



INSTITUT FÜR GEOTECHNIK
STUTT GART

1987

MITTEILUNG 27

SANG DUK LEE

UNTERSUCHUNGEN ZUR STANDSICHERHEIT
VON SCHLITZEN IM SAND
NEBEN EINZELFUNDAMENTEN



INSTITUT FÜR GEOTECHNIK
STUTT GART

1987

MITTEILUNG 27

SANG DUK LEE

UNTERSUCHUNGEN ZUR STANDSICHERHEIT
VON SCHLITZEN IM SAND
NEBEN EINZELFUNDAMENTEN

GEDRUCKT MIT UNTERSTÜTZUNG DES
DEUTSCHEN AKADEMISCHEN AUSTAUSCHDIENSTES

UNTERSUCHUNGEN ZUR STANDSICHERHEIT
VON SCHLITZEN IM SAND
NEBEN EINZELFUNDAMENTEN

Von der Fakultät Bauingenieur- und Vermessungswesen
der Universität Stuttgart zur Erlangung der Würde
eines Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)
genehmigte Abhandlung,

vorgelegt von

Sang Duk Lee

geboren in Kyung Gi-Do, Korea.

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. P. Gußmann

Mitberichter : Prof. Dr.-Ing. E. Ramm

Tag der mündlichen Prüfung: 2. Juli 1987

Das Institut für Geotechnik ist eine Einrichtung
der Universität Stuttgart und hieß bis 1987
Institut für Grundbau und Bodenmechanik.

ISBN 3-921837-27-8

Gegen Vervielfältigung und Übersetzung bestehen keine
Einwände, es wird lediglich um Quellenangabe gebeten.
Herausgegeben 1987 im Eigenverlag des Institutes für
Geotechnik.

VORWORT DES HERAUSGEBERS

Die experimentelle und theoretische Erforschung von bodenmechanischen Traglastproblemen gehört zu dem langjährig gepflegten Arbeitsprogramm des Instituts für Geotechnik (bis 1987: Institut für Grundbau und Bodenmechanik).

Die hier vorgelegte Dissertation von Herrn Dr.-Ing. Sang Duk Lee aus Seoul, Südkorea, ist das jüngste Ergebnis dieser Bemühungen und knüpft an die von W. LUTZ 1983 abgeschlossene Arbeit an, bei der es um die Tragfähigkeit suspensionsgestützter Schlitzte neben Linienlasten ging. Seitdem ist es dank der Forschungsergebnisse von Herrn Prof. GUSSMANN möglich geworden, auch räumliche Traglastprobleme der Bodenmechanik durch systematische und vollständige Variation von Mehrkörper-Bruchmechanismen theoretisch befriedigend anzugehen, wofür die Arbeit von Herrn Lee ein interessantes Beispiel gibt.

Die Veröffentlichung fällt in eine Zeit, in der eine lebhafte Diskussion um die Sicherheitsforderungen der Geotechnik im Gange ist. Ein wesentliches Entscheidungselement ist dabei die Zuverlässigkeit des angewendeten Rechenmodells. Sie läßt sich auf dem hier aufgezeigten Weg auch für zahlreiche andere Randwertaufgaben der Bodenmechanik beantworten. Ich würde mich daher freuen, wenn die große Mühe, die Herr Lee sich gemacht hat, auf fruchtbaren Boden fällt und das Vertrauen in die Traglastmethode wachsen läßt.

Auch nehme ich gerne Gelegenheit, mich bei der Deutschen Forschungsgemeinschaft für ihre auskömmliche finanzielle Förderung des Forschungsvorhabens und beim Deutschen Akademischen Austauschdienst für die Finanzierung des Aufenthaltes von Herrn Lee zu bedanken.

Smoltczyk

KURZFASSUNG

Ziel der Arbeit ist es, das Tragverhalten von Einzelfundamenten neben suspensionsgestützten Schlitzwänden experimentell und theoretisch zu klären und der Baupraxis einen Dimensionierungsvorschlag zur Vermeidung von Einbrüchen zu unterbreiten.

In der Versuchsgrube (B/L/T = 9/12/4 m) des Instituts für Geotechnik Stuttgart wurden zunächst 9 Grundbruchversuche als Kontrollversuche zur Unterstützung der Scherfestigkeitsbestimmung und anschließend 18 großmaßstäbliche Schlitzversuche mit unterschiedlichen Schlitz- bzw. Fundamentabmessungen durchgeführt.

Bei den Versuchen wurde auf die von W. LUTZ (1983) eingeführte und seitdem bewährte Technik der Suspensionssimulation durch eine wassergefüllte Membran zurückgegriffen, die eine verlustfreie Wiederverwendung des Versuchsbodens (Rheinsand) ermöglicht.

Umfangreiche Kraft- und Verformungsmessungen gestatteten die Erfassung der Traglast und der Bruchform.

In einer zweiten kleinmaßstäblichen Versuchsserie wurden weitere 7 Grundbruchversuche und 24 Schlitzversuche in einem Versuchskasten mit den Abmessungen B/L/T = 1.0/1.2/1.0 m durchgeführt. Dabei wurde in 4 Versuchen der Lastfall "anstehendes Grundwasser" simuliert.

Als theoretisches Modell wird zunächst ein aus zwei Bruchkörpern bestehender Bruchmechanismus nach einem Verfahren, das auf PRATER (1973) zurückgeht, untersucht. Dem Ansatz des operativen Seitendruckparameters und der Abschätzung der durch die Einzelfundamentbelastung entstehenden Spannungen kommt eine entscheidende Bedeutung zu, wie durch Vergleich mit den Versuchsergebnissen festgestellt wird.

Der Praxis wird ein Dimensionierungskonzept unter Berücksichtigung einer geometrieabhängigen Eichkurve nach diesem Verfahren vorgeschlagen.

Als weiteres Rechenmodell wird die 3-D-Variante der Methode der Kinematischen Elemente nach GUSSMANN (1986) erfolgreich eingesetzt. Der angenommene Bruchmechanismus besteht aus 6 bzw. nach Ausnutzung der Symmetrie aus 4 Elementen. Die Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen ist hierbei sehr gut.

SUMMARY

The thesis intends to investigate the bearing capacity of footings adjacent to slurry trenches both by experiment and theory. This results in a design proposal which is considered sufficiently safe to avoid failures.

In the test pit (B/L/T = 9/12/4 m) of the Geotechnical Institute Stuttgart 9 initial bearing capacity tests were run to control the shear strength data. Then, 18 large-scale trench tests with variable trench and footing parameters were performed. During these tests, the retaining effect of the slurry was simulated by a water bag, a technique introduced by W. LUTZ (1983) and well-tried since then. This allows re-using the sand without loss (Rhine Sand).

Comprehensive measurements of forces and displacements permitted recognizing both the bearing capacity and the failure mode.

By a second small-scaled test sequence, 7 bearing capacity tests without and 24 tests with trenches were run in a test box of B/L/T = 1.0/1.2/1.0 m dimensions. With 4 of these, the loading case 'high ground water level' was simulated.

In analysing the results, several approaches were tried. At first, a two-body-mode was used for this problem, see also PRATER (1973). In comparing the findings with the test results, the choice of the coefficient of lateral earth pressure proved to be decisive as well as the evaluation of the stresses induced by the footing into the ground.

For practical applications, a design concept following this approach is proposed which is bound to a calibration curve depending on the geometry of the problem.

In an additional analysis, the three-dimensional approach of GUSSMANN's Method of Kinematical Elements (1986) is applied successfully. The failure mechanism applied consists of 6 or - using the symmetry of the problem - 4 elements. There is a very good agreement with the experimental findings.

INHALT

Seite

Literatur	9
Bezeichnungen	20
1. EINLEITUNG	23
2. STAND DER TECHNIK	
2.1 Allgemeines	26
2.2 Klassische Erddrucktheorien	28
2.3 Standsicherheitsberechnung von Schlitzten ohne Auflast	29
2.3.1 Statische Methode	30
2.3.2 Kinematische Methode	30
2.3.3 Kontinuumsmechanische Methode	35
2.4 Schlitz mit großer konzentrierter Auflast	36
2.5 Methode der Kinematischen Elemente	38
3. GROSSMASSTÄBLICHE VERSUCHE	
3.1 Umfang der Versuche	39
3.2 Versuchsboden	41
3.2.1 Beschreibung	41
3.2.2 Scherfestigkeit des Bodens	43
3.3 Versuchseinrichtung	43
3.3.1 Schablone für die Schlitzherstellung	43
3.3.2 Belastungseinrichtung	44
3.3.3 Fundamentplatte	46
3.4 Meßprogramm	46
3.4.1 Meßwerterfassung	46
3.4.2 Meßwerte	47
3.5 Versuchsdurchführung	48
3.5.1 Einbau des Sandes in die Versuchsgrube	48
3.5.2 Schlitzherstellung	50
3.5.3 Fundamentbelastung	55
3.6 Versuchsergebnisse	55
3.6.1 Allgemeines	55

3.6.2	Grundbruchversuche	58
3.6.3	Schlitzversuche	64
4.	KLEINMASSTÄBLICHE VERSUCHE	
4.1	Allgemeines	88
4.2	Einbau des Sandes	88
4.3	Versuchseinrichtung	92
4.4	Versuchsdurchführung	94
4.5	Feststellung der Bruchfigur	97
4.6	Versuchsergebnisse	98
5.	NACHRECHNUNG DER VERSUCHE MIT DER METHODE DER DREIDIMENSIONALEN KINEMATISCHEN ELEMENTE (KEM-3D)	
5.1	Allgemeines	116
5.2	Geometrie	117
5.3	Kinematik	119
5.4	Statik	121
5.5	Ergebnisse der Nachrechnung	124
6.	BERECHNUNGSVERFAHREN	
6.1	Allgemeines	126
6.2	Berechnungsverfahren	126
6.3	Ansätze für Reibungskräfte an der Seitenfläche des Bruchkörpers	128
6.4	Einfluß des Grundwassers	138
7.	VERGLEICHSBERECHNUNG	
7.1	Allgemeines	146
7.2	Ansatz des Erddruckbeiwerts	146
7.3	Vergleich des vorgeschlagenen Verfahrens mit Großversuchen	147
7.4	Nachrechnung der Ergebnisse von PULSFORT	148
7.5	Einfluß des Grundwassers	151
8.	ZUSAMMENFASSUNG	157

LITERATUR

- AAS, G. (1976):
Stability of Slurry Trench Excavated in Soft Clay. 6th ECSMFE, Wien, Vol. 1.1, S.103-110.
- AMR S. AZZOUZ/MOHSEN M. BALIGH (1978):
Three-dimensional slope stability analysis method. ASCE GT 9, S.1206-1208.
- BÄTCKE, W. (1982):
Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigten Halbraum. Mitteilung Heft 7, TU Braunschweig.
- BOLTON, M. D. (1986):
The Strength and Dilatancy of Sands. Géotechnique 36, S.65-68.
- BRITTO, A. M./KUSKABE, O. (1984):
On the Stability of Supported Excavations. Can. Geotech. J.21, S.338-348.
- COX, A. D. (1961):
Axially symmetric plastic deformations in soils. Phil. Trans. Soc., A 1036, 254, S.1-45.
- DENNHARDT M./FÖRSTER W. (1980):
Problems of Three-Dimensional Slope Stability.
- DIBIAGO, E./MYRVOLL, F. (1972):
Full Scale Field Test of a Slurry Trench Excavation in Soft Clay. 5th ECSMFE, Madrid, A, S.150-153.
- EKLUND, P. (1976):
Variation in Earthpressure at rest in Cohesionless Soils with Depth. 6th ECSMFE, Wien, Vol. 1.1, S.127-134.
- ELSON, W. K. (1968):
An Experimental Investigation of the Stability of Slurry Trenches. Géotechnique 18, S.37-49.

- FRÜCHTENICHT, H. (1984):
Ein einfaches Verfahren zur Berechnung der Setzungen hinter tiefen Baugrubenwänden. Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Institutes IGB Uni. Braunschweig.
- GOLDSCHIEDER, M. (1979):
Standsicherheitsnachweis mit zusammengesetzten Starrkörper-Bruchmechanismen. Geotechnik 2, S.130-139.
- GROSS, H. (1981):
Korrekte Berechnung des aktiven und passiven Erddruckes mit ebener Gleitfläche. Geotechnik 4, S.66-69.
- GRUHLE, H.-D. (1981):
Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches Problem des Erdwiderstandes. Mitteilungen des Grundbauinstitutes, Uni. Stuttgart, Heft 17.
- GUDEHUS, G. (1972):
Lower and Upper Bounds for Stability of Earth-retaining Structures. Proc. 5th ECSMFE, Vol.1, S.21-28, Madrid.
- GUDEHUS, G. (1980):
Materialverhalten von Sand. Anwendung neuerer Erkenntnisse im Grundbau. Bauingenieur 55, S.351-359.
- GUDEHUS, G. (1981):
Bodenmechanik. Enke-Verlag, Stuttgart.
- GUSSMANN, P. (1978):
Das allgemeine Lamellenverfahren unter besonderer Berücksichtigung von äußeren Kräften. Geotechnik 1, S.68-74.
- GUSSMANN, P. (1982):
Kinematical Elements for Soils and Rocks. Proc. of the 4th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics. Vol.1. S.47-52, Edmonton, Canada.

- GUSSMANN, P. (1983):
Stabilität von suspensionsgestützten Schlitzten unter statischen Lasten. 7th Donaueurop. CSMFE, Vol.II., S.55-60, Kishinjew, UdSSR.
- GUSSMANN, P. (1986):
Die Methode der Kinematischen Elemente. Mitteilungen des Grundbauinstitutes der Universität Stuttgart. Heft 25.
- GUSSMANN, P./LUTZ, W. (1981a):
Schlitzstabilität bei anstehendem Grundwasser. Geotechnik 2, S.70-81.
- GUSSMANN, P./LUTZ, W. (1981b):
Erwiderung, Geotechnik 4, S.208.
- GUSSMANN, P./OCHMANN, H. (1985):
Probabilistic Theory and Kinematical Element Method. 11th ICSMFE, San Francisco, USA.
- HANDY L.R. (1985):
The Arch in Soil Arching. ASCE, J. Geot. Engn. 111, S.302-318.
- HERZOG, H. (1981):
Die Standsicherheit von Erd- und Felsböschungen bei beliebiger Form der Rutschfläche. Bauingenieur 56, S.89-95.
- HILBERT, F./VEDER, C./FOIDL, G./HUBER, J. (1984):
Über die Wechselwirkung Bentonit-Lockerboden bei Tiefbauarbeiten. Österreichische Ingenieur- und Architektenzeitschrift, 129. Jg., S.85-94.
- HORN, A. (1978):
Räumlicher aktiver und passiver Erddruck. Seminar "Praktische Fragen der Ermittlung des Erddruckes und Erdwiderstandes", Tech. Akademie Wuppertal, S.41-52.
- HOVLAND H. JOHN (1977):
Three-dimensional slope stability analysis method. ASCE Journal GT 103, S.971-986.

HUDER, J. (1972):

Stability of Bentonite Slurry Trenches with some Experiences in Swiss Practice. 5th ECSMFE, S.517-522, Madrid.

JAMES, R. G./LORD, J.A. (1972):

An experimental and theoretical study of an active earth pressure problem relevant to braced cuts in sand. 5th ECSMFE, Sess.I, S.8-10, Madrid.

KAHL, H./NEUBER, H. (1957):

Beschreibung und Auswertung von Versuchen zur Feststellung der scheinbaren Kohäsion von erdfeuchten Sandböden, Fortschritte und Forschungen im Bauwesen, Heft 28, Stuttgart.

