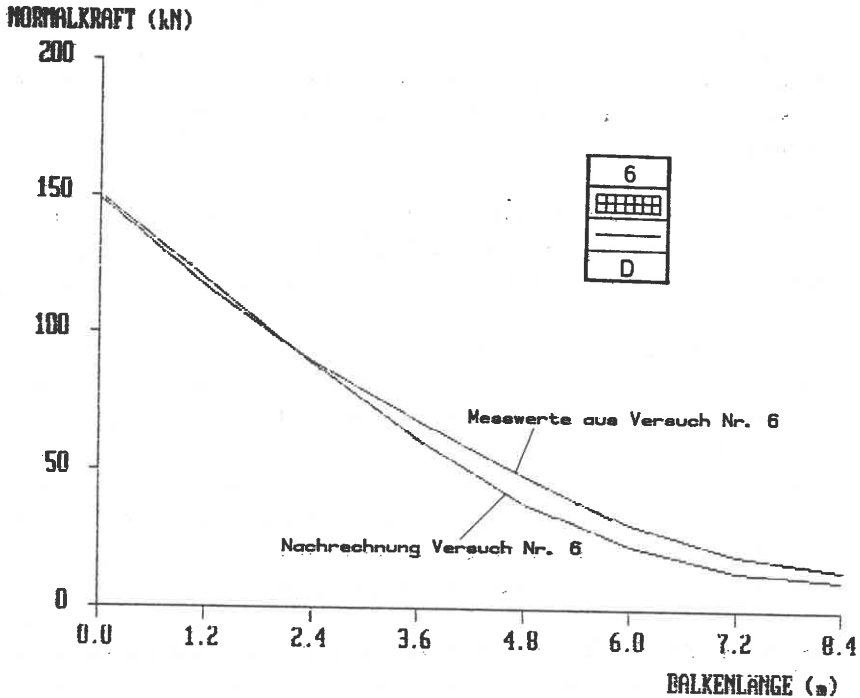


Bild 84 Zustand aus Versuch 6 für $v_0 = 4$ mm und $P_0 = 150$ kN

Die nachgerechnete Kurve liegt etwas über den tatsächlich erreichten Werten, weil die Maximalwerte auch auf das letzte Element der Plattenkette angewendet wurden, wo sich aufgrund der Nähe zum Festpunkt der Verschiebung nur ein geringer mobilisierter Sohlreibungswinkel einstellte.

Als Beispiel für den Vorspannkraftverlauf längs der Balkenachse wurde der Zustand von 150 kN Vorspannkraft im Bild 84 mit dem nachgerechneten verglichen. Diesem Vorspannkraftzustand liegen 4 mm Ausgangsverschiebung zugrunde, und man erkennt in Bild 63 a, daß hierbei die einzelnen Elemente einen guten Querschnitt durch die maximal mobilisierte Sohlreibungsspannung haben, d.h. Element 1 hat die Maximalsohlreibungskraft schon erreicht, und Element 7 beginnt gerade zu reagieren. Somit stellt Bild 83 einen typischen teilmobili-

sierten Zustand dar. Je höher der Mobilisierungsgrad, um so steiler fällt die Kurve, und an der Symmetrieachse (Bewegungsnullpunkt) verläuft sie horizontal.

Für die weichen Gummipuffer wurde das nichtlineare Kraft-Verschiebungsverhalten des Bildes 53 als Parabel rechnerisch berücksichtigt, da die Zusammenrückung der Gummieinlagen den Hauptbestandteil der Gesamtverschiebung bildet.

Als zweites Beispiel wird eine 100 m lange 0,5 m dicke Sohlplatte berechnet, die an beiden Enden zentrisch mit $\sigma_v = 1600 \text{ kN/m}^2$ pro lfdm Plattenbreite vorgespannt ist (Bild 85). Da die Sohlfläche als baupraktisch glatt angenommen wird, beträgt der Sohlreibungswinkel $\delta_s = 29^\circ$. Der Verlauf von Normalkraft, axialer Verschiebung und Sohlreibungsspannung spiegelt wiederum Verhältnisse unter einem teilmobilisierten Gründungskörper wieder. Nach dem Verlauf der Sohlreibungsspannungen (unterste Kurve) kann näherungsweise von einer linear verteilten Spannung ausgegangen werden.

Der Vorspannkraftverlust entwickelt in diesem Beispiel in der vorderen Hälfte der Platte schon 80 % seines Gesamtverlusts, und in der Nähe des Bewegungsnullpunkts bleibt die Vorspannung nahezu konstant, so daß sich eine Verschiebung des Bewegungsnullpunkts nur unwesentlich auf den Vorspannkraftverlust auswirken wird.

Das Beispiel zeigt auch, daß es nicht identisch ist, ob ein linearer Verschiebungsverlauf oder ein linearer Sohlreibungsspannungsverlauf einer Berechnung nach Abschnitt 2.1 zugrunde gelegt wird. Es ist die lineare Annahme bei den Reibungsspannungen, durch die die Sohlreibungsverhältnisse besser wiedergegeben werden.

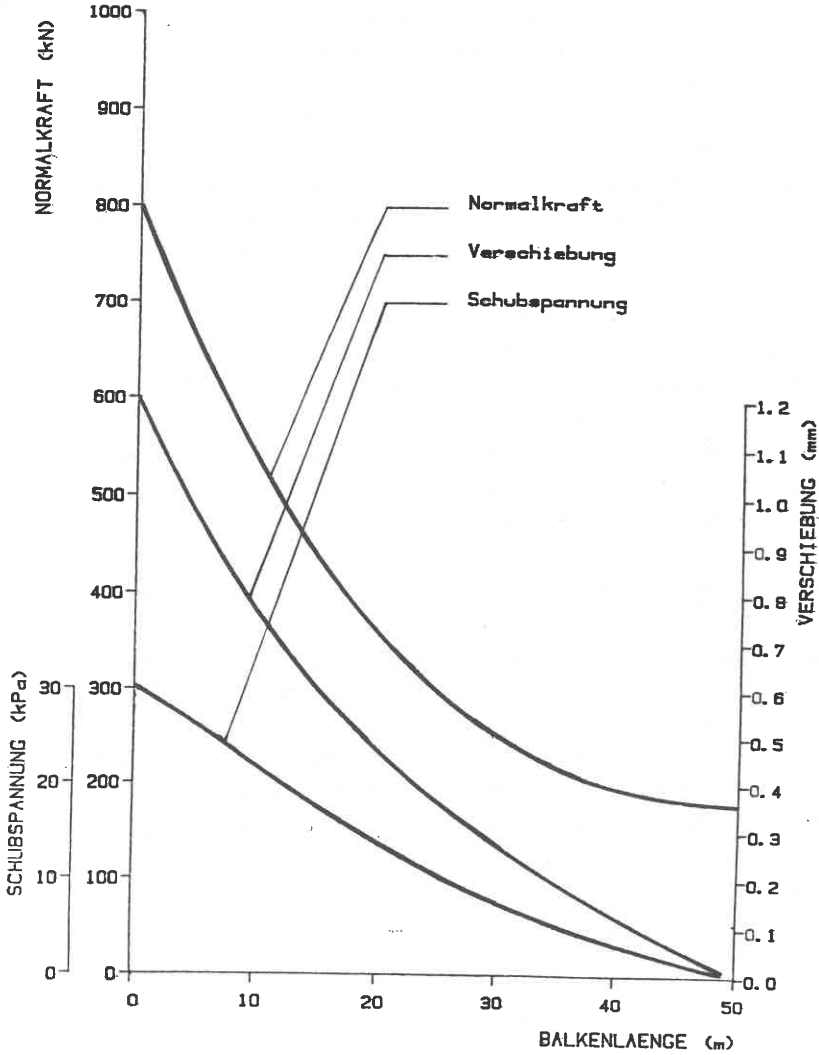
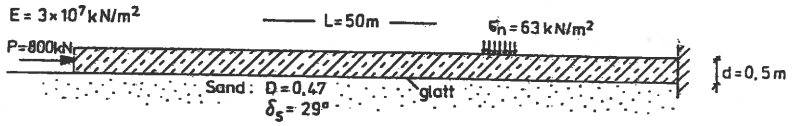


Bild 85 100m lange, zentrisch vorgespannte Sohlplatte auf glattem Untergrund

6. ZUSAMMENFASSUNG

Aufbauend auf Erkenntnissen von Einzelsohlreibungsversuchen verschiedener Verfasser wurden in kleinmaßstäblichen Laborversuchen und großen Modellversuchen durch umfangreiche Versuchsserien die auf den Sohlreibungswinkel Einfluß nehmenden wichtigsten Parameter wie Auflast, Rauigkeit, Sandart und Lagerungsdichte in weiten Bereichen variiert und die Abhängigkeiten in eine Gesetzmäßigkeit eingebunden. Die maximal erreichbare Größe der Sohlreibung wird dabei entkoppelt von der notwendigen Verschiebung angegeben, so daß einerseits Sohlreibungswinkel unter verschiedensten Randbedingungen angegeben werden, andererseits die verschiebungsabhängige Mobilisierung mit beliebigen Maximalwerten erfolgen kann.

Für den Bruchsohlreibungswinkel der Reibungsversuche im Direkten Schergerät wurde quantitativ eine Gesetzmäßigkeit angegeben, die alle untersuchten Parameter einschließt und die vielen Versuchswerte gut widerspiegelt.

Die Mobilisierungskurven der Sohlreibung von Labor- und Großversuchen sind ähnlich, wobei aber ein deutlicher ausgeprägtes Dilatanzverhalten bei den kleinmaßstäblichen Versuchen auffällt.

Mit einer Energiekorrektur wird der Einfluß der Dilatanz herausgefiltert, und man erhält gleiche Scherwegkurven. Dies gilt nur für Parameter, die das Kompressionsverhalten beeinflussen (Auflast, Lagerungsdichte, Sandtiefe, kinematische Randbedingungen), aber nicht für die Rauigkeit.