KARSTEDT, J. (1977):

Einfluß der Einbringung der Bentonitsuspension in das Erdreich auf die äußere Standsicherheit räumlich begrenzter Schlitzwände. Mitteilung des Grundbauinst. der TU-Berlin, Heft 1.

KARSTEDT, J. (1980):

Experimentelle Untersuchungen zum aktiven räumlichen Erddruck auf schmale Wände bei rolligen Böden. Seminar "Praktische Fragen der Ermittlung des Erddruckes und Erdwiderstandes", Tech. Akademie Wuppertal, Bericht 16.

KARSTEDT, J./RUPPERT, F. R. (1980):

Standsicherheitsprobleme bei der Schlitzbauweise. Baumaschine und Bautechnik (1980), S.327-334.

KARSTEDT, J.-P. (1982):

Untersuchungen zum aktiven räumlichen Erddruck im rolligen Boden bei hydraulischer Stützung der Erdwand. Mitteilung des Grundbauinstitutes der TU-Berlin, Heft 10.

KILCHERT, M. (1983):

Untersuchungen zum Einfluß der Leitwände auf die Standsicherheit von flüssigkeitsgestützten Erdschlitzten. Veröffentlichung des Grundbauinstitutes der TU Berlin, Heft 13.

KLAWA, N./SCHREYER, J. (1984):

Grabenverbau (trench sheeting and bracing). ASCE, ISSN 0175-2006.

KOBLER, W. (1982):

Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen. Mitteilungen des Grundbauinstitutes der Universität Stuttgart, Heft 18.

LOERS, G./PAUSE, H. (1976):

Die Schlitzwandbauweise für große und tiefe Baugruben in Städten. Bauingenieur 51, S.41-58.

LUTZ, W./SMOLTZYK, U. (1974):

Druckumlagerung neben Schlitzten im Baugrund. Forschungsbericht des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart.

LUTZ, W. (1983):

Tragfähigkeit des geschlitzten Baugrunds neben Linienlasten. Mitteilungen des Grundbauinstitutes der Universität Stuttgart, Heft 19.

MOH Z. C./SONG T. F. (1984):

Performance of Diaphragm Walls in Deep Foundation Excavations. Proc. Int. Conf.on Case Histories in Geotechn. Eng..

MORGENSTERN, N./AMIR-TAHMASSEB, I. (1965):

The stability of slurry trench in cohesionless soils. Géotechnique, S.387-395.

MÜLLER-KIRCHENBAUER, H. (1972):

Stability of Slurry Trenches. Proc. 5th ECSMFE, Madrid, A, S.176-177.

MÜLLER-KIRCHENBAUER, H. (1977):

Stability of Slurry Trenches in Inhomogeneous Subsoil. Proc. 9th ICSMFE Tokyo, II, S.125-132.

MÜLLER-KIRCHENBAUER, H. (1977):

Zur Standsicherheit von Schlitzwänden in geschichtetem Untergrund. Auszug aus Veröffentlichung Tokio 1977. Mitteilung des Grundbauinst. der TU-Berlin, Heft 1.

MÜLLER-KIRCHENBAUER, H./WALZ, B./KILCHERT, M. (1979):

Vergleichende Untersuchung der Berechnungsverfahren zum Nachweis der Sicherheit gegen Gleitflächenbildung bei suspensionsgestützten Erdwänden. Veröffentlichung des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Heft 5.

MÜLLER-KIRCHENBAUER, H./WALZ, B. (1980):

Vergleichende Untersuchung über die Standsicherheit suspensionsgestützter Schlitzte. Geotechnik 3, S.8-12.

NASH, J. K. T. L. (1976):

Slurry Trench Walls, Pile Walls, Trench Bracing. Proc. 6th ECSMFE Wien, 2.1, S.27-32.

NATH, P. (1983):

Trench Excavation Effects on Adjacent Buried Pipes: Finite Element Study. ASCE, Journ. GT Engr. 109, S.1399-1415.

PIASKOWSKI, A./KOWALEWSKI, Z. (1965):

Application of Thixotropic Clay Suspensions for Stability of Vertical Sides of Deep Trenches without Strutting. Proc. 6th ICSMFE Montreal, II, S.526-529.

POTYONDY, J.G. (1961):

Skin friction between cohesive granular soils and construction materials. Géotechnique 11, S.339-353.

PRATER, E.G. (1973):

Die Gewölbewirkung der Schlitzwände. Der Bauingenieur 48, S.125-131.

PRODINGER, W. (1981):

Das Trag- und Setzungsverhalten von Schlitzwandgruppen. Dissertation TU Graz, Österreich.

PULSFORT, M. (1986):

Untersuchungen zum Tragverhalten von Einzelfundamenten neben suspensionsgestützten Erdwänden begrenzter Länge. Dissertation, Bergische Universität Wuppertal, Bericht Nr.4.

PULSFORT, M./WALZ, B. (1981):

Erwiderung zu Gussmann/Lutz (1981). Geotechnik 4, S.206-208.

PULSFORT, M./WALZ, B. (1983):

Zur Frage der äusseren Standsicherheit von suspensionsgestützten Schlitzten neben bestehenden Gebäuden. 7th Donaueurop. CSMFE, Kishinjew, UdSSR, III, S.155-162.

SALDEN, D. (1980):

Der Einfluß der Sohlform auf die Traglast von Fundamenten. Mitteilungen des Grundbauinstitutes, Uni. Stuttgart, Heft 12.

SCHAD, H. (1985):

Möglichkeit der Böschungssicherung bei kleinen Baugruben. Mitteilungen des Grundbauinstitutes, Uni. Stuttgart, Heft 24.

SCHENCK, W. (1951):

Der Rammfahl. W. Ernst & Sohn. Berlin.

SCHMIDT, H.-H. (1981):

Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund. Mitteilungen des Grundbauinstitutes, Uni Stuttgart, Heft 14.

SCHNEEBELI, G. (1964):

La Stabilité des Tranchées profondes forées en presence de boue. La Houille Blanche, No.7, S.815-820.

SCHULTZE, E. (1968):

Der Reibungswinkel nicht bindiger Böden. Bauingenieur 43, S.313-320.

SMOLTZYK, U. (1960):

Ermittlung eingeschränkt plastischer Verformungen im Sand unter Flachfundamenten. W. Ernst und Sohn Verlag, Berlin.

SMOLTZYK, U. (1982):

Flachgründungen. Grundbautaschenbuch Teil 2, Abschn.2.5, 3. Aufl. W. Ernst und Sohn Verlag, Berlin.

- SMOLTCZYK, U. (1983):
Studienunterlage "Bodenmechanik und Grundbau", Uni. Stuttgart.
- SMOLTCZYK, U./KOLB, H. (1985):
Sohlreibung unter vorgespannten Spannbetonplattenstreifen.
Forschungsbericht DFG SM3/25.
- SMOLTCZYK, U./VOGT, N./HILMER, K. (1979):
Lateral Earth Pressure due to Surcharge. Proc. of 7th ESMFE, Brighton,
Vol.2, S.131-140.
- SOARES, M. M. (1984):
Performance of a 30 m Deep Instrumented Diaphragm Wall. Proc.
Int. Conf. on Case Histories in Geotechn. Eng., Vol.1, S.405-410.
- SOKOLOWSKI, V. V. (1962):
Statics of Soil Media. Butterworths Sci. Publ. London.
- SONDERMANN, W. (1984):
Erddruckermittlungen für beidseitig begrenzte Belastungen auf einer ebenen
Geländeoberfläche. Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Institutes IGB
Uni. Braunschweig.
- SPOTKA, H. (1977):
Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächen-Rüttelgeräten auf den
Erddruck einer Stützwand bei Sand. Mitteilungen des Grundbauinstitutes,
Uni. Stuttgart, Heft 18.
- STEINFELD, K. (1953):
Über den räumlichen Erdwiderstand. Mitteilung. Franzius-Inst., TH Hannover,
Heft 3, S.51.
- STROBL, T. (1982):
Das Tragverhalten einer flüssigkeitsgestützten Erdwand neben einer
Einzellast. Diss. TH Darmstadt.
- STROBL, T./BRETH, H. (1984):
Das Tragverhalten einer flüssigkeitsgestützten Erdwand neben einer
Einzellast. Bauingenieur 59, S.323-329.

- TEFERRA, A. (1975):
Beziehungen zwischen Reibungswinkel, Lagerungsdichte und Sondierwiderstän-
den nichtbindiger Böden. Forschungsberichte aus Bodenmechanik und Grundbau,
Heft 1. TH Aachen.
- TERZAGHI, K. v. (1936):
Stress distribution in dry and saturated sand above a yielding trap-door.
Proc. 1st ICSMFE Cambridge, I, S.307-311.
- TERZAGHI, K. v./JELINEK, R. (1954):
Theoretische Bodenmechanik. Springer Verlag, Berlin.
- TRÖGER, S./ADAMCZYK, R. (1971):
Tunnel Grenzstraße im Zuge der Stadtautobahn Köln. Der Bauingenieur 46,
S.421-426.
- UCHIDA, I./HIRATA, T. (1977):
Failure of Embankment Slope of Silty Sand "Masa". Proc. 9th ICSMFE Tokyo,
Vol.2, S.161-164.
- VEDER, C. (1981):
Einige Ursachen von Mißerfolgen bei der Herstellung von Schlitzwänden und
Vorschläge zu ihrer Vermeidung. Bauingenieur 56, S.299-305.
- VEDER, C. (1984):
The construction of diaphragm walls -some causes for failure and proposals
for their avoidance. Ground Engineering 17, Nr.7, S.13-17.
- VESIC, A. B. (1963):
Bearing capacity of deep foundations in Sand. Georgia Inst. of Technology,
Ann. Meet. of Highway Research Board, Washington.
- VESIC, A. B. (1967):
A study of bearing capacity of deep foundation. Georgia Inst. of
Technology, Atlanta/Georgia.
- VOGT, N. (1984):
Erddruckermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen
im Sand. Mitteilungen des Grundbauinstitutes, Uni. Stuttgart, Heft 22.

- WALZ, B./SCHOBER, H.-D./DIEKMANN, N. (1975):
Untersuchungen zum lagenweisen Einbau von Sandvolumina für bodenmechanische Modellversuche. Theorie und Praxis des Grundbaus und der Bodenmechanik. Festschrift zum 70. Geburtstag von Prof. Dr. H. Lorenz, Berlin.
- WALZ, B. (1977):
Beitrag zur Berechnung der äußeren Standsicherheit suspensionsgestützter Erdwände begrenzter Länge. Mitteilung des Grundbauinst. TU-Berlin, Heft 1, S.153-165.
- WALZ, B./KLAPPERICH, H. (1980):
Probleme des räumlichen Erddruckes auf Schachtwände. Seminar "Praktische Fragen der Ermittlung des Erddruckes und Erdwiderstandes", Tech. Akademie Wuppertal.
- WALZ, B./PRAGER, J., (1978):
Der Nachweis der äußeren Standsicherheit suspensionsgestützter Erdwände nach der Elementscheiben-Theorie. Veröff. Grundbauinstitut TU-Berlin, Heft 4.
- WALZ, B./PULSFORT, M. (1983):
Ermittlung der rechnerischen Standsicherheit suspensionsgestützter Erdwände auf der Grundlage eines prismatischen Bruchkörpermodells. Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau, Heft 1 und Heft 2.
- WANOSCHEK, H. R. (1972):
Der Einfluß von Fundamentlasten auf die Größe und Verteilung des Erddruckes auf biegsame, abgesteifte Baugrubenwände. Mitt. der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 9.
- WASHBOURNE, J. (1984):
The three-dimensional stability analysis of diaphragm wall excavations. Ground Engineering 17, Heft 4, S.24-29.
- WEISS, F. (1967):
Die Standsicherheit flüssigkeitsgestützter Erdwände. Bauingenieur-Praxis, Heft 70, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin/München.

- WEISS, F. (1969):
Sicherheitsfragen bei der Schlitzwandbauweise. Tiefbau-Berufsgenossenschaft, Heft 3.
- WEISS, F. (1979):
Stand der Schlitzwandbauweise: neuere Erkenntnisse für Planung und Ausführung. Festschrift zum 65. Geburtstag von o. Prof. Dr.-Ing. Richard Jelinek, München.
- WEISS, K. (1974):
Der Formbeiwert in der Grundbruchgleichung für nichtbindige Böden. Mitt. Inst. Verkehrsw. Grundb. Bodenmech. TH-Aachen, Heft 60.
- WEISS, K. (1976):
Zur Frage der Grenztragfähigkeit von flach gegründeten Streifenfundamenten in Böschungen. Mitteilung der Degebo, Heft 32, Berlin.
- WITKE, W. (1962):
Über die Scherfestigkeit rolliger Erdstoffe. Veröff. Inst. Bodenmech. Grundbau. TH- Karlsruhe, Heft 11.
- WONG, C. Y. (1984):
Stability Analysis of Slurry Trenches. ASCE, Journ. GT Engn. 110, S.1577-1590.
- ZIEGLER, E. J./WIRTH, J. L./MILLER, J. T. (1984):
Slurry Trench Wall Replaces Structure Underpinning. Proc. Int. Conf. on Case Histories in Geotechn. Eng. Vol.3, S.1287-1296.

BEZEICHNUNGEN

A_f	(m)	Achsabstand des Fundamentes von der suspensionsgestützten Erdwand
A_f, A_{1f}, A_{2f}	(m^2)	Flächeninhalt der Seitenfläche oberhalb des GW-Spiegels
A_u, A_{1u}, A_{2u}	(m^2)	Flächeninhalt der Seitenfläche unterhalb des GW-Spiegels
A_v	(m)	Abstand zwischen Fundamentvorderkante und suspensionsgestützter Erdwand
B_f	(m)	Breite des Fundamentes
B_s	(m)	Breite des Schlitzes
c	(kN/m^2)	Kohäsion
C_{s1}, C_{s2}	(kN)	Kohäsionskraft an der Seitenfläche des Bruchkörpers
F_1, F_2	(m^2)	Flächeninhalt der Seitenfläche des Bruchkörpers I bzw. II
G, G_1, G_2	(kN)	Gewicht des Bruchkörpers
G'	(kN)	Gewicht des teilweise unter Wasser liegenden Bruchkörpers
G_f, G_{f1}, G_{f2}	(kN)	Reduziertes Bruchkörpergewicht
G_r	(kN)	Bruchkörperteilgewicht oberhalb des GW-Spiegels
G_u, G_{u1}, G_{u2}	(kN)	Bruchkörperteilgewicht unterhalb des GW-Spiegels
H, H_1, H_2	(kN)	Haltende Kraft an der Seitenfläche des Bruchkörpers
K, K_o, K_y, K_h		Erddruckbeiwert
L_b	(m)	Bruchkörperlänge bei sehr langem und tiefem Schlitz
L_f	(m)	Länge des Fundamentes
L_R	(m)	Länge des rechnerischen Bruchmechanismus nach PULSFORT
L_s	(m)	Länge des Schlitzes
N	(kN)	Normalkraft auf die Ebene
N'	(kN)	Effektive Normalkraft in der Seitenfläche des teilweise im Wasser liegenden Bruchkörpers
N_g, N_{1g}, N_{2g}	(kN)	Normalkraft an der Seitenfläche des Bruchkörpers infolge Eigengewicht
N_{gf}, N_{gf1}, N_{gf2}	(kN)	Normalkraft infolge Eigengewicht an der Teilfläche des Bruchkörpers oberhalb des GW-Spiegels