Die Großversuche zeigen eine eindeutige Abhängigkeit der lokal mobilisierten Sohlreibung von der lokalen Verschiebung. Eine Abhängigkeit von der Relativverschiebung Bodenoberfläche-Bauwerk oder von der Oberflächenverschiebung wurde wegen der unsystematisch ablaufenden Gleitvorgänge nicht festgestellt.

Diese Gesetzmäßigkeit der Großversuche wurde Grundlage einer Mobilisierungsfunktion in der Formulierung als Sohlreibungsspannungs-Verschiebungsgesetz, das eine sehr gute qualitative Wiedergabe der Versuchsergebnisse, einschließlich des Abfallens auf einen Restreibungswert, liefert. Mit den an den Versuchen bestimmten zwei freien Parametern der Funktion ergab sich zudem eine gute quantitative Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen.

Zur Berechnung von Sohlreibungseinflüssen auf Gründungsbalken wird ein Rechenverfahren angegeben, das sowohl die richtige Sohlnormalspannungsverteilung liefert (elastisch gebetteter Balken) als auch die axialen Vorspannkraft über eine sukzessive Approximation iterativ errechnet (Dehnstab).

Die Übereinstimmungen in den Nachrechnungen der Versuche beweisen, daß die Anwendung des lokalen Mobilisierungsgesetzes mit dem Rechenverfahren die Sohlreibungseinflüsse sehr gut und mit einfachen Mitteln beschreibt und eine Anwendung auf baupraktische Fälle gute Ergebnisse liefert.

ANHANG

Rheinsand

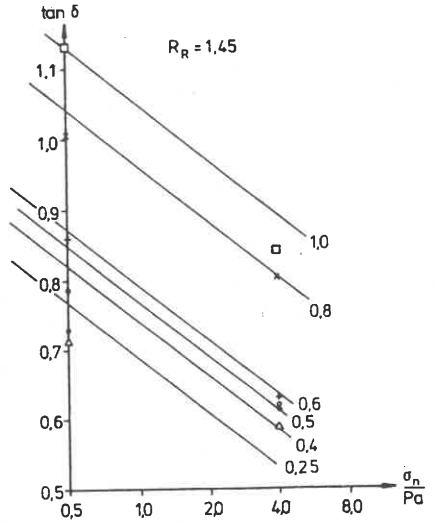
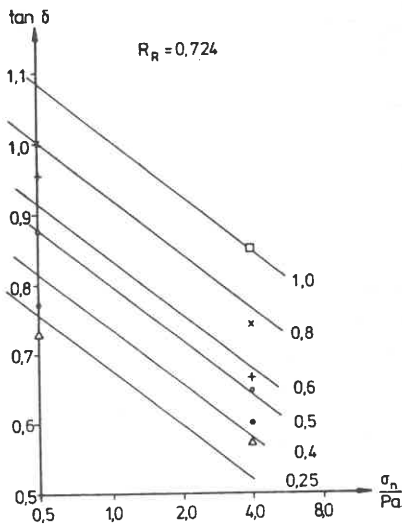
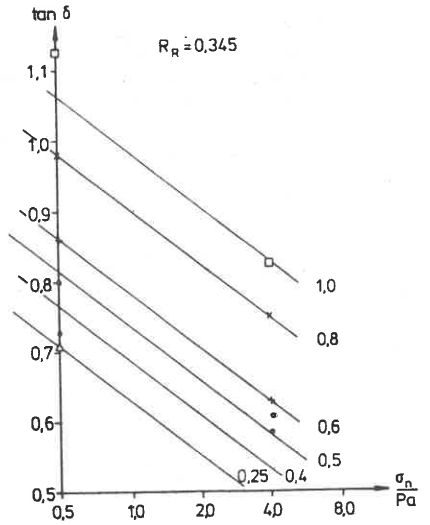
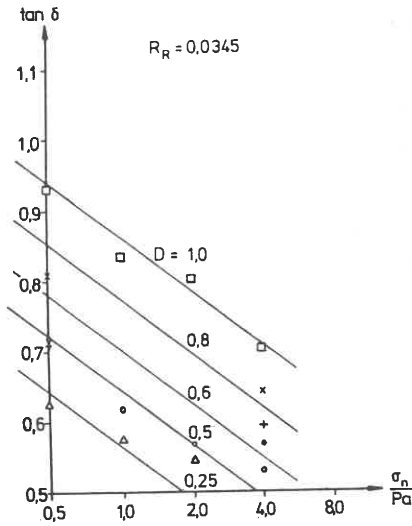
	lockerste Lagerung	dichteste Lagerung
Anzahl	18	9
Dichte ρ_D [g/cm ³]	max 1,4776	max 1,7976
	min 1,4584	min 1,7760
	\bar{x} 1,4665	\bar{x} 1,7878
	s 0,0054	s 0,0075
Poren - anteil n	max 0,4470	max 0,3270
	min 0,4397	min 0,3180
	\bar{x} 0,4438	\bar{x} 0,3220
	s 0,0020	s 0,0030
Poren - zahl e	max 0,8080	max 0,4790
	min 0,7847	min 0,4670
	\bar{x} 0,7977	\bar{x} 0,4744
	s 0,0063	s 0,0060

Sand ⑥

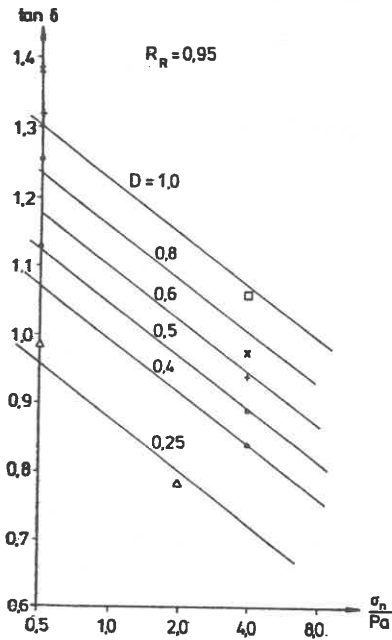
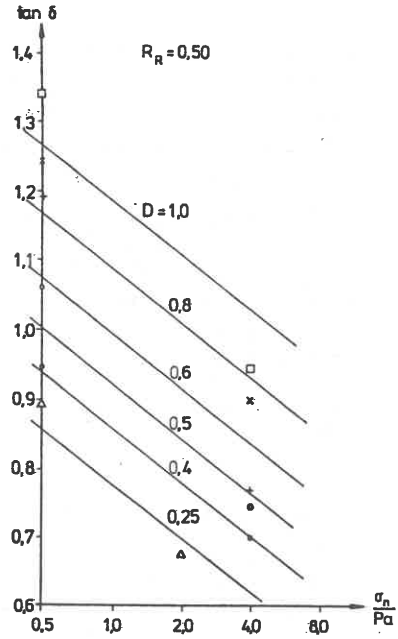
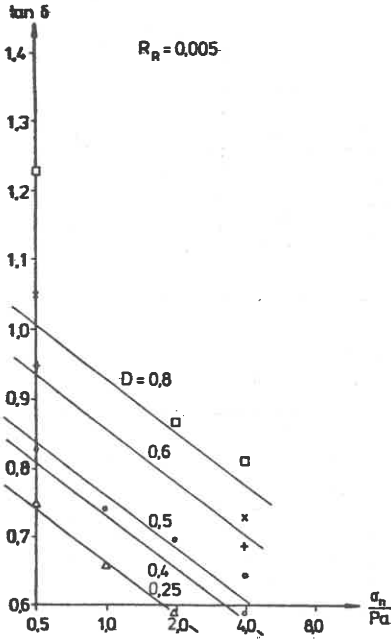
	lockerste Lagerung	dichteste Lagerung
Anzahl	12	12
Dichte ρ_D [g/cm ³]	max 1,3890	max 1,6520
	min 1,3430	min 1,6197
	\bar{x} 1,3724	\bar{x} 1,6386
	s 0,0164	s 0,0103
Poren - anteil n	max 0,4909	max 0,3860
	min 0,4736	min 0,3737
	\bar{x} 0,4797	\bar{x} 0,3788
	s 0,0062	s 0,0039
Poren - zahl e	max 0,9642	max 0,6287
	min 0,8998	min 0,5968
	\bar{x} 0,9223	\bar{x} 0,6100
	s 0,0232	s 0,0101

Sand ⑦

	lockerste Lagerung	dichteste Lagerung
Anzahl	15	15
Dichte ρ_D [g/cm ³]	max 1,4195	max 1,6810
	min 1,4040	min 1,6286
	\bar{x} 1,4126	\bar{x} 1,6516
	s 0,0039	s 0,0166
Poren - anteil n	max 0,4652	max 0,3797
	min 0,4593	min 0,3597
	\bar{x} 0,4619	\bar{x} 0,3710
	s 0,0015	s 0,0063
Poren - zahl e	max 0,8701	max 0,6122
	min 0,8497	min 0,5619
	\bar{x} 0,8587	\bar{x} 0,5899
	s 0,0051	s 0,0159



Anlage 2.1: Abhängigkeit der δ_s -Werte von Auflast, Lagerungsdichte und Rauigkeit für den Quarzsand Nr. 6



Anlage 2.2: Abhängigkeit der δ_s - Werte von Auflast, Lagerungsdichte und Rauigkeit für den Rheinsand Nr. 7

σ_n [kN/m ²]	δ_s						
	Lagerungsdichte D						
	0,25	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0	
50	29,19	32,73	34,95	37,05	40,93	44,40	$R_R = 0,0345$
100	25,82	29,59	31,96	34,22	38,39	42,13	
200	22,24	26,25	28,77	31,18	35,66	39,68	
400	18,47	22,69	25,37	27,94	32,72	37,05	
800	14,53	18,95	21,77	24,49	29,59	34,21	
50	32,79	36,07	38,12	40,05	43,62	46,80	$R_R = 0,345$
100	29,66	33,17	35,36	37,44	41,28	44,72	
200	26,32	30,06	32,41	34,64	38,77	42,47	
400	22,77	26,74	29,25	31,64	36,06	40,05	
800	19,03	23,22	25,88	28,42	33,16	37,44	
50	33,90	37,09	39,08	40,96	44,43	47,53	$R_R = 0,724$
100	30,84	34,26	36,40	38,43	42,16	45,50	
200	27,57	31,23	33,52	35,70	39,72	43,32	
400	24,10	27,99	30,44	32,77	37,08	40,96	
800	20,43	24,54	27,14	29,63	34,25	38,42	
50	34,90	38,02	39,96	41,80	45,18	48,20	$R_R = 1,45$
100	31,92	35,26	37,35	39,32	42,97	46,22	
200	28,72	32,30	34,54	36,66	40,58	44,09	
400	25,32	29,13	31,52	33,80	38,01	41,79	
800	21,72	25,75	28,30	30,74	35,25	39,32	

Anlage 2.3: δ_s - Werte nach Gl. (85) für Quarzsand Nr.6

σ_n [kN/m ²]	δ_s						
	Lagerungsdichte D						
	0,25	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0	
50	34,48	37,63	39,59	41,45	44,87	47,92	$R_R = 0,005$
100	31,46	34,84	36,95	38,95	42,63	45,92	
200	28,24	31,85	34,11	36,26	40,22	43,77	
400	24,81	28,65	31,07	33,37	37,62	41,44	
800	21,17	25,24	27,82	30,27	34,83	38,94	
50	40,63	43,30	44,95	46,52	49,40	51,98	$R_R = 0,5$
100	38,07	40,94	42,72	44,41	47,51	50,29	
200	35,31	38,40	40,32	42,14	45,48	48,47	
400	32,36	35,67	37,73	39,69	43,29	46,51	
800	29,19	32,73	34,95	37,05	40,93	44,40	
50	41,41	44,01	45,63	47,16	49,97	52,49	$R_R = 0,95$
100	38,91	41,71	43,45	45,10	48,13	50,84	
200	36,21	39,23	41,11	42,88	46,15	49,07	
400	33,32	36,56	38,58	40,49	44,01	47,15	
800	30,22	33,69	35,86	37,92	41,70	45,09	
50	41,47	44,07	45,68	47,21	50,02	52,53	$R_R = 1,0$
100	38,97	41,77	43,51	45,15	48,18	50,88	
200	36,29	39,29	41,17	42,94	46,20	49,11	
400	33,40	36,63	38,64	40,55	44,06	47,20	
800	30,30	33,77	35,93	37,98	41,77	45,15	

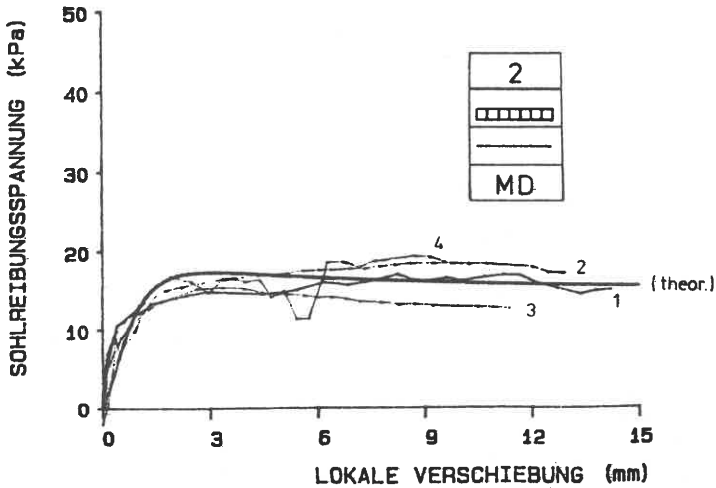
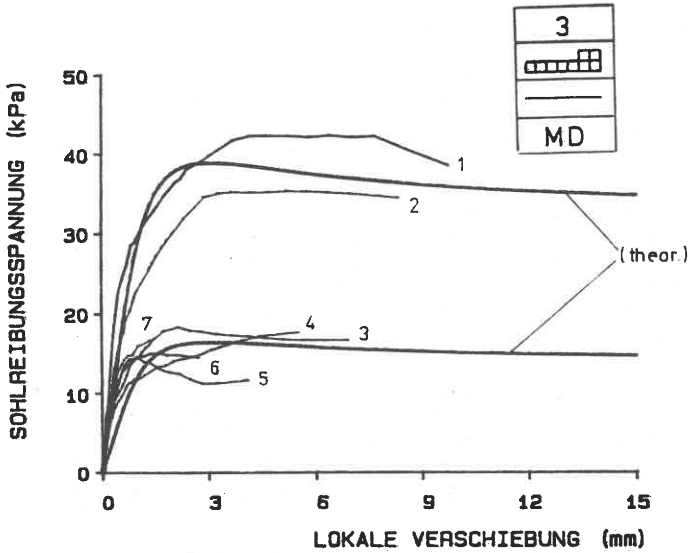
Anlage 2.4: δ_s - Werte nach Gl. (85) für Rheinsand Nr.7

σ_n [$\frac{kN}{m^2}$]	$\frac{\tan \delta_s}{\tan \delta_{s,R=1}}$						
	Lagerungsdichte D						
	0,25	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0	
50	0,82	0,84	0,85	0,86	0,87	0,89	$R_R = 0,0345$
100	0,79	0,82	0,83	0,84	0,86	0,88	
200	0,77	0,80	0,81	0,83	0,85	0,87	
400	0,73	0,77	0,79	0,81	0,84	0,86	
800	0,67	0,73	0,76	0,78	0,82	0,84	
50	0,94	0,95	0,95	0,96	0,96	0,96	$R_R = 0,345$
100	0,93	0,94	0,95	0,95	0,96	0,96	
200	0,93	0,94	0,94	0,95	0,95	0,96	
400	0,91	0,93	0,93	0,94	0,95	0,96	
800	0,90	0,92	0,92	0,93	0,94	0,95	
50	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99	$R_R = 0,724$
100	0,98	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	
200	0,98	0,98	0,98	0,98	0,99	0,99	
400	0,97	0,98	0,98	0,98	0,98	0,99	
800	0,97	0,97	0,98	0,98	0,98	0,99	
50	1,02	1,02	1,02	1,02	1,01	1,01	$R_R = 1,45$
100	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,01	
200	1,03	1,02	1,02	1,02	1,02	1,01	
400	1,03	1,03	1,02	1,02	1,02	1,02	
800	1,04	1,03	1,03	1,02	1,02	1,02	

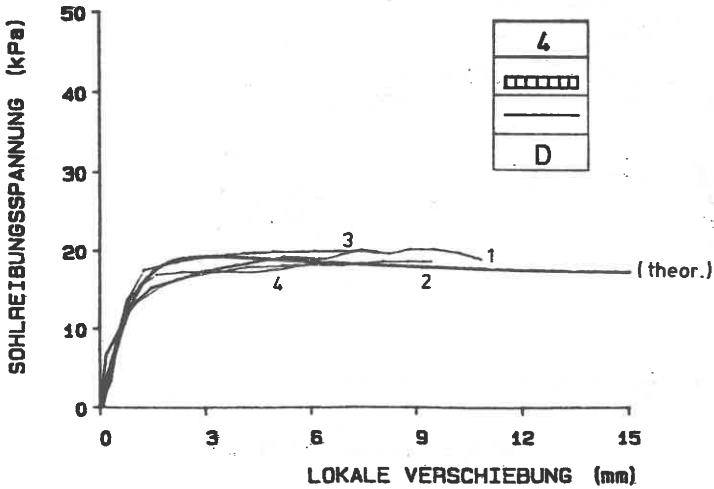
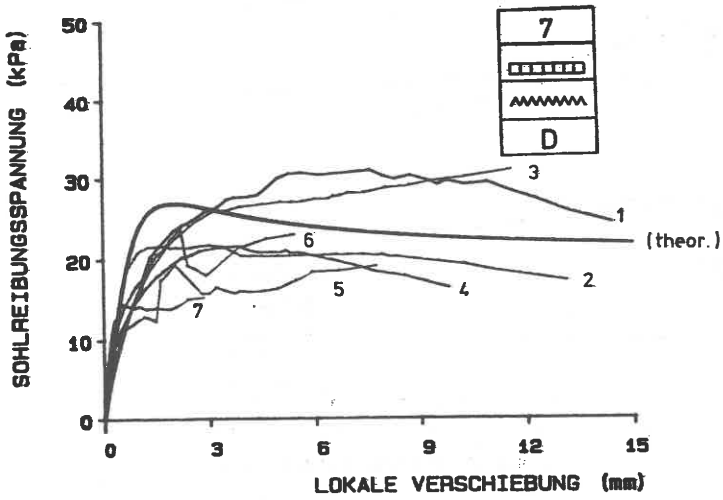
Anlage 2.5: Sohlreibungswinkel in Bezug zum ideal rauhen Wert für Quarzsand Nr.6 nach Gl. (85)

σ_n	$\frac{\tan \delta_s}{\tan \delta_{s,R=1}}$						
	Lagerungsdichte D						
$\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$	0,25	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0	
50	0,78	0,80	0,81	0,82	0,83	0,85	$R_R = 0,005$
100	0,76	0,78	0,79	0,80	0,82	0,84	
200	0,73	0,76	0,77	0,79	0,81	0,83	
400	0,70	0,73	0,75	0,77	0,80	0,82	
800	0,66	0,71	0,73	0,75	0,78	0,80	
50	0,97	0,97	0,97	0,98	0,98	0,98	$R_R = 0,5$
100	0,97	0,97	0,97	0,97	0,98	0,98	
200	0,96	0,97	0,97	0,97	0,98	0,98	
400	0,96	0,97	0,97	0,97	0,97	0,98	
800	0,96	0,96	0,96	0,97	0,97	0,97	
50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$R_R = 0,95$
100	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
200	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
400	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
800	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	