N_{gu}, N_{gul}, N_{gu2}	(kN)	Normalkraft infolge Eigengewicht an der Teilfläche des Bruchkörpers unterhalb des GW-Spiegels
N_p, N_{1p}	(kN)	Normalkraft an der Seitenfläche des Bruchkörpers infolge Auflast
P	(kN)	Auflast auf dem Fundament
Q, Q_1, Q_2, Q_3	(kN)	Resultierende Kraft in der Gleitfläche
R, R_1, R_2	(kN)	Reibungskraft an der Seitenfläche des Bruchkörpers
R'	(kN)	Effektive Reibungskraft in der Seitenfläche des teilweise im Wasser liegenden Bruchkörpers
$R_g, R_{1g}, R_{2g}, R_{lgr}, R_{2gr}$	(kN)	Reibungskraft infolge Eigengewicht an der Seitenfläche des Bruchkörpers
$R_{gf}, R_{gfr}, R_{gf1}, R_{gf2}$	(kN)	Reibungskraft in der Seitenfläche des Bruchkörpers oberhalb des GW-Spiegels infolge Eigengewicht
$R_{gu}, R_{gur}, R_{gul}, R_{gu2}$	(kN)	Reibungskraft in der Seitenfläche des Bruchkörpers unterhalb des GW-Spiegels infolge Eigengewicht
R_p, R_{1p}, R_{1pr}	(kN)	Reibungskraft infolge Auflast auf dem Fundament an der Seitenfläche des Bruchkörpers
S	(kN)	Stützkraft der stützenden Flüssigkeit
S'	(kN)	Um die Wasserkraft abgeminderte Stützkraft der stützenden Flüssigkeit
t_0	(m)	Tiefe des Bruchkörpers II unter Geländeoberkante
t_1	(m)	Tiefe des Bruchkörpers I unter Geländeoberkante
T_b	(m)	Bruchkörpertiefe bei sehr langem und tiefem Schlitz
t_d	(m)	Tiefe des Bruchkörpers unter GW-Spiegel
T_s	(m)	Tiefe des Schlitzes
t_w	(m)	Tiefe des GW-Spiegels unter Geländeoberkante
V, V_1, V_2	(m^3)	Volumen des Bruchkörpers
V_f, V_{f1}, V_{f2}	(m^3)	Bruchkörpervolumen oberhalb des GW-Spiegels
V_u, V_{u1}, V_{u2}	(m^3)	Bruchkörpervolumen unterhalb des GW-Spiegels

W	(kN)	Wasserdruckkraft
X_p	(m)	Stich der Parabel des muschelförmigen Bruchkörpers
Z_{s1}	(m)	Schwerpunktordinate der Seitenfläche des Bruchkörpers I unter Geländeoberkante
Z_{s2}	(m)	Schwerpunktordinate der Zwangsgleitfläche des Bruchkörpers II unter Geländeoberkante
Z_{sf}, Z_{sfl}, Z_{sf2}	(m)	Schwerpunktordinate in der Teilfläche oberhalb des GW-Spiegels
Z_{su}, Z_{sul}, Z_{su2}	(m)	Schwerpunktordinate in der Teilfläche unter GW-Spiegel
$\alpha, \alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$	(°)	Neigung der Gleitfläche
α_p	(°)	Ausbreitungswinkel für die Spannungsverteilung unter dem Fundament in yz-Ebene nach PULSFORT
γ	(kN/m ³)	Wichte des Bodens
γ'	(kN/m ³)	Wichte des Bodens unter Auftrieb
γ_s	(kN/m ³)	Wichte der stützenden Flüssigkeit
γ_w	(kN/m ³)	Wichte des Wassers
δ	(°)	Sohlrreibungswinkel
η_k, η_ϕ		Äußere Standsicherheit des Schlitzes
θ	(°)	Verbreiterungswinkel des Bruchkörpers, von der Fundamentvorderecke ausgehend
$\theta_A, \theta_B, \theta_C, \theta_{AB}, \theta_{BC}$	(°)	Gleitflächenneigung im Modell von PULSFORT
ν	(°)	Dilatanzwinkel
σ'	(kN/m ²)	Effektive Vertikalspannung im Boden unter Auftrieb
σ_o	(kN/m ²)	Normierte Fundamentlast
σ_z, σ_y	(kN/m ²)	Spannung im Boden
σ_{zg}, σ_{yg}	(kN/m ²)	Spannung im Boden infolge Eigengewicht
σ_{zp}, σ_{yp}	(kN/m ²)	Zusätzliche Spannung im Boden infolge der Fundamentlast
φ	(°)	Reibungswinkel des Bodens
φ_{cal}	(°)	Vorhandener Reibungswinkel des Bodens
φ_{erf}	(°)	Erforderlicher Reibungswinkel des Bodens

1. EINLEITUNG

Im Grundbau werden Stahlbetonwände von der Geländeoberfläche aus im Untergrund hergestellt. Die für die Herstellung ausgehobenen Hohlräume werden durch eine thixotrope Tonsuspension bis zum Betonieren stabilisiert.

Dabei wird die Standsicherheit nicht nur gegen Abgleiten von Einzelkörnern und Korngruppen an der Erdwand ("Innere Standsicherheit") sondern auch gegen die den Schlitz gefährdende Gleitflächenbildung im Boden um den Schlitz ("Äußere Standsicherheit") geprüft.

Die "Innere Standsicherheit" der suspensionsgestützten Schlitzwand wird von den Eigenschaften der Tonsuspension, der Korngröße und der Filterlänge bestimmt.

Die Bruchkörperausbildung in der Nähe des Schlitzes infolge Absenkung des Suspensionsspiegels im Schlitz oder Anstieg des Grundwasserspiegels im Boden ist bereits von mehreren Verfassern untersucht worden. Dasselbe gilt für die "Innere Standsicherheit", daher werden diese Aspekte in der vorliegenden Arbeit nicht näher untersucht.

Beim Aushub und der Herstellung des Schlitzes treten nur geringe Spannungsänderungen im Boden auf. Das ist einer der wichtigsten Vorteile der Schlitzwandbauweise. Dadurch können die Schlitzte unmittelbar neben Bauwerken angeordnet werden, wenn das Bauwerk genügende Eigensteifigkeit hat und wenn die Lamellenlänge entsprechend der Lastgröße reduziert wird.

Wird eine ausreichend große äußere Last auf einem Streifen oder Einzel-fundament neben dem Schlitz aufgebracht, bildet sich ein Bruchkörper mit einer durch das Fundament erzwungenen Gleitfläche aus, obwohl die Suspensionsspiegelhöhe im Schlitz und der Grundwasserstand im Boden konstant bleiben. Solche vom Fundament erzwungenen Bruchmechanismen und die zugehörigen Tragfähigkeiten des Fundamentes direkt neben dem Schlitz wurden bislang kaum untersucht.

Dies gilt insbesondere für großmaßstäbliche Versuche, bei denen die Belastung selten bis zum Versagen des Schlitzes gesteigert wurde.

Diese Arbeit hat daher das Ziel, auf experimentellem Weg sowohl die räumliche Form des Bruchkörpers infolge der auf das Einzelfundament aufbrachten äußeren Auflast als auch seine Tragfähigkeit zu ermitteln.

Dafür wurden die Versuche in zwei verschiedenen Maßstäben durchgeführt. Die großmaßstäblichen Versuche wurden in einer freien Versuchsgrube durchgeführt. Die kleinmaßstäblichen Modellversuche im Labor entsprachen im Ablauf den großmaßstäblichen Versuchen.

Der Einfluß von wechselnden Grundwasserständen wird in begleitenden kleinmaßstäblichen Modellversuchen untersucht.

Bei den Versuchen wurden die Einzelfundamente in variablen Abständen von verschieden langen und tiefen Schlitzten im Sand bis zum Versagen des Schlitzes belastet. Die äußere Last wurde senkrecht und mittig auf das starre Fundament, dessen Abmessung in Schlitzrichtung jeweils kleiner als die Schlitzlänge war, mit einer konstanten Vorschubgeschwindigkeit aufgebracht.

Als Variablen wurden die Schlitzgeometrie, d.h. Schlitzlänge und -tiefe, Fundamentgröße und -lage und die Dichte des Untergrundes gewählt. Bei der Variation der Fundamentlage wurde der Fundamentabstand von der Schlitzwand auf der Mittellinie variiert. Damit lag die Last symmetrisch zum Schlitz. Die Fundamentgröße und die Lagerungsdichte des Untergrundes wurden ebenfalls variiert.

In einigen kleinmaßstäblichen Versuchen wurden Einzelfundamente neben dem Schlitz auf der Oberfläche bei unterschiedlicher Grundwasserspiegellhöhe belastet. Dabei waren die Schlitzgeometrie, die Fundamentgröße und -lage, sowie die Lagerungsdichte des Untergrundes konstant.

Die Schlitzwände wurden nach dem Sandeinbau durch das Herausziehen einer zuvor eingestellten Stahlshablone hergestellt. Beim Herausziehen wurde die Oberflächenverformung neben dem Schlitz gemessen.

Die Hohlräume wurden bei der Schlitzherstellung anstelle einer echten Ton-suspension durch einen mit Wasser gefüllten Foliensack gestützt. Dadurch konnte der Sand problemlos für neue Versuche wieder verwendet werden. Der

Wasserspiegel im Schlitz wurde dabei jeweils auf Höhe der Geländeoberkante gehalten.

Der räumliche Verlauf der Bruchkörper wurde beim Abgraben mittels der beim Sandeinbau hergestellten Markierungsschichten festgestellt.

Die durchgeführten Versuche wurden zunächst mit Hilfe der räumlichen Kinematische-Elemente-Methode (KEM-3D) nachgerechnet.

Dazu wurde ein für die praktische Anwendung geeignetes Berechnungsmodell aus 6 räumlichen Elementen entwickelt. Durch die Ausnutzung seiner Symmetrieeigenschaften konnte die Berechnung auf 4 Elemente reduziert werden.

Anhand der in den Versuchen festgestellten Bruchmechanismen wurde ein für die Baupraxis brauchbares vereinfachtes Berechnungsverfahren aus zwei Teilbruchkörpern für die Tragfähigkeit eines Einzelfundamentes neben suspensionsgestützten Schlitzten vorgeschlagen, das geometrisch einfach und für die Baupraxis ausreichend genau ist.

Die anzusetzenden Erddruckbeiwerte für das vorgeschlagene Berechnungsverfahren wurden durch Rückrechnung der durchgeführten Versuche bestimmt. Ihre Berechtigung wurde durch die Nachrechnung der Versuchsreihen 400 und 500 nach PULSFORT (1986) nachgewiesen.

2. STAND DER TECHNIK

2.1 ALLGEMEINES

Bei der Schlitzwandbauweise werden die schlitzförmigen Hohlräume im Boden während der Aushubarbeit und bis zum Betonieren durch eine eingefüllte thixotrope Tonsuspension stabilisiert. Die Qualitätsanforderungen an thixotrope Suspensionen als Füllmaterial im Grundbau sind in DIN 4127 genormt.

Die Sicherheit gegen das lokale Abrieseln von einzelnen Bodenteilchen in die Suspension und die rückschreitende Erosion fallen in das Konzept der "Inneren Sicherheit" (WEISS, 1967; MÜLLER-KIRCHENBAUER, 1977).

Wenn die Stützkraft der Suspension im Schlitz durch die Absenkung des Suspensionsspiegels oder durch einen Anstieg des Grundwasserspiegels im Boden abgemindert oder der Erddruck durch die in der Nähe des Schlitzes liegende Auflast vergrößert wird, kommt es im Boden neben dem Schlitz zur Ausbildung einer Gleitfläche. Der Erdkörper rutscht auf der Gleitfläche in den Hohlraum ab, er "versagt".

Die Sicherheit gegen die Gleitflächenbildung im Boden, die "Äußere Sicherheit", wird im allgemeinen wie folgt definiert:

$$\eta_k = \frac{S - W}{E}$$

mit S... Stützkraft der Tonsuspension
W... Druckkraft des Grundwassers
E... Erddruck

Eine andere Sicherheitsdefinition ergibt sich durch die Bildung des Verhältnisses von vorhandenen zu erforderlichen Scherparametern:

$$\eta_\varphi = \frac{\tan \varphi_{cal}}{\tan \varphi_{erf}}$$

mit φ_{cal} ... vorhandener Reibungswinkel
 φ_{erf} ... erforderlicher Reibungswinkel

Einige der bis jetzt veröffentlichten Berechnungsmethoden für die Stand-sicherheit einer geschlitzten Erdwand und die zugehörigen durchgeführten Schlitzversuche sind von WALZ/PRAGER (1978), MÜLLER-KIRCHENBAUER/WALZ/KILCHERT (1979), LUTZ (1983), GUSSMANN (1983) und PULSFORT (1986) ausführlich dargestellt worden. Sie werden hier nur kurz zusammengefaßt.

Die Erddruckkraft wird im ebenen Fall, z.B. bei sehr langem Schlitz, nach der klassischen ebenen Erddrucktheorie berechnet.

Beim Schlitz mit begrenzter Länge werden die Erddruckkräfte im Boden im äußeren Bereich des Schlitzes umgelagert, es entsteht eine "Gewölbewirkung". Dadurch ist der räumliche Erddruck geringer als der ebene Erddruck.

Dieser geringere räumliche Erddruck kann mit Hilfe der klassischen ebenen Erddrucktheorie aus dem plastischen Grenzzustand in der diskreten Gleitfläche (Kinematische Methode) oder in einer Bruchzone (Statische Methode) berechnet werden.

Einige Verfasser haben versucht, den räumlichen Erddruck unter Berücksichtigung von elastoplastischen Verformungen im Boden mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode (FEM) zu berechnen ("Kontinuumsmechanische Methode"). Die Anwendung der FEM auf räumliche Bruchprobleme ist auch wegen des großen Rechenaufwandes noch nicht unproblematisch (LUTZ, 1983).

Es gibt zwar einige Methoden für den ebenen Fall, die zur sogenannten "Statischen Methode" gehören, für den räumlichen Fall existiert jedoch bisher keine allgemeine Methode.

Von Anwendungen der RANKINESchen Erddrucktheorie an einer zum Schlitz parallelen vertikalen Elementscheibe wird in Abschnitt 2.3.1 kurz berichtet werden.

Die einfachste und am häufigsten angewandte Methode ist die Kinematische Methode. Dabei wird das Gleichgewicht entweder am auf der Gleitfläche abrutschenden Bruchmonolith mit COULOMBScher Erddrucktheorie, oder an einer Bodenscheibe mit TERZAGHIscher Erddrucktheorie betrachtet (Abschnitt 2.3.2).

Bei der kinematischen Methode kann der gegenüber dem ebenen Fall geringere räumliche Erddruck auf zwei Arten berücksichtigt werden. Zum einen können in den Seitenflächen des Bruchkörpers parallel zur Gleitfläche haltend wirkende Schubkräfte angenommen werden (Prismatisches Bruchkörpermodell: PRATER, 1973 ; LUTZ, 1983), zum anderen kann dies durch eine Verminderung des Bruchkörpervolumens geschehen (Muschelförmiges Bruchkörpermodell: PIASKOWSKI/KOWALEWSKI, 1965). Daraus ergeben sich einige Berechnungsverfahren, die sich nach der Methode der Schubkräfteberechnung in den Seitenflächen eines keilförmigen prismatischen Bruchkörpermodells (vereinfachend Keilmodell genannt) oder nach dem Vorgehen bei der Bruchkörpervolumenverminderung eines muschelförmigen Bruchkörpermodells unterscheiden.

Leitet man eine konzentrierte Auflast über ein seitlich neben einem Schlitz liegendes Einzel- oder Streifenfundament ein, dann wird die Bruchkörperbildung von der Schlitzgeometrie, der Lage und den Abmessungen des Fundamentes beeinflusst. Der dabei entstehende Bruchmechanismus weicht von dem ohne große Auflast stark ab (LUTZ, 1983).