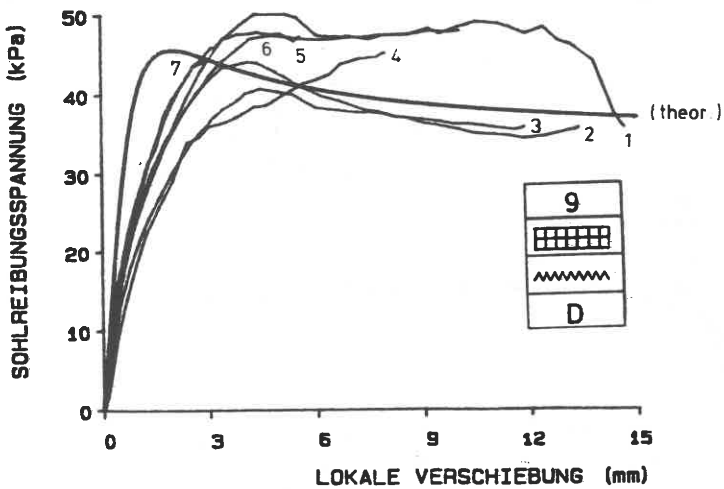
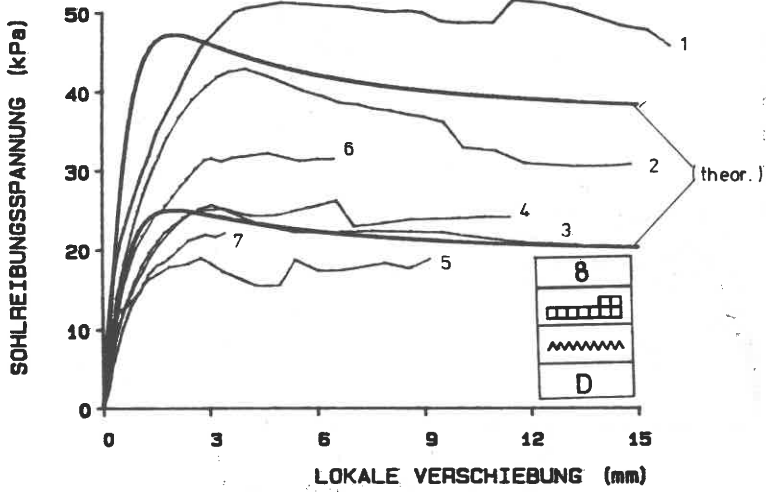
Anlage 2.6: Sohlreibungswinkel in Bezug zum ideal rauhen Wert für Rheinsand Nr.7 nach Gl. (85)



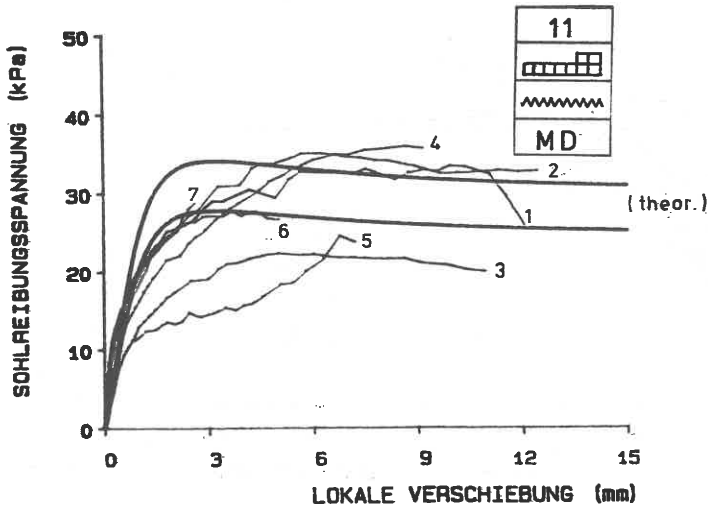
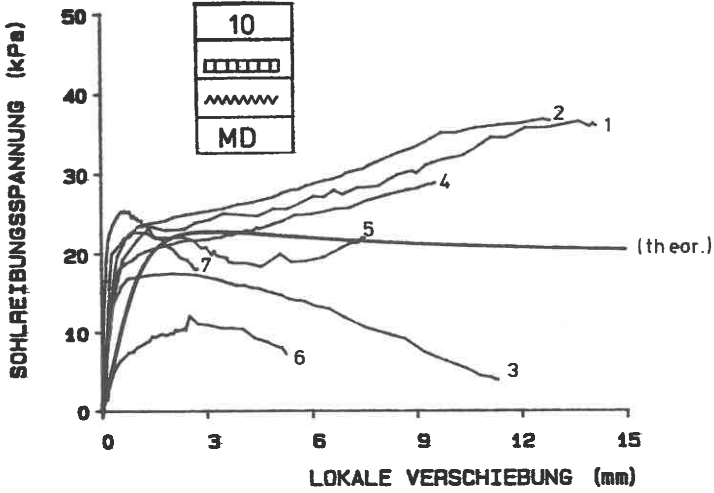
Anlage 3.1: Vergleich der theoretischen Mobilisierungskurven mit Werten aus Tab. 10 und Meßergebnissen der Großversuche Nr. 2 und 3



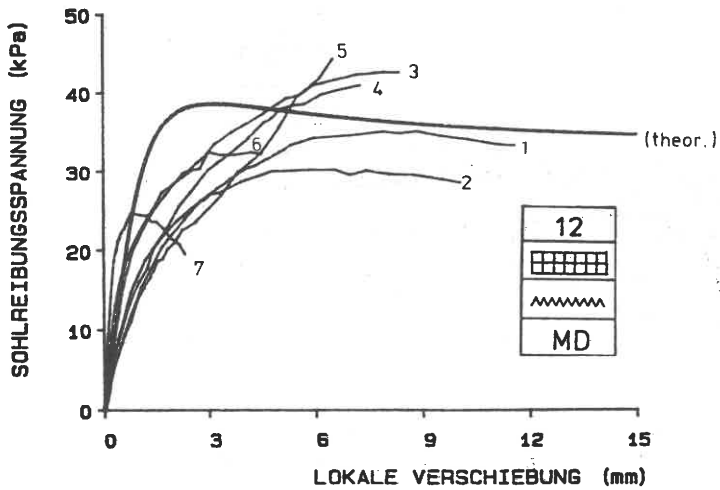
Anlage 3.2: Vergleich der theoretischen Mobilisierungskurven mit Werten aus Tab. 10 und Meßergebnissen der Großversuche Nr. 4 und 7



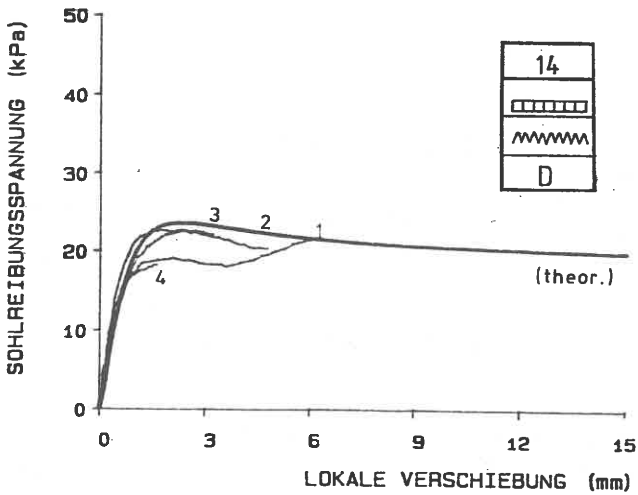
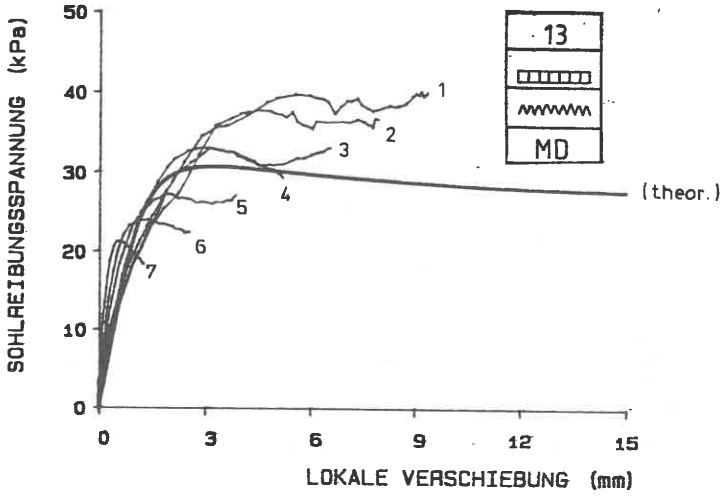
Anlage 3.3: Vergleich der theoretischen Mobilisierungskurven mit Werten aus Tab. 10 und Meßergebnissen der Großversuche Nr. 8 und 9