Der Einfluß einer konzentrierten Auflast kann am einfachsten beim keilförmigen prismatischen Berechnungsmodell betrachtet werden. Hierbei werden die zusätzlichen Schubkräfte infolge der Auflast an der Seitenfläche des Keils unter Berücksichtigung der Zwangsgleitflächenbildung (LUTZ, 1983 ; PULSFORT, 1986) oder ohne dessen Berücksichtigung (WALZ/PRAGER, 1978) grob angenähert.

Im Keilmodell können jedoch nur in Keillängsrichtung konstante Lasten, d.h. die auf der Keiloberfläche gleichverteilte Flächenlast oder die zur Keillängsrichtung parallele Linienlast, berücksichtigt werden. Deshalb muß die Einzellast im Keilmodell zur gleichmäßigen Flächenlast verschmiert (WALZ/PRAGER, 1978) oder mit einem Abminderungsfaktor gegenüber einer Linienlast reduziert werden (LUTZ, 1983).

Sehr selten wurden Berechnungsverfahren direkt für Einzelfundamente entwickelt (PULSFORT, 1986). Vielmehr wurden andere Modelle zur Berücksichtigung dieser Randbedingung angepaßt.

2.2 KLASSISCHE ERDRUCKTHEORIEN

Der räumliche Erddruck wird auf Grund der klassischen Erddrucktheorie er-

rechnet, und zwar nach zwei unterschiedlichen Verfahren, die kinematische und statische Methode genannt werden (Bild 2.1).

Die kinematische Methode, die ein Bruchmechanismus mit diskreten Gleitflächen zugrundeliegt, bildet die Grundlage der meisten räumlichen Erddruckansätze, wobei das Gleichgewicht an einem auf einer ebenen oder einfach gekrümmten Gleitfläche abrutschenden Bruchmonolithen betrachtet wird.

COULOMB betrachtete ein Kräftegleichgewicht an einem Bruchmonolith, TERZAGHI hingegen das Kräftegleichgewicht an einem scheibenförmigen Teilelement des Bruchkörpers.

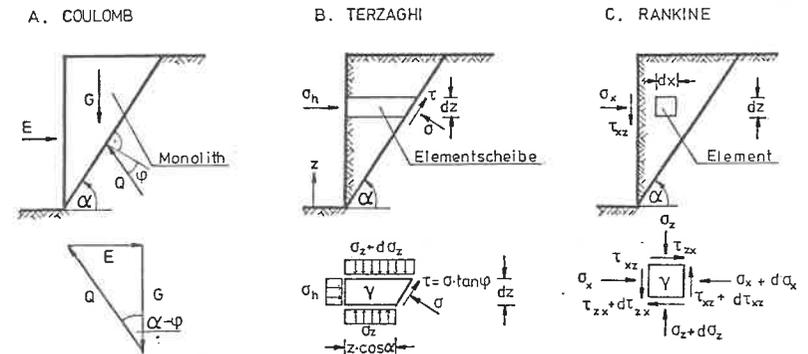


Bild 2.1 Klassische Erddrucktheorie

RANKINE betrachtet das Gleichgewicht an einem infinitesimalen Element. Für die große Bruchzone, in der die MOHR-COULOMBSche Grenzbedingung erfüllt ist, wird der örtliche plastische Grenzzustand angesetzt (statische Methode).

2.3 STANDSICHERHEITSBERECHNUNG VON SCHLITZEN OHNE AUFLAST

Bei der Berechnung der Standsicherheit suspensionsgestützter schlitzförmiger Hohlräume im Boden wird der Erddruck im allgemeinen nach folgenden unterschiedlichen Verfahren berechnet:

- der statischen Methode
- der kinematischen Methode
- der Kontinuumsmechanischen Methode.

2.3.1 STATISCHE METHODE

Bei der Statischen Methode befindet sich der Boden in der Bruchzone im plastischen Grenzzustand (Zonenbruch), in der die MOHR-COULOMBSche Grenzbedingung erfüllt ist (Erddrucktheorie nach RANKINE). Dieser Erddruckansatz wird in einer zum Schlitz parallelen und an der Schlitzwand angrenzenden senkrechten Elementscheibe mit der Dicke 1 betrachtet. Die Reibungskraft hat auf die beiden lotrechten seitlichen Begrenzungsflächen in vertikaler Richtung eine Stützwirkung. Dadurch wächst die Vertikalspannung in der Scheibe mit der Tiefe unterlinear an.

SCHNEEBELI (1964) betrachtete die Gleichgewichtsbedingungen an einem bogenförmigen Scheibenelement (Bild 2.2).

HUDER (1972) untersuchte die Gleichgewichtsbedingungen an einem Scheibenelement unter der Annahme einer konstant verteilten Vertikalspannung an einem geraden Scheibenelement und führte einen Abminderungsfaktor gegenüber dem ebenen Fall ein (Bild 2.2).

Die Erddruckkraft wird von beiden Autoren durch die Integration der Erddruckspannungen über die Wandhöhe berechnet.

Zu dieser Methode gehören ebenfalls einige Lösungsverfahren für axial-symmetrische Fälle (COX, 1981) oder ebene Probleme (SOKOLOWSKI, 1962). Es gibt jedoch noch keine Verfahren für allgemeine räumliche Probleme (GUSSMANN, 1983).

2.3.2 KINEMATISCHE METHODE

Bei der Kinematischen Methode wird anders als bei der Statischen Methode der plastische Grenzzustand in diskreten Gleitflächen betrachtet (Linienbruch).

Die Erddruckkraft kann aus den Gleichgewichtsbedingungen an den auf einer ebenen oder einfach gekrümmten Gleitfläche abrutschenden Bruchmonolithen ermittelt werden. Die Variation der Bruchkörpergeometrie liefert ihr Maximum. Der Bruchkörper kann rechnerisch in vertikale (WALZ/PULSFORT, 1983) oder horizontale (WALZ/PRAGER, 1978) Scheibenelemente oder auch in mehrere Teilbruchkörper (PULSFORT, 1986) unterteilt werden.

Die räumliche Wirkung, und damit die gegenüber dem ebenen Fall kleinere

Erddruckkraft, kann auf verschiedenen Arten berücksichtigt werden.

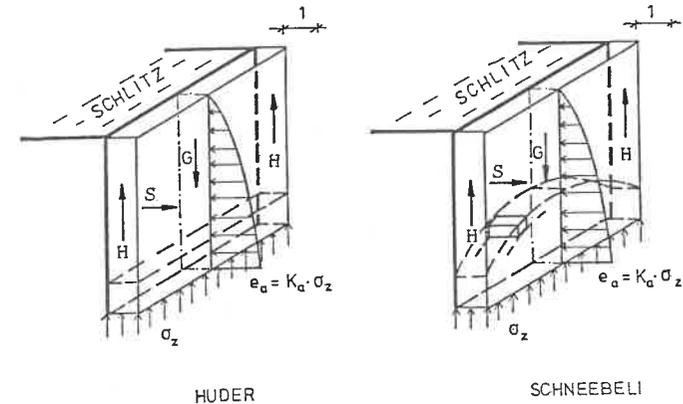


Bild 2.2 Bruchkörpermodelle nach der Theorie von RANKINE (aus MÜLLER-KIRCHENBAUER/WALZ/KILCHERT, 1979)

PRATER (1973), GUSSMANN/LUTZ (1981a), WALZ/PRAGER (1978) und WALZ/PULSFORT (1983) setzten an den Seitenflächen des Bruchkeils zusätzliche haltende Schubkräfte an (Prismatischer Bruchkörper in Abschnitt 2.3.2.A).

PIASKOWSKI/KOWALEWSKI (1965), KARSTEDT (1982) und WASHBOURNE (1984) führten eine Abminderung des Bruchkörpervolumens ein (muschelförmiger Bruchkörper im Abschnitt 2.3.2.B).

A) PRISMATISCHER BRUCHKÖRPER

Der in der Natur bzw. in den Versuchen beobachtete räumliche Bruchkörper wird grob als ein keilförmiges Prisma mit senkrechten Seitenflächen idealisiert. Es wird angenommen, daß dieser Bruchkörper, dessen Querschnitt über die Schlitzlängsrichtung konstant ist, auf einer schmalen Gleitfläche in Richtung des Schlitzes abrutscht (Linienbruch).

Der räumliche Erddruck kann dann mit der klassischen Erddrucktheorie nach COULOMB oder TERZAGHI durch den Abzug von haltenden Schubkräften an den senkrechten Keilseitenflächen, die von einigen Verfassern auch als "Stirnflächen" bezeichnet wurden, berechnet werden.

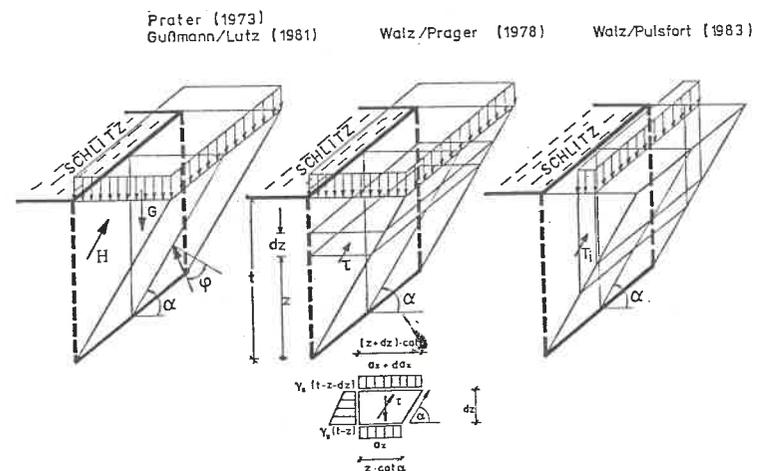


Bild 2.3 Prismatische Bruchkörper

Es wird angenommen, daß die Schubkräfte S unter einem solchen Winkel gegen die Horizontale geneigt sind, daß sie parallel zur unteren Gleitfläche des Bruchkeils wirken.

Die Schubkräfte H werden aus der auf die senkrechten Seitenfläche wirkenden Normalkraft N und dem Reibungswinkel φ berechnet. Die Reibung in den Seitenflächen wird gleichmäßig mobilisiert.

$$H = N \cdot \tan \varphi$$

Dabei beträgt die Normalkraft N

$$N = \int_F \sigma_y \cdot dF = \int_F K_y \cdot \sigma_z \cdot dF = K_y \cdot \int_F \sigma_z \cdot dF$$

Daraus läßt sich folgern, daß die angesetzte Form der Vertikalspannungsverteilung für die Größe des räumlichen Erddruckes maßgeblich ist (WALZ/PRAGER, 1978).

Es wurden von mehreren Autoren verschiedene Ansätze entwickelt (TRÖGER/ADAMCZYK, 1971; PRATER, 1973; WALZ/PRAGER, 1978; GUSSMANN/LUTZ, 1981a; WALZ/PULSFORT, 1983).

Bei der Wahl des Seitendruckbeiwerts K_y werden verschiedene Annahmen getroffen. Sie liegen in folgenden Bereichen :

$$K_{ah} (\delta = 0) \leq K_y \leq K_{ah} (\delta = -\varphi)$$

GUSSMANN (1983) nahm den Erdrudruckbeiwert K_0 an, da sich der Keil in Schlitzlängsrichtung nicht bewegt.

Der Erddruck wird aus der Gleichgewichtsbetrachtung am Bruchmonolithen berechnet. Die minimale Erddruckkraft ergibt sich aus der Variation des Gleitflächenwinkels α .

PRATER (1973) erweiterte die COULOMBSche Theorie des prismatischen Bruchkörpers durch die Einführung der zusätzlichen Schubkräfte in den Seitenflächen. Dabei nahm er die Vertikalspannung als mit der Tiefe linear zunehmend an. Dadurch werden die seitlichen Schubkräfte überschätzt. Sie überschreiten beim Lastfall Eigengewicht ab einer gewissen Tiefe die wirklichen Erddruckkräfte, und es ergeben sich zu große rechnerische Sicherheiten.

WALZ/PRAGER (1978) kombinierten den prismatischen, eben begrenzten Gleitkörper und die TERZAGHISCHE Erddrucktheorie miteinander. Auf der horizontalen Elementscheibe nahmen sie die Vertikalspannung als konstant an. Diese Annahme führte bei einfach geknickten Gleitflächen zu nur unwesentlich höherem Rechenaufwand und zu einer geringfügig größeren Erddruckkraft.

GUSSMANN/LUTZ (1981a) setzten an einem von einer Linienlast erzwungenen Prisma seitlich stützende Schubkräfte infolge des Bodeneigengewichts und der zum Schlitz parallelen Linienlast an.

Die Vertikalkraft infolge Eigengewicht und Linienlast wird bei diesem Ansatz um den Vertikalanteil der seitlichen Schubkräfte reduziert, als Sicherheitsdefinition wurde die FELLENIUS-Regel angewendet.

In der DIN 4126 wird angenommen, daß die Vertikalspannung im Boden infolge des Bodeneigengewichtes linear mit der Tiefe zunimmt und ab einer gewissen Tiefe konstant bleibt. Diese Annahme basiert auf einer Näherungslösung von TERZAGHI für Spannungen in einem Silo infolge gleichmäßiger Auflasten. Auf

die vertikalen Lamellen des Bruchkörpers (WALZ/PULSFORT, 1983) können bei diesem Ansatz auch konzentrierte Streifenfundamentlasten angesetzt werden.

B) MUSCHELFÖRMIGER BRUCHKÖRPER

Der in der Natur oder im Versuch auftretende räumliche in den Schlitz hinein abrutschende Bruchkörper wird bei diesen Ansätzen als muschelförmig aufgefaßt.

Mit dem gegenüber dem keilförmigen Bruchmonolithen geringeren Bruchkörpervolumen dieses Ansatzes wird eine kleinere räumliche Erddruckkraft als im ebenen Fall berechnet.

Die Ansätze von PIASKOWSKI/KOWALEWSKI (1965), KARSTEDT (1982) und WASHBOURNE (1984) unterscheiden sich nach der Art der Verminderung des Bruchkörpervolumens (Bild 2.4). Durch die Variation der Bruchkörpergeometrie wird der maximale Erddruck berechnet.

PIASKOWSKI/KOWALEWSKI (1965) haben die COULOMBSche Erddrucktheorie auf den räumlichen Fall übertragen, wobei als Bruchmonolith ein senkrecht stehender Halbzylinder mit einer parabelförmigen Grundfläche angenommen wurde. Der Zylinder wird von einer ebenen Gleitfläche geschnitten und hat an der Oberfläche die Form einer quadratischen Parabel. Die Mantelfläche des Zylinders wird als spannungsfrei angenommen. Der Stich X_p der Parabel läßt sich aus der Schlitzlänge L_s und dem Reibungswinkel φ wie folgt berechnen:

$$X_p = 0.5 \cdot L_s \cdot \cot \varphi$$

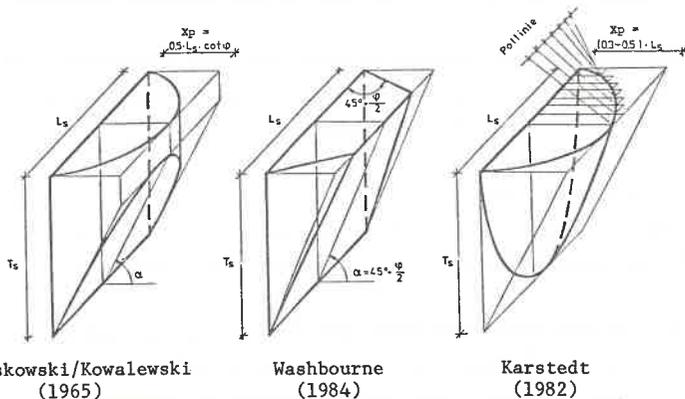


Bild 2.4 Abminderung des Bruchkörpervolumens

Durch eine Variation der Gleitflächenneigung α wird der optimale Erddruck, der auf der sicheren Seite liegt, berechnet. Für Fälle ohne äußere Belastung kann die räumliche Erddruckkraft aus dem Nomogramm von PIASKOWSKI/KOWALEWSKI entnommen werden.

KARSTEDT (1982) hat mehrere vertikale Bodenscheiben endlicher Dicke zusammengesetzt. Sie rutschen auf der Gleitfläche in Form einer logarithmischen Spirale ab, die die Geländeoberfläche senkrecht schneidet. Die Schnittpunkte der Spiralen mit der Geländeoberfläche ergeben in der Draufsicht einen halbkreisförmigen Bogen, der an den Ecken des Schlitzes endet und dessen Scheitel von der Kante der Schlitzwand

$$X_p = (0.3 \sim 0.5) \cdot L_s$$

entfernt ist.

Nur unter der Annahme des Dilatanzwinkels $\nu = \varphi$ ist die logarithmische Spirale als Gleitfugenform kinematisch zulässig.

WASHBOURNE (1984) hat das Volumen des prismatischen Keils durch den Abzug des Volumens von seitlich stehenden Tetraedern vermindert. An beiden Seitenflächen werden keine Kräfte übertragen.

2.3.3 KONTINUUMSMECHANISCHE METHODE

Einige Verfasser haben versucht, die elastisch-plastische Verformung im Boden infolge des Schlitzaushubes mit Hilfe der FEM zu berechnen. Für den Boden wurden nichtlinear-elastische oder elastisch-plastische Stoffgesetze verwendet.

LUTZ (1983) untersuchte die Spannungsverteilung um einen hydrostatisch gestützten Schlitz bei elastisch-isotropem Materialverhalten mit der räumlichen FEM. Dabei wurde die hydrostatische Stützwirkung in Form von äußeren Knotenkräften berücksichtigt. Der stufenweise erfolgende Aushub wurde nicht simuliert.

STROBL (1982) untersuchte das Spannungs-Verformungsverhalten des Bodens beim Schlitzaushub mit Hilfe des nichtlinearen Stoffgesetzes von DUNCAN/CHANG mit Stoffparametern aus Routine-Triaxialversuchen, wobei ein ebener Zustand zugrundegelegt wurde. Für die rechnerische Bruchlast wurde angenommen, daß die räumliche Wirkung vom Gebrauchszustand bis zum Bruchzustand unverändert bleibt.

2.4 SCHLITZ MIT GROSSER KONZENTRIERTER AUFLAST

Wird eine große konzentrierte Auflast über ein Einzel- oder Streifenfundament an der Oberfläche direkt neben einer suspensionsgestützten Schlitzwand eingeleitet, muß der Einfluß der Auflast beim Nachweis der äußeren Standesicherheit der suspensionsgestützten Schlitzwand berücksichtigt werden. Es bildet sich ein Bruchkörper mit Zwangsgleitfläche aus. Da die Zusatzspannung infolge Auflast mit der Tiefe abklingt, erfolgt die vom Fundament erzwungene Bruchkörperausbildung nur in einem Bereich nahe der Geländeoberfläche. Dieser Teil des Zusatzerdruks wird wie derjenige aus Bodeneigengewicht auf den tragfähigen Bereich um den Schlitz umgelagert.

Die gleichmäßig verteilte Flächenlast kann bei der im Abschnitt 2.3 beschriebenen Berechnungsmethode berücksichtigt werden.

Selten wird ein Berechnungsmodell für eine Einzellast angegeben (PULSFORT, 1986). Meist wird ein Berechnungsmodell für eine Streifen- oder Flächenlast angewendet. Damit wird die Umwandlung einer Einzellast in eine Streifen- oder Flächenlast notwendig.

Ist das Fundament wesentlich länger als der Schlitz, findet eine Lastumlagerung im Fundamentkörper selbst statt. Die Umlagerung der Kräfte in das vom Schlitz weit entfernte Fundamentteil führt dazu, daß bei genügend steifem Fundament der Schlitz nicht plötzlich versagt.

Wenn die Abmessungen des Fundamentes kleiner als diejenigen des Schlitzes sind, ist die Erddruckumlagerung sowohl von der Fundamentlage und -größe als auch von der Schlitzgeometrie sehr stark abhängig.

Bei konstanter Schlitzgeometrie nehmen die Umlagerung und dadurch auch die Traglast mit zunehmendem Fundamentabstand zu. Bei großem Fundamentabstand ist die Umlagerung so groß, daß die Tragfähigkeit praktisch durch den Schlitzaushub nicht abnimmt. Bei einem sehr langen Schlitz wird dagegen kein Erddruck umgelagert.

Beim muschelförmigen Bruchkörpermodell können die Oberflächenlasten nur in Form geringer gleichmäßiger Geländeauflasten berücksichtigt werden, da bei großen konzentrierten Oberflächenlasten die Ausbildung des Bruchkörpers erheblich von diesen Lasten beeinflusst wird. Damit weicht die Bruchkörpergeo-

metrie stark von den vorgeschlagenen Formen ab.

Im prismatischen Bruchkörpermodell kann die Umlagerung des Zusatzerdruks infolge der Auflast durch die Annahme einer zusätzlichen haltenden Schubkraft an der Seitenfläche berücksichtigt werden. Das ist nur für eine zum Schlitz parallele Linienlast oder eine auf der Keiloberfläche gleichmäßig verteilte Flächenlast möglich. Die Ursache dafür ist die in Schlitzlängsrichtung als konstant angesetzte Vertikalspannung im keilförmigen prismatischen Bruchkörpermodell. Die Einzellast muß deshalb in eine parallel zum Schlitz verlaufende Linienlast oder gleichmäßige Flächenlast umgewandelt werden.

PRATER (1973) vernachlässigte die Stützkkräfte infolge einer Auflast an den Seitenflächen des keilförmigen Prismas im globalen Kräftegleichgewicht.

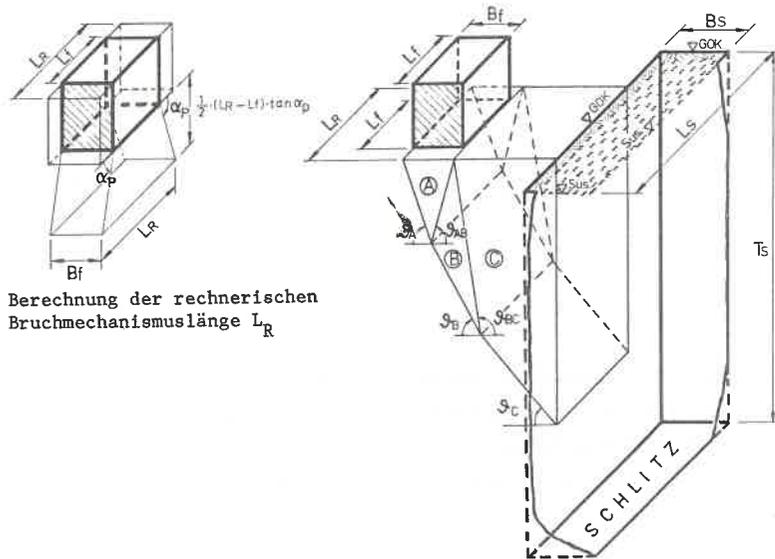
WALZ/PRAGER (1978) nahmen auf der horizontalen Elementscheibe die Vertikalspannung als konstant an, deshalb mußte die nicht konstante Oberflächenlast auf der Elementscheibe zur gleichmäßig verteilten Flächenlast verschmiert werden. Dabei wurde die Zwangsgleitflächenbildung infolge eines Einzel- oder Streifenfundamentes nicht berücksichtigt. Es wurde jedoch nur der zum Keil gehörende Teil der Auflast in eine gleichmäßige Flächenlast umgewandelt.

LUTZ (1983) berücksichtigte die Druckumlagerung infolge der Linienlast durch die Annahme von zusätzlichen stützenden Schubkräften an den Seitenflächen des von der Linienlast erzwungenen keilförmigen Prismas. Er schlug für die Einzellast die Einführung eines Abminderungsfaktors gegenüber der Linienlast vor.

PULSFORT (1986) schlug ein kinematisches Modell für die Berechnung der Tragfähigkeit eines neben einem Schlitz liegenden Einzelfundamentes vor. Die räumliche Wirkung wurde durch die Annahme von Reibungskräften infolge einer Einzellast an den Seitenflächen der von der Einzellast erzwungenen Teilbruchkörper auf begrenzter Länge erfaßt (Bild 2.5).

Das Rechenmodell wurde jedoch nicht anhand der beobachteten räumlichen Form des Bruchkörpers, sondern für einen fiktiven Bruchmechanismus entwickelt.

Zusammenfassend existieren bislang keine befriedigenden Berechnungsmodelle für einen räumlichen Bruchmechanismus zur Berechnung der Äußeren Stand-sicherheit, die die Einflüsse von Einzelfundamenten auf suspensionsgestütz-te Schlitzwände erfassen.



Berechnung der rechnerischen Bruchmechanismusslänge L_R

Bild 2.5 Berechnungsmodell mit begrenzter Bruchmechanismusslänge L_R nach PULSFORT (1986)

2.5 METHODE DER KINEMATISCHEN ELEMENTE

Wird eine genügend große äußere Auflast über dem starren Fundament neben dem suspensionsgestützten Schlitz aufgebracht, entsteht ein vom Fundament erzwungener Bruchmechanismus, der einen in den Schlitz einrutschenden Bruchkörper zur Folge hat. Dieser besondere Bruchmechanismus ist mit den bislang entwickelten Verfahren nicht befriedigend zu berechnen. Er kann mit der Methode der Kinematischen Elemente (KEM) nach GUSSMANN besser erfaßt werden, indem das Kontinuum durch mehrere endlich kinematisch verschiebliche Bruchkörper (Kinematische Elemente) diskretisiert wird, um den Bruchzustand zu bestimmen. Durch die Anwendung der KEM-3D ist es möglich, den besonderen räumlichen Bruchmechanismus bei Schlitzproblemen unter Einwirkung eines Einzelfundamentes zu erfassen.

3. GROSSMASSTÄBLICHE VERSUCHE

3.1 UMFANG DER VERSUCHE

Die großmaßstäblichen Modellversuche wurden in der Versuchsrube im Versuchsgelände des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart durchgeführt. Die Versuchsrube hat folgende Abmessungen: 9 m Breite, 12 m Länge und 4 m Tiefe. Bei schlechtem Wetter können die Versuche unter einem provisorischen Dach durchgeführt werden.

Für die 27 Versuche wurde der Sand viermal in die Grube eingebaut. Um die Reproduzierbarkeit jedes Einbaus zu kontrollieren und den Grenzwert der Tragfähigkeit der Schlitzwände abzuschätzen, wurden nach jedem Einbau Grundbruchversuche in der Mitte der Grube ausgeführt.

Nach einem Einbau erfolgten 4 bis 7 Schlitzversuche. Um den Einfluß von Inhomogenitäten des Bodens klein zu halten, wurden die Versuche, die der Untersuchung eines bestimmten Einflusses dienten, möglichst im gleichen Einbau durchgeführt.

Die durchgeführten Versuchsreihen für 8 Grundbruch- und 19 Schlitzversuche wurden wie folgt bezeichnet :

REIHE	GRUNDBRUCHVERSUCHE	SCHLITZVERSUCHE
B0	NNFG50	
B1	FG50B1,FG50G1	FL150,FA100,FA125
B2	FG50B2,FG50G4	FT100B2,FT200,FT300,FA150
B3	FG50B3,FD50B3	FD4X,FD6X,FP100,FL250,FL100B3
B4	FG50B4	FF25,FF75,FA50,FA100,FT50,FT100,FT150

* GRUNDBRUCHVERSUCHE (s. Tabelle 3.1)

Variation

Lagerungsdichte : 0.49 , 0.52 , 0.67
 Vorschubgeschwindigkeit : 0.1 mm/min, 0.2 mm/min, 0.4 mm/min

Zusammenstellung

Reproduzierbarkeit : FG50B1/FG50B2/FG50B3/FG50B4
 Lagerungsdichte : NNFG50/FD50B3
 Vorschubgeschwindigkeit : FG50G1/FG50G4

VERSUCH REIHE BEZEICH.	FUNDAMENT GRÖSSE L_f/B_f (m) (m)	B O D E N			B R U C H		VORSCHB. GESCHW. (mm/min)
		SCHEIN WICHTE	REIB.	WINKEL	SPANNUNG	SETZUNG	
		KOHÄS. (kN/m ²)	TROCKN. (kN/m ²)	(°)	(kN/m ²)	(cm)	
B0 NNFG50	0.5/0.5	7.9	16.83	40.5	1387	2.79	0.2
B1 FG50B1	0.5/0.5	7.7	16.16	37.3	1029	2.77	0.2
B1 FG50G1	0.5/0.5	8.2	16.23	37.8	1012	2.45	0.1
B2 FG50B2	0.5/0.5	7.9	16.38	38.2	1036	2.56	0.2
B2 FG50G4	0.5/0.5	7.0	16.44	38.7	1010	2.83	0.4
B3 FG50B3	0.5/0.5	7.6	16.38	38.2	1003	2.75	0.2
B3 FD50B3	0.5/0.5	7.4	16.55	38.8	1058	2.30	0.2
B4 FG50B4	0.5/0.5	6.8	16.48	38.5	961	2.62	0.2

Tabelle 3.1 Großmaßstäbliche Grundbruchversuche

* **SCHLITZVERSUCHE** (s. Tabelle 3.2)

Variation

- Schlitzlänge : 1.00 m, 1.50 m, 2.50 m
- Schlitztiefe : 0.50 m, 1.00 m, 1.50 m, 2.00 m, 3.00 m
- Fundamentgröße : 0.25 m/0.25 m, 0.50 m/0.50 m,
0.50 m/1.00 m, 0.75 m/0.75 m
- Fundamentabstand : 0.50 m, 0.75 m, 1.00 m, 1.25 m, 1.50 m
- Lagerungsdichte : 0.45, 0.51, 0.59

Zusammenstellung

- Schlitzlänge : FL100/FL150/FL250
- Schlitztiefe : FT50/FT100/FT150/FT200/FT300
- Fundamentabstand : FA50/FL150/FA100/FA125/FA150
- Fundamentgröße : FF25/FF75/FP100
- Lagerungsdichte : FD4X/FD6X

VERSUCH REIHE BE- ZEICH- NUNG	SCHLITZ LÄNG.TIEFE		FUNDAMENT GRÖSSE ABSTAND		B O D E N			B R U C H	
	L_s (m)	T_s (m)	L_f/B_f (m/m)	A_f (m)	SCHN. (kN/m ²)	WICHT. (kN/m ²)	REIB. (°)	SPANNG. (kN/m ²)	SETZG. (cm)
B1 FL150	1.5	3.0	0.50/0.50	0.75	8.0	16.51	38.7	351	1.52
B1 FA100B1	1.5	3.0	0.50/0.50	1.00	8.0	16.41	38.4	511	2.22
B1 FA125	1.5	3.0	0.50/0.50	1.25	8.0	16.40	38.4	753	2.24
B2 FT100B2	1.5	1.0	0.50/0.50	0.75	7.5	16.38	38.3	399	1.59
B2 FT200	1.5	2.0	0.50/0.50	0.75	7.5	16.29	37.9	336	1.62
B2 FT300	1.5	3.0	0.50/0.50	0.75	7.5	16.29	37.9	341	1.68
B2 FA150	1.5	3.0	0.50/0.50	1.50	7.5	16.33	38.0	833	2.80
B3 FD4X	1.5	3.0	0.50/0.50	0.75	7.4	16.51	38.8	362	1.61
B3 FD6X	1.5	3.0	0.50/0.50	0.75	7.4	16.70	39.6	410	1.12
B3 FP100	1.5	3.0	1.00/0.50	0.75	7.4	16.43	38.4	279	1.54
B3 FL100	1.0	2.5	0.50/0.50	0.75	7.4	16.35	38.2	617	1.71
B3 FL250	2.5	2.5	0.50/0.50	0.75	7.4	16.34	38.2	439	2.10
B4 FA50	1.5	3.0	0.50/0.50	0.50	6.8	16.24	38.0	154	1.15
B4 FA100	1.5	3.0	0.50/0.50	1.00	6.8	16.38	38.4	616	2.03
B4 FF25	1.5	3.0	0.25/0.25	0.625	6.8	16.47	38.5	651	1.25
B4 FF75	1.5	2.5	0.75/0.75	0.875	6.8	16.64	38.2	373	2.17
B4 FT50	1.5	0.5	0.50/0.50	0.75	6.8	16.42	38.8	619	1.46
B4 FT100	1.5	1.0	0.50/0.50	0.75	6.8	16.35	38.2	487	1.38
B4 FT150	1.5	1.5	0.50/0.50	0.75	6.8	16.45	38.5	472	1.92

(Vorschubgeschwindigkeit in Fundamentmitte 0.2 mm/min)

Tabelle 3.2 Großmaßstäbliche Schlitzversuche

3.2 VERSUCHSBODEN

3.2.1 BESCHREIBUNG

Als Versuchssand wurde der im Freigelände des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart vorhandene Rheinsand verwendet.