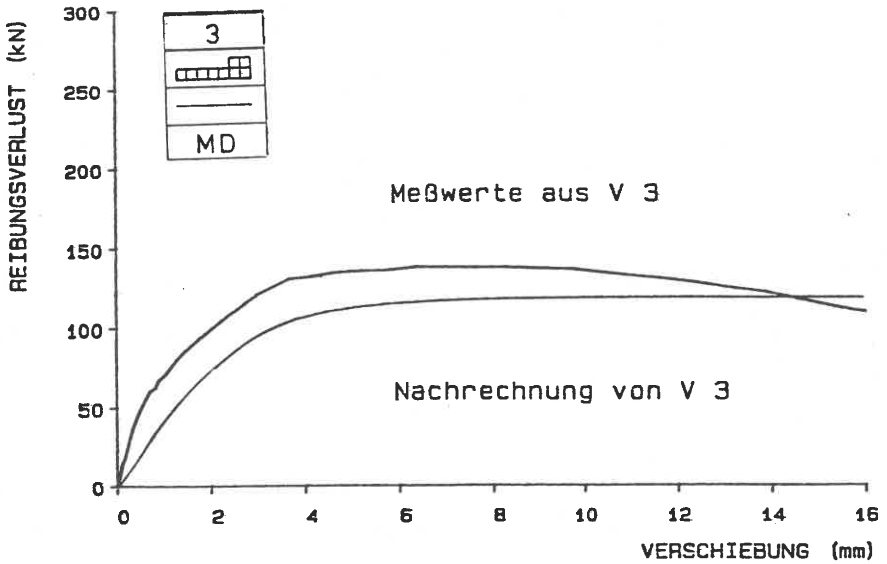
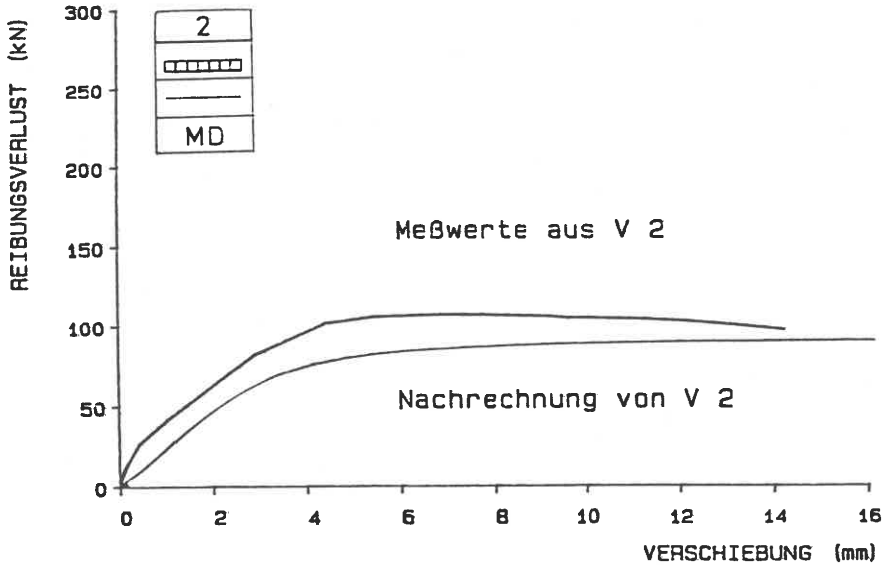
Anlage 3.4: Vergleich der theoretischen Mobilisierungskurven mit Werten aus Tab. 10 und Meßergebnissen der Großversuche Nr. 10 und 11



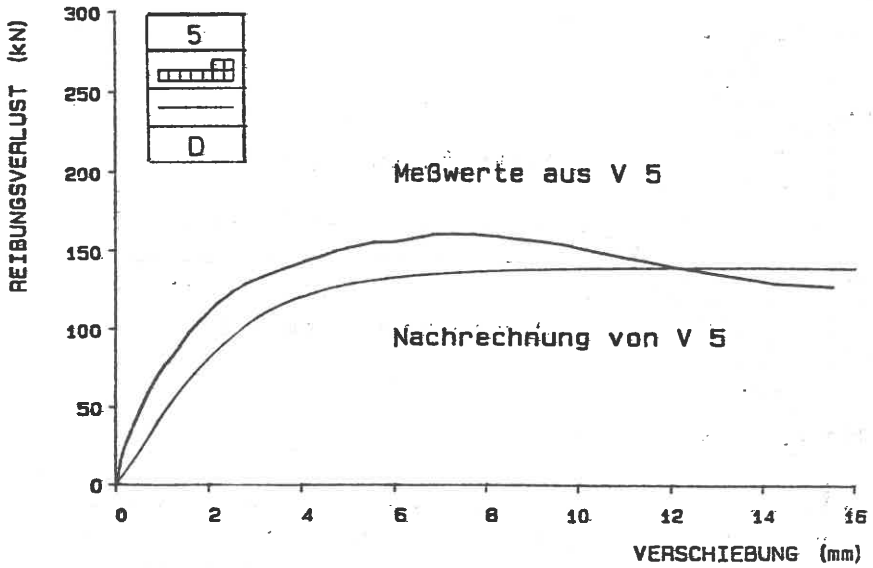
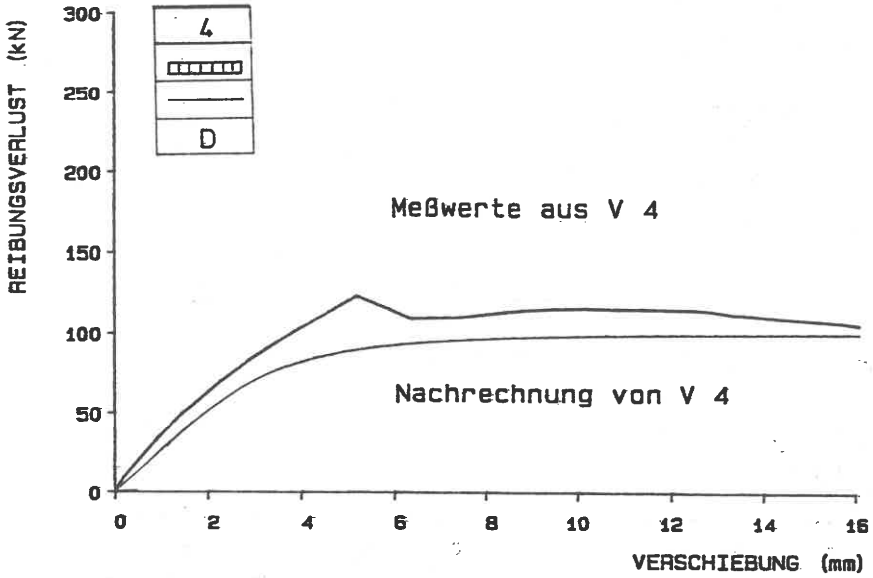
Anlage 3.5: Vergleich der theoretischen Mobilisierungskurve mit Werten aus Tab. 10 und Meßergebnissen des Großversuchs Nr.12



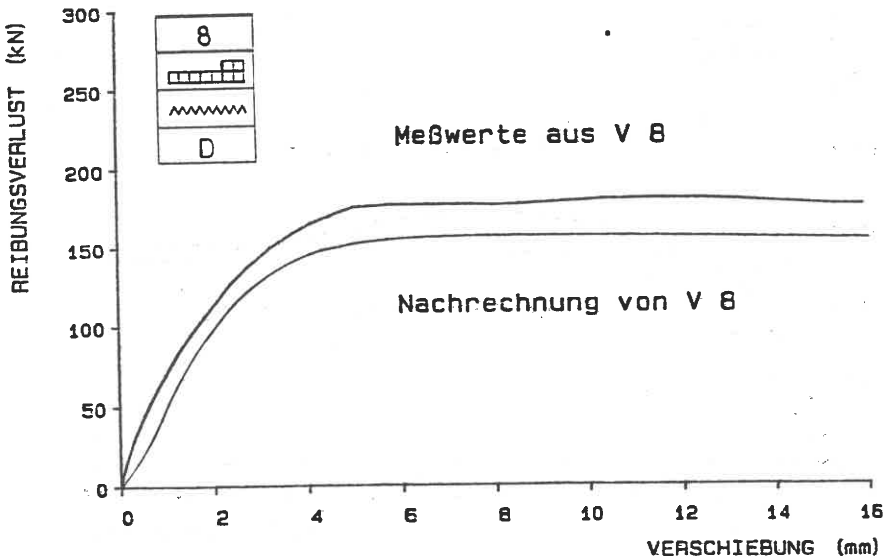
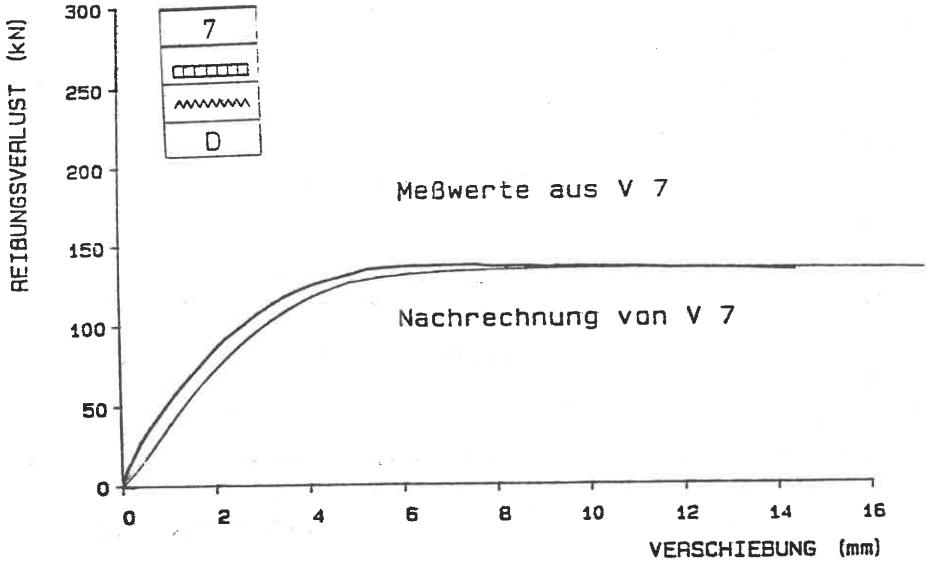
Anlage 3.6: Vergleich der theoretischen Mobilisierungskurven mit Werten aus Tab. 10 und Meßergebnissen der Großversuche Nr. 13 und 14



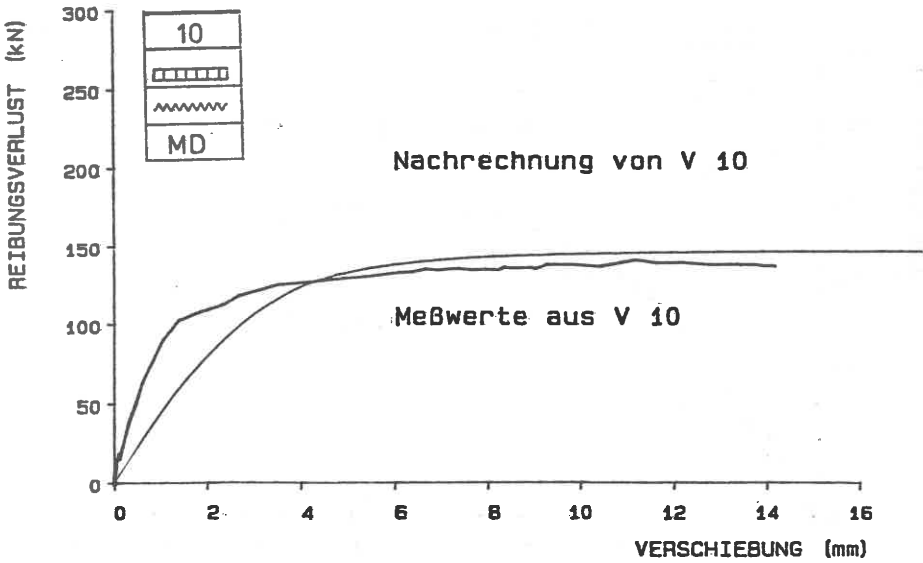
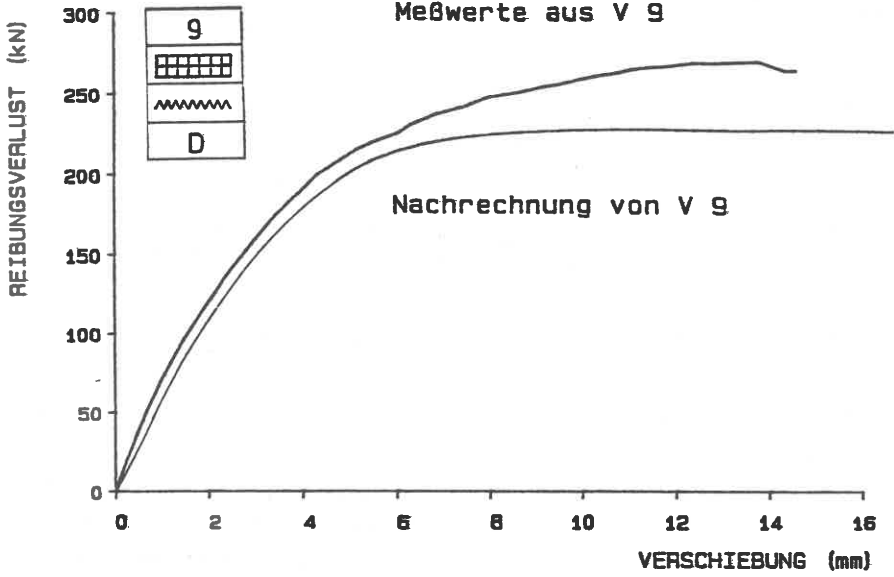
Anlage 4.1: Nachrechnung der Entwicklung des Gesamtreibungsverlusts für Versuche 2 und 3



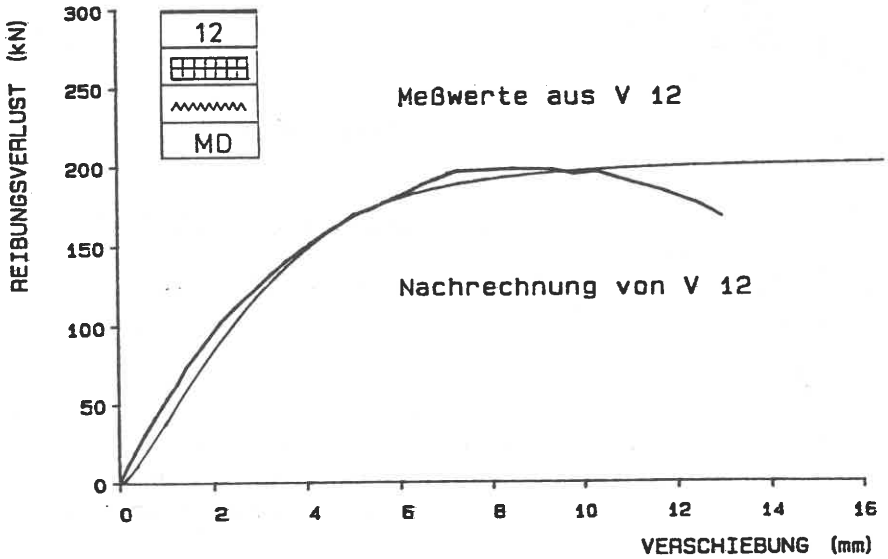
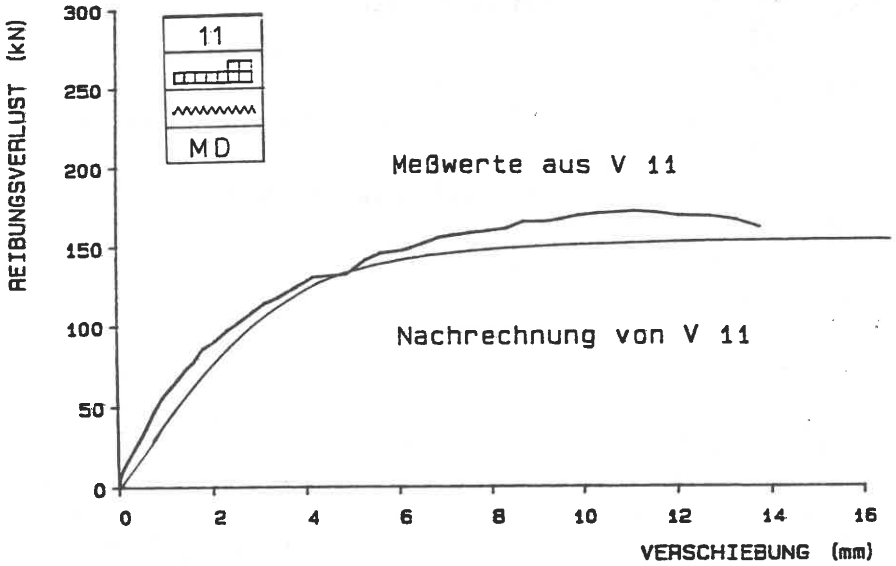
Anlage 4.2: Nachrechnung der Entwicklung des Gesamtreibungsverlusts für Versuche 4 und 5



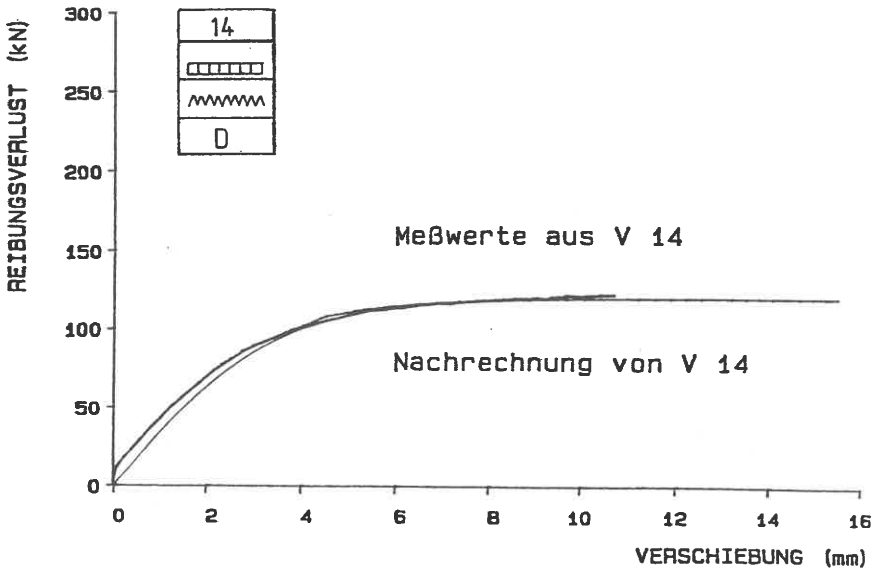
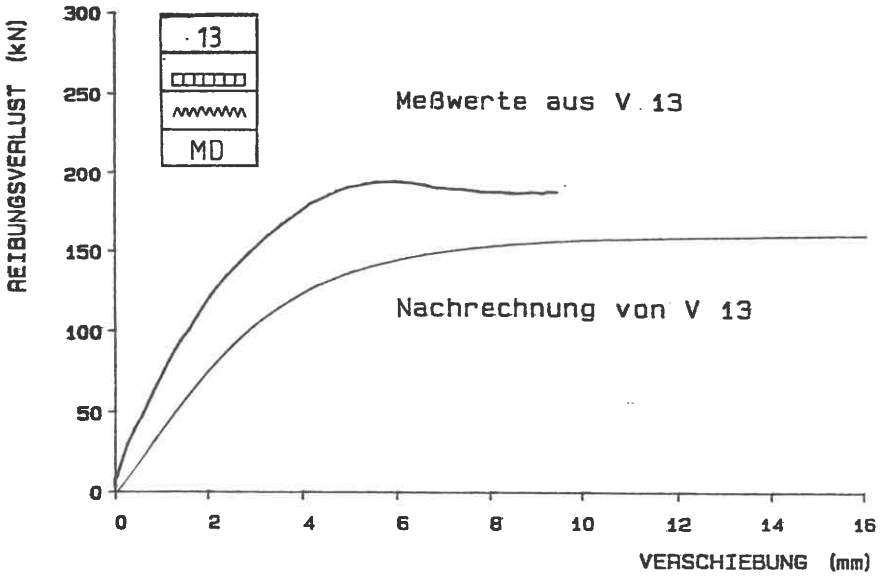
Anlage 4.3: Nachrechnung der Entwicklung des Gesamtreibungsverlusts für Versuche 7 und 8