Die bodenmechanischen Kennwerte des verwendeten Sandes sind:

- schwach feinkiesiger, gleichförmiger Mittel- bis Grobsand

(Kornverteilungslinie nach Bild 3.1) ;
 - Ungleichförmigkeitszahl

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}} = 2.76 \text{ ("gleichförmig").}$$

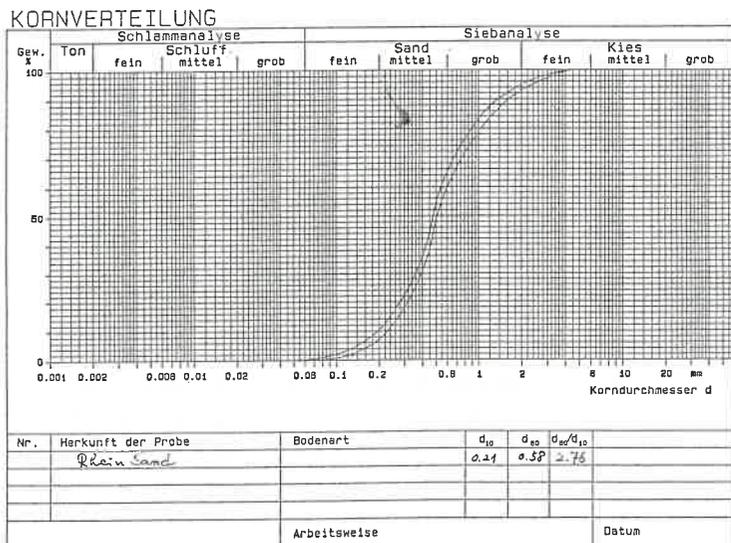


Bild 3.1 Kornverteilungslinie des Versuchsandes

- Die dichteste und lockerste Lagerung wurde wie folgt festgestellt :

	lockerste Lagerung	dichteste Lagerung
Porenanteil	$n_{max} = 0.459$	$n_{min} = 0.308$
Porenzahl	$e_{max} = 0.847$	$e_{min} = 0.445$
Trockenwichte	$\gamma_d = 1.424$	$\gamma_d = 1.834$

Die Eigenschaften des Sandes wurden bereits von SPOTKA (1977), VOGT (1984) und SMOLTCZYK/KOLB (1985) untersucht und beschrieben.

Der Sand war erdfeucht mit einem Wassergehalt zwischen 4 % und 8 %. Die Ursache für diesen Wassergehalt ist die Lagerung des Sandes im Freien und die in der Regel nicht überdachte Versuchsgrube.

Der Sand wurde mitteldicht eingebaut. Die Verdichtung erfolgte mit einer Rüttelplatte (SPOTKA, 1977; VOGT, 1984; SMOLTCZYK/KOLB, 1985). Der Reibungswinkel des Sandes betrug zwischen 32° für die lockerste und 42° für die dichteste Lagerung.

3.2.2 SCHERFESTIGKEIT DES BODENS

Da der Sand feucht war, erhöhte sich die Scherfestigkeit durch die scheinbare Kohäsion (KAHL/NEUBER, 1957). Die Größe der scheinbaren Kohäsion wurde durch die Rückrechnung der durchgeführten Grundbruchversuche bestimmt. Sie lag zwischen 6.5 und 8.0 kN/m² (Tabellen 3.1 und 3.2).

Die Scherfestigkeit des Sandes in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte wurde nach SCHULZE (1968) wie folgt angenommen (s. SALDEN, 1980; BÄTCKE, 1982):

$$\cot \varphi = a \cdot e_0 + b$$

Hierbei ist φ innerer Reibungswinkel
 e_0 Anfangsporenzahl.

Die Konstanten a und b wurden aus CD-Triaxialversuchen mit unterschiedlicher Einbaudichte ermittelt.

TEFFERRA (1975) veröffentlichte anhand seiner Erfahrungen eine Gleichung für die Konstanten a und b in Abhängigkeit von der Kornverteilung:

$$a = 2.105 + 0.097 \cdot (d_{85}/d_{15})$$

$$b = 0.845 - 0.398 \cdot a.$$

Das Ergebnis der eigenen CD-Triaxialversuche mit einem Probendurchmesser von 10 cm und einer Probenhöhe von 20 cm zur Ermittlung der Konstanten a und b stimmte mit dem Vorschlag von TEFFERRA recht gut überein. Die Abhängigkeit des Scherwinkels von der Anfangsporenzahl e_0 ist in Bild 3.2 dargestellt.

3.3 VERSUCHSEINRICHTUNG

3.3.1 SCHABLONE FÜR DIE SCHLITZHERSTELLUNG

Die Schlitzte wurden durch eine U-förmige Schablone mit den Abmessungen von Breite/Länge/Tiefe = 0.8 m/1.5 m/3.0 m vor dem Sandeinbau vorgeformt

und anschließend durch Herausziehen der Schablone hergestellt.

Die Schablone bestand aus 5 mm dickem Stahlblech mit angeschweißten Aussteifungsrippen aus Stahlprofilen IPB 80 und U 80. Sie hatte ein Gewicht von ca. 1000 kg (Bild 3.4).

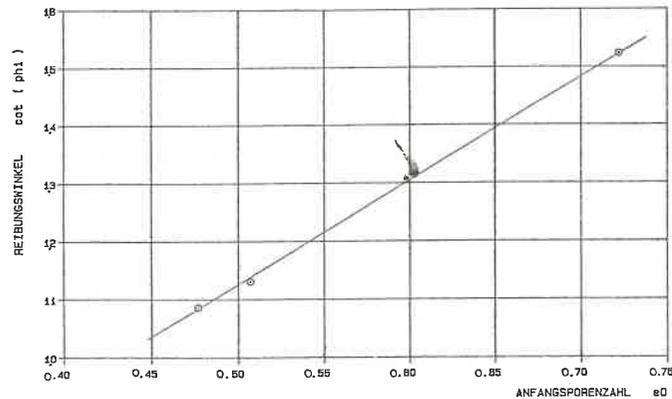


Bild 3.2 Abhängigkeit des Scherwinkels von der Anfangsporenzahl

Die Außenwand der Schablone war ausreichend eben und glatt, so daß ein Aufreißen der Schlitzwand beim Herausziehen der Schablone verhindert werden konnte.

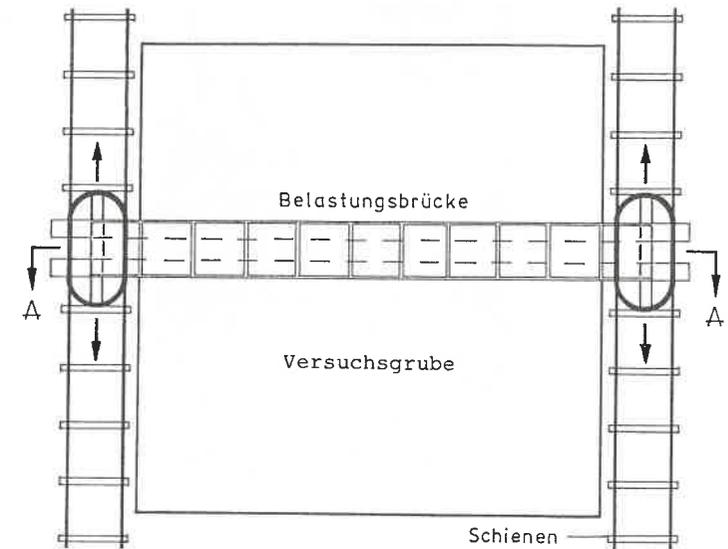
3.3.2 BELASTUNGSEINRICHTUNG

Das Widerlager für die durch eine Presse auf das Fundament aufzubringende Last bildete eine verschiebliche Belastungsbrücke, die mit Betonwürfeln belastet war (Bild 3.3). Sie bestand aus zwei im Abstand von 0.5 m parallel liegenden Profilen IPB 600. Die Brücke hatte eine Länge von 12 m und war auf zwei fahrbaren Wagen befestigt. Die Wagen liefen auf Schienen, die an beiden Seiten der Versuchsgrube angeordnet waren. Damit war die Brücke in Längsrichtung der Versuchsgrube verschieblich.

Die zwischen den beiden Trägern angeordnete Presse konnte zusätzlich in Trägerlängsrichtung verschoben werden. Die Presse, ein hydraulischer Servozylinder, konnte so genau positioniert werden.

Durch eine auf der Fundamentplatte eingebaute Kraftmeßdose wurde die aktuelle Belastung während der Versuche gemessen.

Draufsicht



Schnitt A-A

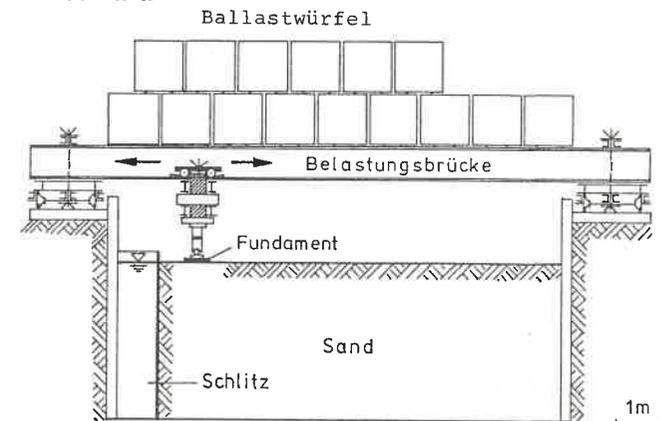


Bild 3.3 Versuchsgrube und Belastungsbrücke im Freigelände



Bild 3.4 Schablone zur Schlitzherstellung

3.3.3 FUNDAMENTPLATTE

Als Fundamente wurden 4 verschiedene Lastplattengrößen gewählt:

- Länge/Breite = 0.25 m/0.25 m starr,
- Länge/Breite = 0.50 m/0.50 m starr,
- Länge/Breite = 0.50 m/1.00 m starr,
- Länge/Breite = 0.75 m/0.75 m starr.

Die Plattenkonstruktion bestand aus einer 24 mm dicken Stahlplatte mit 10 cm hohen angeschweißten Verstärkungsrippen (Bild 3.6). Um die Last punktförmig einzuleiten, lag eine Gelenkkugel zwischen dem Kolbenkopf und der Kraftmeßdose, die auf der gehärteten, ebenen Stahlplatte oben in der Mitte angebracht war.

3.4 MESSPROGRAMM

3.4.1 MESSWERTERFASSUNG

Während der Fundamentbelastung wurden die auf das Fundament aufgebrachte Last, die Verformung des Geländes und die Horizontalverschiebung der geschlitzten Erdwand gemessen. Die von den Wegaufnehmern und der Kraftmeßdose kommenden Signale wurden mit einer SPECTRA-Meßanlage erfaßt. Eine ausführliche Beschreibung der SPECTRA findet sich bei SMOLTCZYK/KOLB (1985). Mit

einem Microcomputer COMMODORE 8032 wurden die über die SPECTRA ankommenden Meßwerte kontrolliert und auf Magnetdiskette gespeichert. Es wurden insgesamt 30 Weggeber und 1 Kraftmeßdose abgelesen. Bild 3.7 zeigt eine Übersicht des Aufbaus der Schlitzversuche.

3.4.2 MESSWERTE

Die Oberflächenverformung konnte an verschiedenen Punkten bei der Schlitzherstellung und beim Belasten durch die neben der Platte angeordneten Weggeber gemessen werden. Die Weggeber besaßen einen maximalen Meßweg von 20 cm und ein Auflösungsvermögen von 0.01 mm. Mit Hilfe von Pendelstangen aus 15 x 30 mm Kantrrohr wurden die Horizontalverschiebungen der geschlitzten Erdwand während der Fundamentbelastung in Tiefenabständen von 50 cm gemessen. Um die Verluste aus dem langen Hebelarm der Pendelstange klein zu



Bild 3.5 Sandarbeit mit Bagger

halten, wurden sehr empfindliche Weggeber verwendet, die mit 0.001 mm Genauigkeit maximal 50 mm Verschiebung messen konnten, wobei die Abweichung von der Linearität 0.01 % bis 0.15 % betrug.

Die auf das Fundament aufgebrachte Last wurde durch eine Kraftmeßdose gemessen, die in einem Temperaturbereich -10° bis 70° Celsius eine

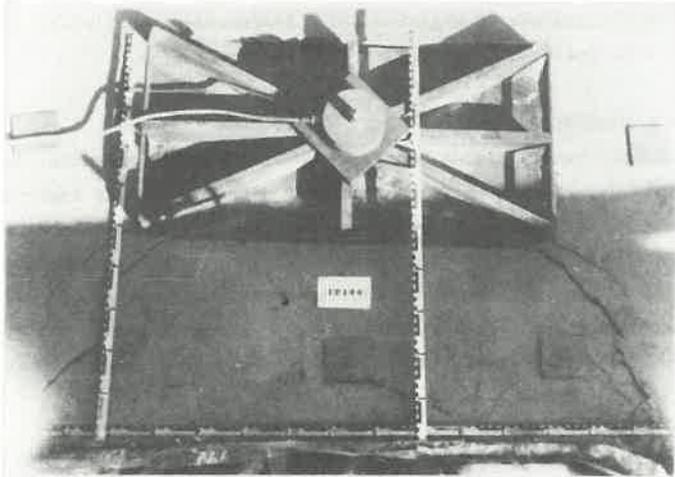


Bild 3.6 Fundamentplatte

Genauigkeit von 0.1 % und Empfindlichkeit von 2 mV/V aufweist (SMOLTZYK/KOLB, 1985).

Bild 3.8 zeigt die Anordnung der Meßpunkte beim Schlitzversuch. Bild 3.9 zeigt eine Übersicht des Meßsystems für einen Schlitzversuch und Bild 3.10 für einen Grundbruchversuch.

3.5 VERSUCHSDURCHFÜHRUNG

3.5.1 EINBAU DES SANDES IN DIE VERSUCHSGRUBE

Durch die langjährige Erfahrung des Instituts mit großmaßstäblichen Versuchen konnte ohne große Schwierigkeiten ein befriedigend homogener und reproduzierbarer Untergrund in der Versuchsgrube hergestellt werden.