Anlage 4.4: Nachrechnung der Entwicklung des Gesamtreibungsverlusts für Versuche 9 und 10



Anlage 4.5: Nachrechnung der Entwicklung des Gesamtreibungsverlusts für Versuche 11 und 12



Anlage 4.6: Nachrechnung der Entwicklung des Gesamtreibungsverlusts für Versuche 13 und 14

MITTEILUNGEN DES INSTITUTES FÜR GEOTECHNIK STUTTGART

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

- 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 Smoltczyk, U. (1976) Messungen an Schleusen in der UdSSR
Pertschi, O./
Hilmer, K. Schleusennorm der UdSSR (SN 303-65)
Preis: DM 18,--
- Nr. 6 Hilmer, K. (1976) Erddruck auf Schleusenkamerwände
Preis: DM 18,--
- Nr. 7 Laumanns, 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 Salden, 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,--

- Nr. 14 Schmidt, H.H. (1981) Beitrag zur Ermittlung des Erd-drucks auf Stütz-wände bei nachgiebigem Baugrund Preis: DM 25,--
- Nr. 15 Smoltczyk, U. (1981) Vorstudie über bauliche Alternativen für Durch-gangsstraßen in Siedlungen Preis: DM 12,--
Schweikert, O.
- Nr. 16 Malcharek, K. (1981) Vergleich nationaler Richtlinien für die Berech-nung von Fundamenten Preis: DM 15,--
- Nr. 17 Gruhle, H.-D. (1981) Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches Problem des Erdwiderstandes Preis: DM 30,--
- Nr. 18 Kobler, W. (1982) Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen Preis: DM 25,--
- Nr. 19 Lutz, W. (1983) Tragfähigkeit des geschlitzten Baugrunds neben Linienlasten Preis: DM 25,--
- Nr. 20 Smoltczyk, U. (1983) Studienunterlagen "Bodenmechanik und Grundbau" Preis: DM 35,--
- Nr. 21 Schweikert, O. (1984) Der Einfluß des Böschungswinkels β auf die Berechnung des aktiven Erd-druckes Preis: DM 20,--
- Nr. 22 Vogt, N. (1984) Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wie-derholten Wandbewegungen in Sand Preis: DM 25,--
- Nr. 23 Buchmaier, R. (1985) Zur Berechnung von Konsolidationsproblemen bei nichtlinearem Stoffverhalten Preis: DM 25,--
- Nr. 24 Schad, H. (1985) Möglichkeiten der Böschungssicherung bei kleinen Baugruben Preis: DM 35,--
- Nr. 25 Gußmann, P. (1985) Die Methode der Kinematischen Elemente Preis: DM 20,--
- Nr. 26 Steinmann, B. (1985) Zum Verhalten bindiger Böden bei monotoner ein-axialer Beanspruchung Preis: DM 25,--
- Nr. 27 Lee, S.D. (1987) Untersuchungen zur Standsicherheit von Schlitzten im Sand neben Einzelfundamenten Preis: DM 25,--
- Nr. 28 Kolb, H. (1988) Ermittlung der Sohlreibung von Gründungskörpern unter horizontalem kinematischen Zwang Preis: DM 25,--

Weitere Veröffentlichungen des Institutes für Geotechnik und seiner Mitarbeiter

- [1] Smoltczyk, U. (1983) Studienunterlagen.
s.a. Mitteilungen des Institutes für Geotechnik Stuttgart.
- [2] Gußmann, P. (1973) Ausgleichsvorgänge eindimensionaler Strömungen bei beliebiger Anfangsbedingung unter besonderer Berücksichtigung der Konsolidation einseitig drainierter Tonschichten.
Die Bautechnik 50, S.20-25.
- [3] Thamm, B.R. (1973) Die "Cam-Clay"-Theorie und das "Critical-State"-Konzept.
Der Bauingenieur 48, S.311-314.
- [4] Gußmann, P./ Spotka, H. (1973) Eindimensionale Konsolidation mehrschichtiger Tonböden.
Die Bautechnik 50, S.265-272.
- [5] Thamm, B.R. (1973) Anwendung der Finite-Element-Methode zur Berechnung von Spannungen in wassergesättigten Böden.
Der Bauingenieur 48, S.370-374.
- [6] Gußmann, P. (1974) Different methods of evaluating the influence of seepage forces on slope stability.
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S.61-73.
- [7] Gußmann, P./ Schad, H. (1974) Practical considerations in the application of finite element techniques to soil problems.
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S.74-90.
- [8] Gußmann, P./ Spotka, H. (1974) One-dimensional consolidation of multi-layered clays.
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S.91-102.
- [9] Gußmann, P./ Thamm, B. (1974) Two-dimensional consolidation of triaxial test specimen.
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S.103-117.
- [10] Schad, H. et al. (1974) Stresses in concrete caisson bells.
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S.118-121.
- [11] Smoltczyk, U. (1974) Improved technique for foundations on slopes.
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S.122-129.
- [12] Smoltczyk, U./ Diem, P./ Spotka, H. (1974) Pressure cell for the measurement of normal and shear stress.
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S.130-136.
- [13] Smoltczyk, U./ Ljöterud, L. (1974) Stabilizing sand grains by overhead water pressure in bell bottoms of caisson piles.
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S.137-141.

Die Nummern 6 bis 13 enthält das o.g. Heft Geotechnik Nr. 2, das von der DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR ERD- UND GRUNDBAU E.V., Essen, zum Preis von DM 20,- verkauft wird.
- [14] Smoltczyk, U. et al. (1975) Die Anwendung der Finiten Elemente in der Grundbaupraxis.
CAD-Berichte Heft 1 der Gesellschaft für Kernforschung Karlsruhe.

- [15] Gußmann, P./Thamm, B.R. (1974) Zweidimensionale Konsolidation dreiaxialer Versuchsproben. Der Bauingenieur 49, S.293-298.
- [16] Gußmann, P. (1974) Über den Einfluß unterschiedlicher Wasserdruckansätze auf die Standsicherheit von durchströmten Böschungen. Der Bauingenieur 49, S.298-301.
- [17] Smoltczyk, U./Gußmann, P./Schulz, H. (1974) DIN 4084 Beiblatt, Erläuterungen und Berechnungsbeispiele. 20 S., Beuth-Verlag Berlin/Köln.
- [18] Laumanns, Q. (1975) Die Anwendung der Methode finiter Elemente auf Flächengründungen. Technische Akademie Wuppertal, Heft 14.
- [19] Smoltczyk, U. (1975) Graving Dock Foundation on Deep Fill. Proc. 1 Baltic Conf. Soil Mech. Engr. III, S.213-222.
- [20] Smoltczyk, U./Du Thinh (1975) Zur Bebaubarkeit von vorbelasteten Verwitterungsböden. Fortschritt-Berichte VDI-Z., Reihe 4, Nr.25, 70S.
- [21] Smoltczyk, U. (1975) Anmerkungen zum Gleitkreisverfahren. in: Festschrift Lorenz, TU Berlin, S.203-218.
- [22] Smoltczyk, U. (1975) Wie kann man Baugruben verbilligen? Der Architekt 2, S.94-103.
- [23] Smoltczyk, U. (1975) Schwierigkeiten beim Bauen im entfestigten Tonstein. Veröff. Inst. Felsmech. Bodenmech. UNI Karlsruhe 63, S.21-50.
- [24] Smoltczyk, U. (1976) Pfahlgründung eines Eisenbahndammes. Proc. 6th Europ. Conf. SMFE, 1.2, S.561-566.
- [25] Smoltczyk, U./Hilmer, K. (1976) Erddruck auf Schleusenkamerwände. Vortr. Baugrundtagung, Nürnberg, S.245-265.
- [26] Laumanns, Q./Schad, H. (1976) Calculation of mat foundations on clayey silts. Proc. Sec. Int. Conf. Num. Meth. in Geomechanics, Blacksburg, Vol.1.
- [27] Smoltczyk, U./Hilmer, K./Franke, E./Schuppener, B. (1977) Earth Pressure Variations Due to Temperature Change. ICOSMFE Tokyo, Vol. 2, S.225-233.
- [28] Smoltczyk, U./Seeger, H. (1977) Lateral Deformation Testing in Keuper Marl Boreholes. Int. Symp. The Geotechnics of Structurally Complex Formations, Capri, Vol.1, S.443-447.
- [29] Smoltczyk, U. (1978) Wagnis Baugrund. Deutsche Architekten- u. Ingenieurzeitschrift 8/9, S.12-16.
- [30] Hilmer, K./Vogt, N. (1978) Der Einfluß der Temperatur auf den Erddruck hinter Bauwerkswänden. Geotechnik 1, S.75-83.
- [31] Schad, H. (1978) Die Verwendung nichtlinearer Stoffgesetze bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben. Vortr. Baugrundtagung Berlin, S.141-161.

- [32] Schulz, H./ Smoltczyk, U. (1978) Zur Ermittlung der Scherparameter überkonsolidierter Böden für Erddruckberechnungen. Vortr. Baugrundtagung Berlin, S.275-296.
- [33] Smoltczyk, U. (1978) DFG-Schwerpunktprogramm Bodenmechanik. GEOTECHNIK 1, S.29-42.
- [34] Gußmann, P. (1978) Das allgemeine Lamellenverfahren unter besonderer Berücksichtigung von äußeren Kräften. GEOTECHNIK 1, S.68-74.
- [35] Schmidt, H.H. (1978) Entwicklung einer Eignungsprüfung für Maßnahmen zum mittelfristigen Schutz des Erdplanums unter besonderer Berücksichtigung des von oben eindringenden Wassers. Forschungsbericht F.A. Nr. 5.033 G 76 A für den Bundesminister für Verkehr, bearbeitet am Institut für Geotechnik Stuttgart.
- [36] Schmidt, H.H. (1978) Erprobung von Versiegelungen fein- und gemischtkörniger Böden auf bituminöser Basis unter Verwendung von Handelsprodukten. Forsch.ber. F.A. Nr. 5.034 G 76 A für den Bundesminister für Verkehr, bearbeitet am Institut für Geotechnik Stuttgart.
- [37] Gußmann, P. (1979) Die Bestimmung bodenmechanischer Parameter aus der Differenz der Zeitsetzung unterschiedlich drainierter Laborversuche. GEOTECHNIK 2, S.148-154.
- [38] Smoltczyk, U. (1979) Bestimmung der Baugrundfestigkeit mit der Seitendrucksonde. Vortragsband zum Pfahlsymposium München 1977, S.77-80.
- [39] Schmidt, H.H. (1979) Erddruck auf Widerlager und Stützmauern in Abhängigkeit von Untergrundbewegungen durch Dammschüttungen. Forsch.ber. FA 5.042 G 77 H, B. f. Verkehr.
- [40] Smoltczyk, U. (1979) Zur Berechnung von Bodenreaktionskräften. Berichte Bundesvereinigung Prüflingenieur Bau- statik, Arbeitstagung 4, S.23-51.
- [41] Smoltczyk, U./ Vogt, N./ Hilmer, K. (1979) Lateral Earth Pressure Due to Surcharge. Proc. 7th ECSMFE Brighton, 2, S.131-140.
- [42] Smoltczyk, U. (1979) Influence of foundation depth on raft analyses. Proc. 3rd Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, 4, S.1503-1512.
- [43] Smoltczyk, U. (1979) Dammschüttung in Baggerseen beim Bau der Schnellbahnstrecke Mannheim-Stuttgart. 2. Nationale Tagung f. Ingenieurgeologie, S.113-119.
- [44] Smoltczyk, U./ Gartung, E. (1979) Geotechnical Properties of a Soft Keuper Sandstone. Proc. 4th Int. Congr. Rock Mechanics, Montreux, S.639-644.
- [45] Smoltczyk, U./ Schmidt, H.H. (1979) Forschungsergebnisse von Erddruckuntersuchungen an Modellwänden. Tagung der Arbeitsgruppe Untergrund der Forschungsgesellschaft f.d. Straßenwesen Koblenz.

- [46] Smoltczyk, U./ Gußmann, P./ Schäd, 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.
- [47] Smoltczyk, U. (1980) Untersuchung von Gründungsschäden unter Hinzuziehung von mineralogischen Untersuchungen.
VDI-Seminar "Erkenntnisse aus Schäden im Tiefbau"
- [48] Smoltczyk, U. (1980) Erfahrungen mit der Stuttgarter Seitendrucksonde.
III. Int. Symp. DDR-Komitee Bodenmech. Grundbau Dresden, S.22-28.
- [49] Smoltczyk, U. (1980) Beitrag zu den Thesen zu Problemen der lastbedingten Baugrundverformungen.
III. Int. Symp. DDR-Komitee Bodenmech. Grundbau Dresden, S.58-61.
- [50] Buchmaier, R.F./ Smoltczyk, U./ Schäd, H. (1980) Einfluß einer Mudde-Linse auf die Verschiebungen einer hinterfüllten Uferwand.
Proc. 6th Donaueurop. CSMFE Varna, 1a, S.65-74.
- [51] Smoltczyk, U./ Malcharek, K. (1981) Lebendverbau von Steilböschungen.
Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau 23, S.396-400.
- [52] Smoltczyk, U. (1981) Saving cities and old buildings.
State-of-the-art Report, 10th ICSMFE Stockholm, 4, S.441-465.
- [53] Gußmann, P./ Lutz, W. (1981) Schlitzstabilität bei anstehendem Grundwasser.
GEOTECHNIK 4, S.70-81.
- [54] Kunz, B. (1981) Methodenbank im Grundbau (MIG).
Schlußbericht S-SMO/103 d.Inst.f.Geotechnik Stuttgart, CAD-Projekt Kernforschungszentrum Karlsruhe.
- [55] Melzer, K.-J./ Smoltczyk, U. (1982) Dynamic penetration testing.
State-of-the-art Report, Proc. 2nd ESOPT Amsterdam, 1, S.191-202.
- [56] Smoltczyk, U./ Malcharek, K. (1982) Living Sheets on Steep Slopes.
Proc. 2nd Int. Conf. Geotextiles, 1, S.253-257.
- [57] Steinmann, B. (1982) Consolidation testing of Opalinuston with different types of drainage.
Proc. Int. Symp. Num. Models Geomechanics Zürich, S.280-285. A.A.Balkema Rotterdam.
- [58] Smoltczyk, U. (1982) Use of non-linear constitutive soil models in engineering practice. Some personal experiences.
Int. Symp. Num. Models Geomechanics, Zürich, S.535-548.
- [59] Vogt, N. (1982) Large scale model tests with partial mobilization of the wall.
IUTAM Conf. Deformation Failure Granular Materials, Delft, S.643-652.
- [60] Smoltczyk, U. (1982) Verkantung von Brückenpfeilern infolge Baugrund-Elastizität.
Geotechn. Konferenz, Brünn, CSSR.

- [61] Smoltczyk, U. (1982) Unterfangungen und Unterfahrungen. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.3, 3. Auflage, W. Ernst u. Sohn.
- [62] Smoltczyk, U./ Netzel, D. (1982) Flachgründungen. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.1, 3. Auflage, W. Ernst u. Sohn.
- [63] Smoltczyk, U./ Hilmer, K. (1982) Baugrundverbesserung. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.5, 3. Auflage, W. Ernst u. Sohn.
- [64] Schenck, W./ Smoltczyk, U./ Lächler, W. (1982) Pfahlrost, Berechnung und Konstruktion. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.12, 3. Auflage, W. Ernst u. Sohn.
- [65] Schenck, W./ Smoltczyk, U. (1982) Gründungen im offenen Wasser. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.17, 3. Auflage, W. Ernst u. Sohn.
- [66] Gußmann, P. (1982) Kinematical Elements for Soil and Rocks. Proc. 4th Conf. Num. Meth. Geomechanics, Edmonton, Canada.
- [67] Gußmann, P. (1982) Application of the Kinematical Element Method to Collapse Problems of Earth Structures. IUTAM Symp. Deformation and Failure of Granular Materials, Delft.
- [68] Smoltczyk, U. (1983) Deep Compaction. General Report: 8th ECSMFE Helsinki, Vol. 3, S.63-74.
- [69] Gußmann, P. (1983) Stabilität von suspensionsgestützten Schlitzten unter statischen Lasten. 7. Donaueurop. CSMFE, Kishinjew, III, S.55-60.
- [70] Smoltczyk, U. (1984) Nachlese zum Erdrutsch in Tuve. GEOTECHNIK 7, S.54-55.
- [71] Smoltczyk, U./ Malcharek, K. (1984) Naturgerechte Sicherung von Steilböschungen. GEOTECHNIK 7, S.117-129.
- [72] Smoltczyk, U. (1984) Wie sicher müssen Altbauten sein? GEOTECHNIK 7, S.174-181.
- [73] Smoltczyk, U. (1984) Zur Berechnung der rückverhängten Erdwand. GEOTECHNIK 7, S.214.
- [74] Smoltczyk, U. (1984) Neues Verfahren zur Sicherung von Steilböschungen mit Hilfe von Geotextilien. 23. Int. Chemiefasertagung Dornbirn.
- [75] Gußmann, P./ Ochmann, H. (1985) Probabilistic Theory and Kinematical Element Method. 11th ICSMFE San Francisco.
- [76] Smoltczyk, U./ Malcharek, K. (1985) Slope protection by membrane structures. GEOTEXTILES AND GEOMEMBRANES 2.
- [77] Smoltczyk, U./ Salden, D./ Majchrzyk, K. (1985) Determination of the Shear Strength of Partially Decomposed Mudstone. 11th ICSMFE San Francisco.
- [78] Smoltczyk, U. (1985) Axial Pile Loading Test - Part 1: Static Loading. GEOTECHNICAL TESTING JOURNAL 8.

- [79] Schad, H. (1985) Computing costs for FEM Analysis of Foundation Engineering Problems and Possible Ways of Increasing Efficiency. Int. Journ. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 9, S.261-275.
- [80] Gußmann, P. (1986) Kinematical Element Method for 3D-Problems in Geomechanics. Proc. ECONMIG 86, Stuttgart, Vol. 2.
- [81] Smolitzky, U./
Schad, H. (1986) Steigerung der Arbeitssicherheit und Umweltfreundlichkeit bei der Böschungssicherung. Bautechnik 63, S.289-294.
- [82] Baumann, J./
Ochmann, H. (1986) Erdstatische Sicherheitsbewertung von Erddämmen an Speicherbecken. Baugrundtagung Nürnberg, S.261-273.
- [83] Gußmann, P. (1987) Kinematical Element Method in Soil Mechanics. Proc. NUMEG 87, Vysoke Tatry, CSSR, Vol. 1, S.116-128.
- [84] Gußmann, P. (1987) Böschungsgleichgewicht im Lockergestein. Grundbautaschenbuch, Teil 3, Abschn. 3.2, 3. Auflage, W. Ernst u. Sohn.
- [85] Smolitzky, U. (1987) Stützmauern. Grundbautaschenbuch, Teil 3, Abschn. 3.7, 3. Auflage, W. Ernst u. Sohn.