Die Schlitzschablone wurde im leeren Zustand der Grube an der geplanten Position eingesetzt. Anschließend wurde der 3 m tiefe, mitteldichte Untergrund in Schichten von ca. 25 cm lagenweise eingebaut.

Der Sand wurde von der seitlich neben der Versuchsgrube liegenden Deponie

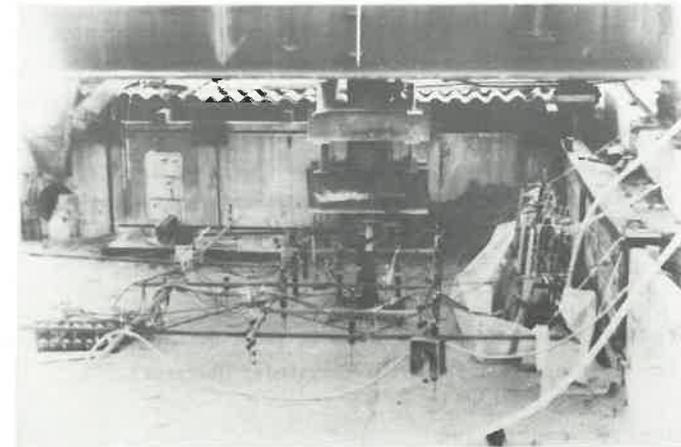


Bild 3.7 Übersicht des Versuchsaufbaus (Schlitzversuch)

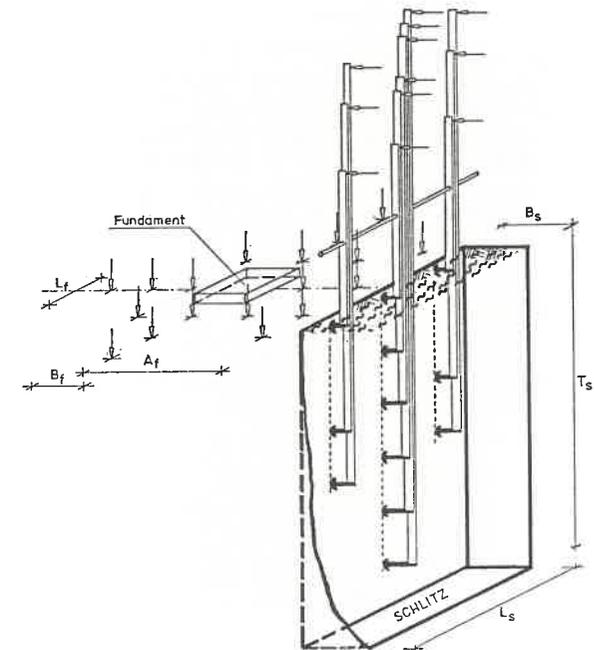


Bild 3.8 Anordnung der Meßpunkte beim Schlitzversuch

mit dem Greifer des Seilbaggers punktförmig in die Grube eingebracht (Bild 3.11). Das Absetzen des Greiferinhalts erfolgte vorsichtig und direkt über der Oberfläche des bereits eingebauten Sandes. Damit wurde eine zusätzliche Verdichtung des bereits eingebauten Sandes durch freien Fall des Schaufelinhalts verhindert. Danach wurde der Sand mit Schaufeln und breiten Rechen verteilt. Die sich ergebende ca. 25 cm dicke Lage wurde mit einem Flächenrüttler AT 2000 mit einer empirisch festgelegten Übergangszahl verdichtet, so daß die gewünschte mittlere Lagerungsdichte erreicht wurde (Bild 3.12).

Die Dichte des eingebauten Sandes wurde in jeder 4. Lage an verschiedenen Stellen der Oberfläche mit dem Ausstechzylinder überprüft.

3.5.2 SCHLITZHERSTELLUNG

Es wurden Schlitzte mit folgenden Geometrien hergestellt (die Breite B_s der Schlitzte betrug jeweils 0.8 m):

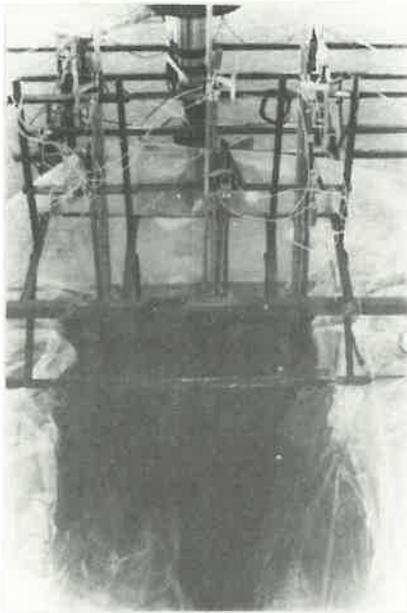


Bild 3.9 Messen der Horizontalverschiebung der Erdwand mit Hilfe der Pendelstange

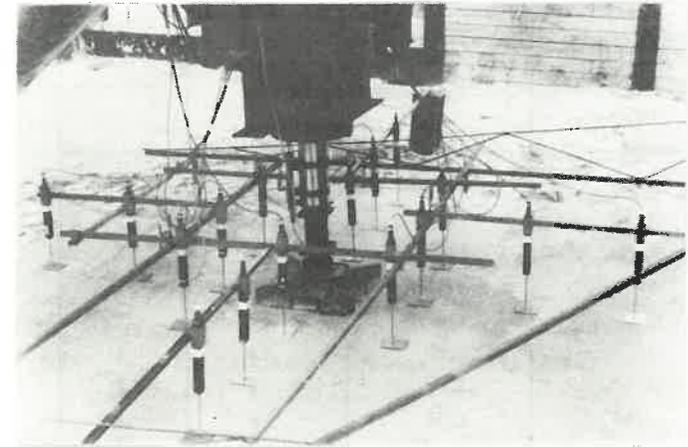


Bild 3.10 Übersicht des Versuchsaufbaus (Grundbruchversuch)

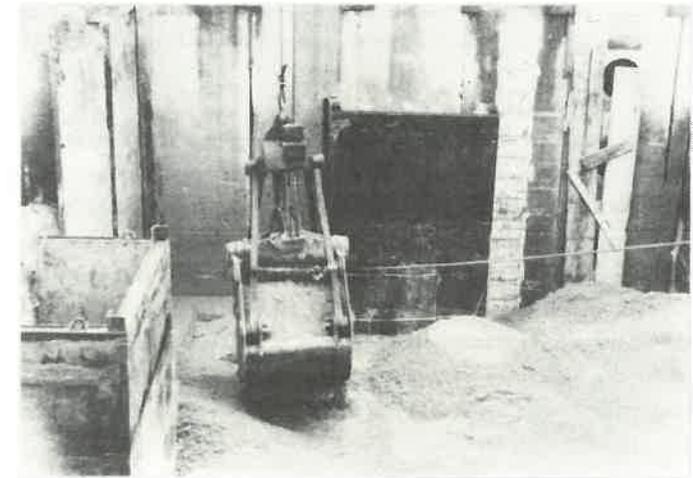


Bild 3.11 Punktförmige Einbringung des Sandes in die Versuchgrube

Zehn Schlitzte wurden durch das Herausziehen der vor dem Sandeinbau eingestellten Stahlschablonen hergestellt (Bild 3.15). Sechs Schlitzte konnten nach dem Sandeinbau direkt ausgegraben werden.

Die Schlitzte wurden anschließend stets durch einen mit Wasser gefüllten

Schlitzlänge L_s (m)	Schlitztiefe T_s (m)	Bemerkung	Zahl der Versuche
1.00	2.50	a	1
1.50	0.50	a	1
1.50	1.00	a	2
1.50	1.50	a	1
1.50	2.00	s	1
1.50	2.50	s	1
1.50	3.00	s	11
2.50	2.50	a	1

Bemerkung a: ausgegraben nach dem Einbau der Grubenfüllung
s: hergestellt durch Schablone

Foliensack gestützt. Der Schlitzherstellungsvorgang ist in Bild 3.14 schematisch dargestellt.

Bei der Herstellung wurde die Schablonenaußenwand vor dem Sandeinbau mit einer 2 bis 5 mm dicken verdünnten Fettschicht versehen. Anschließend wurden Folienstreifen direkt auf die geschmierte Schablonenwand aufgebracht. Nach dem Sandeinbau wurde die Innenseite der Schablone mit einem 10 bis 15 % Bentonitbrei geschmiert. Diese Maßnahmen boten zusätzlich einen optimalen Schutz für den wassergefüllten Foliensack. Durch die beiden anliegenden Schmierschichten aus Bentonit und Fett trat praktisch keine Reibung beim Herausziehen der Schablone zwischen dem Sack und den am Boden anklebenden Folienstreifen auf. Damit war die Voraussetzung für eine freie Bruchkörperausbildung gegeben.

Der aus einer 0.4 mm dicken Spezialfolie hergestellte Foliensack wurde in die Schablone eingelegt und mit Wasser gefüllt (Bild 3.13).

Die Folie war einerseits sehr verformungsweich, andererseits aber ausreichend widerstandsfähig gegen mögliche Beschädigung. Die Höhe des Wasserspiegels im Foliensack entsprach jeweils der Geländeoberfläche.

Die Schablone wurde mit einem Kran entlang der starr an der Grubenwand be-

festigten Schablonenführung langsam (ca. 0.5 cm/min) herausgezogen. Dabei wurde die Oberflächenverformung infolge des Wechsels der Stützung von der Stahlschablone zu der Stützung durch den hydrostatischen Wasserdruck gemessen. Die Oberflächenverformungen waren vernachlässigbar klein (< 1 mm). Bild 3.17 zeigt ein Beispiel der Oberflächenverformung beim Herausziehen der Schlitzschablone.

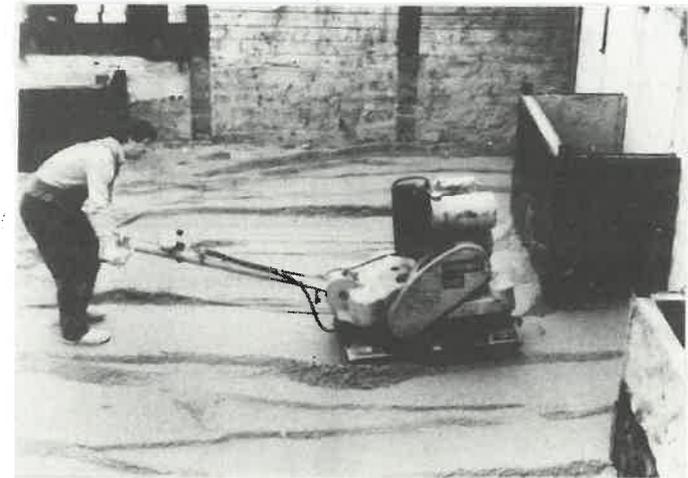


Bild 3.12 Verdichtung der Versuchsschüttung

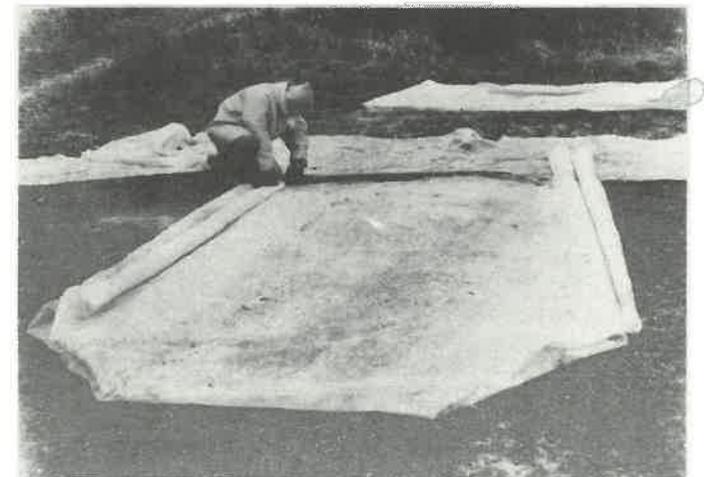


Bild 3.13 Vorbereitung des Foliensackes

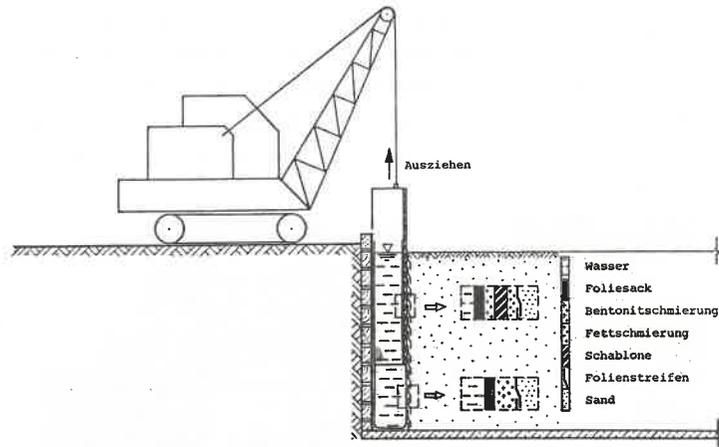


Bild 3.14 Schematische Darstellung der Schlitzherstellung durch Herausziehen der Schablone



Bild 3.15 Herausziehen der Schlitzschablone

3.5.3 FUNDAMENTBELASTUNG

Nach Herstellung der Schlitzwände wurde die Belastungsbrücke mit der Presse in Position geschoben. Dabei hing die Presse am Querjoch der Belastungsbrücke. Danach wurden die Ballastwürfel vorsichtig mit dem Kran auf die Brücke geladen (Bild 3.18).

Das Fundament wurde mit dem von SMOLTZYK/KOLB (1985) übernommenen hydraulischen Steuersystem über ein Proportionalventil mit einer Geschwindigkeit von 0.2 mm/min weggesteuert. Die ausführliche Beschreibung des Steuersystems findet sich bei SMOLTZYK/KOLB (1985).

Um eine deutlich sichtbare Bruchkörperbildung zu erzielen, wurden die Versuche nach der deutlichen Kraftabnahme noch weitergeführt.

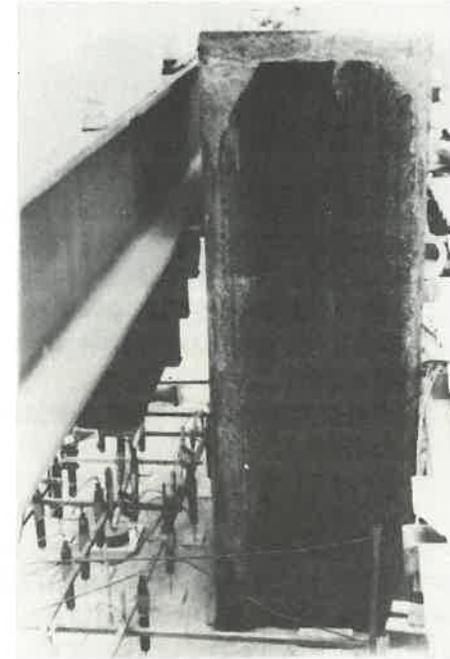


Bild 3.16 Messen der Oberflächenverformung beim Herausziehen der Schlitzschablone

3.6 VERSUCHSERGEBNISSE

3.6.1 ALLGEMEINES

Insgesamt 19 Schlitzversuche wurden in 5 Versuchsreihen, B0-B1-B2-B3-B4,

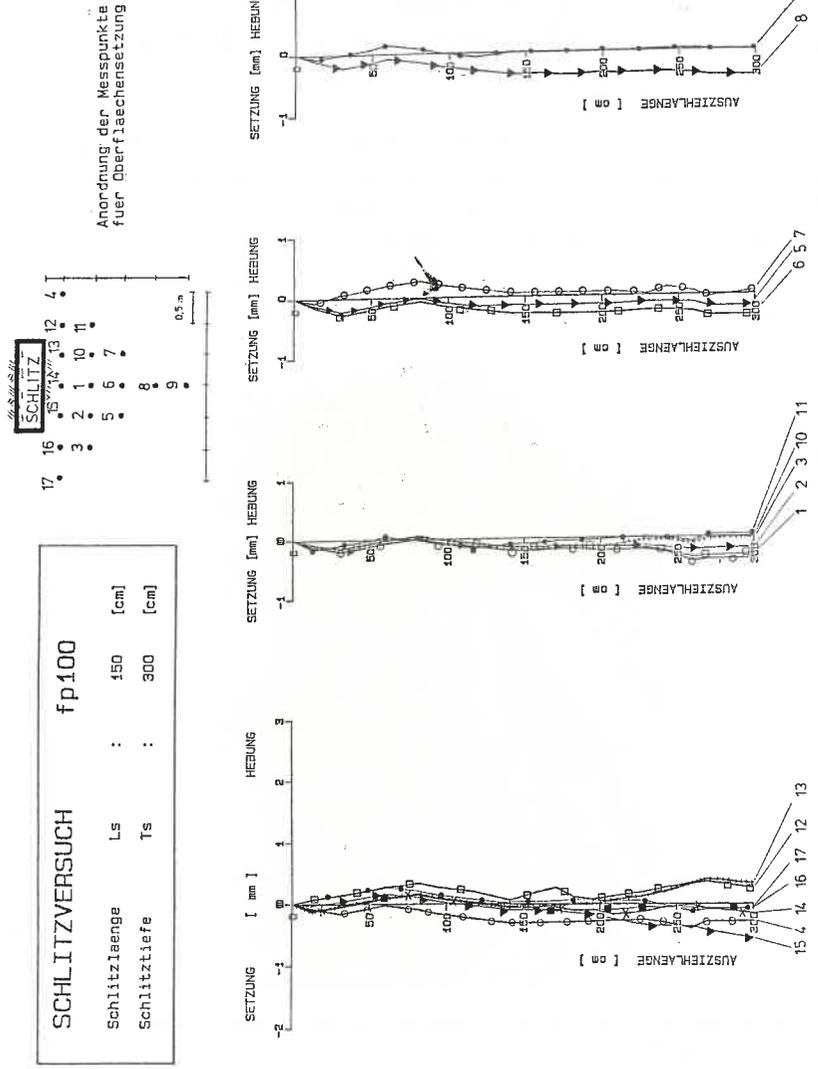


Bild 3.17 Beispiel der Oberflächensetzung beim Herausziehen der Schablone



Bild 3.18 Umsetzen der Ballastwürfel

durchgeführt (vergl. Tabelle 3.1 und Tabelle 3.2).

In Abschnitt 3.6.2 werden die Ergebnisse der durchgeführten 8 großen Grundbruchversuche beschrieben. Die Ergebnisse der zur Überprüfung der erreichten Qualität des Sandeinbaus durchgeführten Grundbruchversuche, FG50B1 (Bau 1), FG50B2 (Bau 2), FG50B3 (Bau 3), FG50B4 (Bau 4), zeigen eine gute Reproduzierbarkeit des Sandeinbaus (Tabelle 3.3 und Bild 3.21). In den Ergebnissen der Versuche FD50B3 und NNFG50 wird der Einfluß der Lagerungsdichte des Untergrundes auf das Grundbruchverhalten deutlich (Tabelle 3.4 und Bild 3.22). Beim Vergleich der Versuche FG50G1 und FG50G4 mit anderen Grundbruchversuchen wurde kein nennenswerter Einfluß der Vorschubgeschwindigkeit auf das Lastsetzungsverhalten im Sand gefunden (Bild 3.23).

Die Ergebnisse der durchgeführten 19 Schlitzversuche werden in Abschnitt 3.6.3 dargestellt.

Die Tragfähigkeit der unterschiedlich großen Fundamente neben den Schlitzten ergibt sich aus den Ergebnissen der Versuche FF25 - FT300 - FF75 - FP100.

Die Tragfähigkeitszunahme mit zunehmendem Fundamentabstand A_f wird beim Vergleich der Versuche FA50 - FT300 - FA100 - FA125 - FA150 deutlich. Bei großem Fundamentabstand, etwa gleich der Schlitzlänge, zeigte sich bereits ein deutliches Grundbruchverhalten.

Der Einfluß unterschiedlicher Schlitzlängen L_s wurde in den Versuchen FL100 - FT300 - FL250, der Einfluß der Schlitztiefe (T_s) in den Versuchen FT50 - FT100 - FT150 - FT200 - FT300 untersucht.

Die Versuche FT300 - FD4X - FD6X hatten als Ergebnis, daß die Tragfähigkeit eines Schlitzes mit der Erhöhung der Lagerungsdichte des Untergrundes deutlich wächst.

Das Lastsetzungsverhalten aller durchgeführten Schlitzversuche bei unterschiedlichen Randbedingungen ist in Abschnitt 3.6.3.A und die Gelände- verformungen um das Fundament neben dem Schlitz sind in Abschnitt 3.6.3.B beschrieben.

Aus der gemessenen Horizontalverschiebung der Schlitzwand wird die begrenzte Bruchkörperbildung in Tiefenrichtung nachgewiesen (Abschnitt 3.6.3.C). In Abschnitt 3.6.3.D wird die Bruchkörperbildung bei den durchgeführten Schlitzversuchen dargestellt. Der allgemeine Bruchmechanismus ist deutlich erkennbar; ebenso der Effekt der einzelnen Randbedingungen.

3.6.2 GRUNDBRUCHVERSUCHE

Die Grundbruchversuche wurden jeweils mit einer starren Fundamentplatte mit den Abmessungen $L_f/B_f = 0.5 \text{ m}/0.5 \text{ m}$ durchgeführt. Dabei wurden die auf das Fundament aufgebrachte Kraft, die Fundamentsetzung und die Gelände- verformung neben dem Fundament gemessen. Bild 3.19 zeigt ein Beispiel für die Ergebnisse eines Grundbruchversuchs. Die Grenzlast der durchgeführten Grundbruchversuche wurde nach Abschnitt 3.6.2.A bestimmt.

Die gemessene Gelände- verformung zeigt eine deutliche Bruchkörperbildung auf der Geländeoberfläche (Bild 3.20). Sie wird in Abschnitt 3.6.2.B beschrieben.

Die Ergebnisse der bei jeder Versuchsreihe durchgeführten Grundbruch- versuche, Versuche FG50B1 - FG50B2 - FG50B3 - FG50B4, zeigen die Obergrenze

der Tragfähigkeit des Fundamentes neben dem Schlitz auf. Zugleich ermöglichen sie die Überprüfung der Reproduzierbarkeit eines künstlich hergestell- ten Untergrundes. Sie stellen damit die Vergleichbarkeit aller durchgeführ- ten Versuche sicher (Bild 3.21 in Abschnitt 3.6.2.C).

Die Traglast des Fundamentes auf dem Untergrund mit unterschiedlicher Lage- rungsdichte, Versuche NCFG50 - FD50B3, ist in Abschnitt 3.6.2.D (Bild 3.22), der Einfluß der Vorschubgeschwindigkeit, Versuche FG50G1-FG50G4, in Abschnitt 3.6.2.E (Bild 3.23) beschrieben.

A) BRUCHLAST

Nach TERZAGHI/JELINEK (1954) und VESIC (1963, 1967) kann der Grundbruch in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte in unterschiedlicher Weise eintreten:

1. Bei dichter Lagerung, bezogene Lagerungsdichte $I_D > 0.7$, tritt ein all- gemeines Abscheren, das als "Klassischer Grundbruch" bezeichnet wird, mit voll ausgebildeten Scherflächen ein. Der Grundbruch tritt plötzlich und mit großer Verformung auf.
2. Bei mittlerer Lagerungsdichte, $0.35 < I_D < 0.7$, tritt das Versagen durch örtliches Abscheren mit nicht voll ausgebildeten Gleitflächen ein.
3. Bei lockerer Lagerung, $I_D < 0.35$, tritt ein Stanzscherbruch ohne deut- liche Gleitflächenbildung auf.

Beim allgemeinen Abscheren ist die Bruchlast aus der Lastsetzungslinie ein- deutig bestimmbar.

Bei örtlichem Abscheren und Stanzscherbruch ergibt sich kein ausgeprägtes Lastsetzungsverhalten. Deshalb werden für diese Fälle in der Literatur mehrere Verfahren für die theoretische Bestimmung der Grenzlast angeführt. Die Grenzlast wird in der Praxis mit Setzungskriterien anstatt mit Grund- bruchkriterien bestimmt (s. SALDEN, 1980; BÄTCKE, 1982).

Die durchgeführten Grundbruchversuche zeigten meistens deutliche Grenz- werte. Nur bei einigen Versuchen wurde die Grenzlast nach SCHENCK (1951), bzw. DIN 1054 (1976) bestimmt.

B) GELÄNDEVERFORMUNG

Während der Fundamentbelastung wurde die Gelände- verformung an verschiede- nen Punkten um das Fundament gemessen.

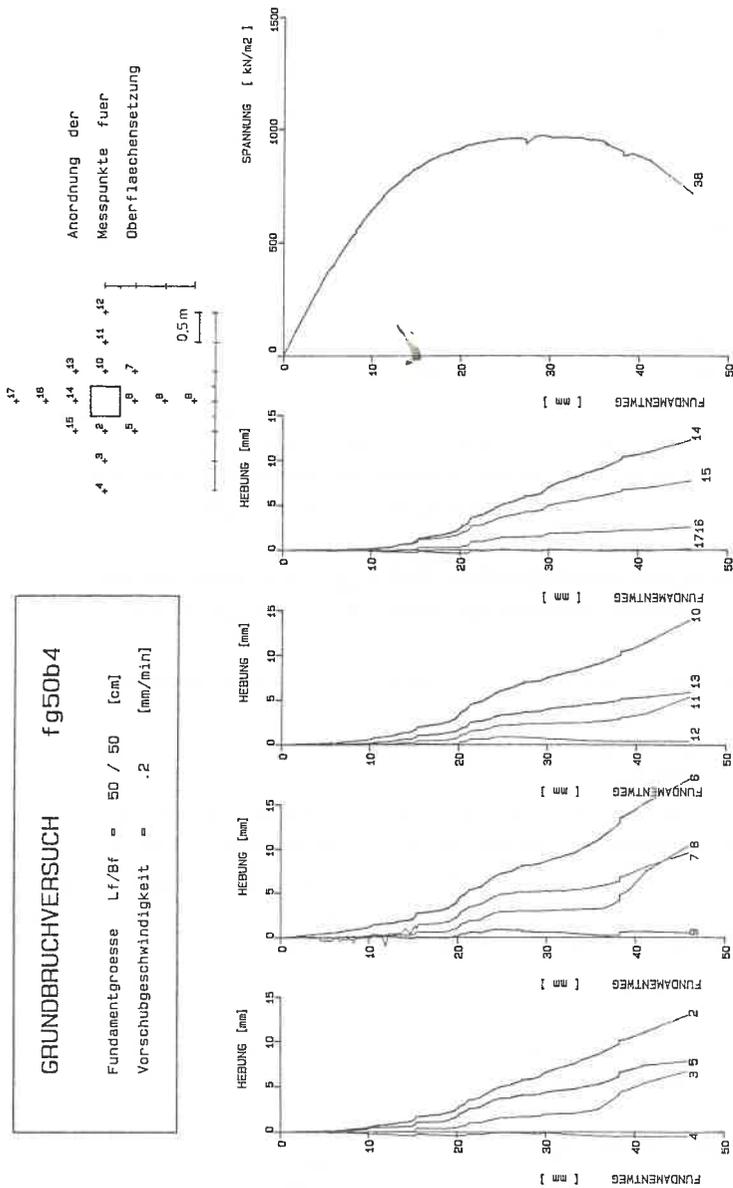


Bild 3.19 Beispiel einer Darstellung der Meßwerte im Grundbruchversuch

Wie in Bild 3.19 gezeigt wird, ist die Verformung der Oberfläche unterschiedlich in Abhängigkeit von der Entfernung der Meßpunkte vom Fundament.

Bei einer großen Fundamenteindringung wurde eine starke Hebung an den direkt neben dem Fundament liegenden Meßpunkten (Punkte 2, 6, 10, 14) verzeichnet. Sie nimmt mit zunehmender Entfernung von der Fundamentkante ab. An den weiter als 1.25 m (2.5 facher Fundamentbreite) von der Fundamentkante entfernten Punkten (Punkte 4, 9, 12, 17) wurde keine Verformung gemessen.

Die Bruchscholle war an allen Seiten des Fundamentes in gleichem Maße deutlich ausgebildet, wie Bild 3.20 zeigt.

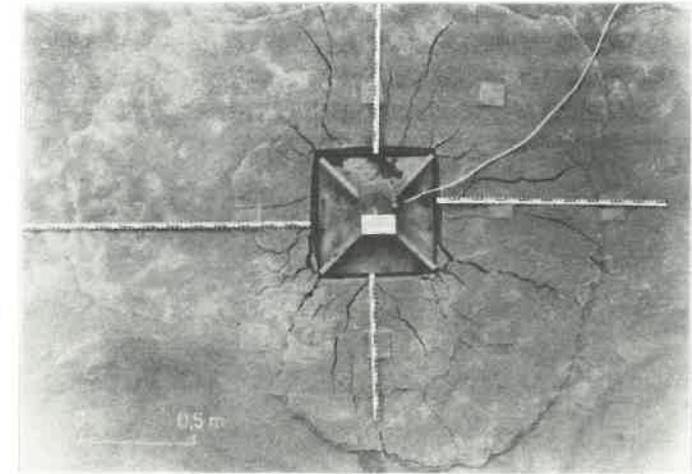


Bild 3.20 Bruchscholle auf der Geländeoberfläche beim Grundbruchversuch ($L_f/B_f = 0.5 \text{ m}/0.5 \text{ m}$, Vorschubgeschwindigkeit in Fundamentmitte $\dot{r} 0.2 \text{ mm/min}$)

C) REPRODUZIERBARKEIT

Die Reproduzierbarkeit des Grubeneinbaus wurde durch die Grundbruchversuche geprüft, deren Ergebnisse in Tabelle 3.3 aufgeführt sind.

Die in Bild 3.21 dargestellten Lastsetzungslinien zeigten eine gute Übereinstimmung aller durchgeführten Grundbruchversuche. Der Mittelwert der Bruchspannung betrug 1007 kN/m^2 und der der Fundamentsetzung 2.7 cm . Die

Maximalabweichung der Bruchspannung vom Mittelwert ist kleiner als 5 %. Damit konnten alle durchgeführten Versuche als miteinander vergleichbar gelten.

VERSUCH REIHE BEZEICHNUNG	B O D E N			B R U C H	
	KOHÄSION (kN/m ²)	TROCK.WICHTE (kN/m ³)	REIB.WINKL. (°)	SPANNUNG (kN/m ²)	SETZUNG (cm)
B1 FG50B1	7.7	16.157	38.3	1029	2.77
B2 FG50B2	7.9	16.380	38.2	1036	2.62
B3 FG50B3	7.6	16.383	38.2	1003	2.75
B4 FG50B4	6.8	16.476	38.5	961	2.62

Tabelle 3.3 Ergebnisse der Grundbruchversuche zur Überprüfung der Reproduzierbarkeit. Vorschubgeschwindigkeit in Fundamentmitte 0.2 mm/min

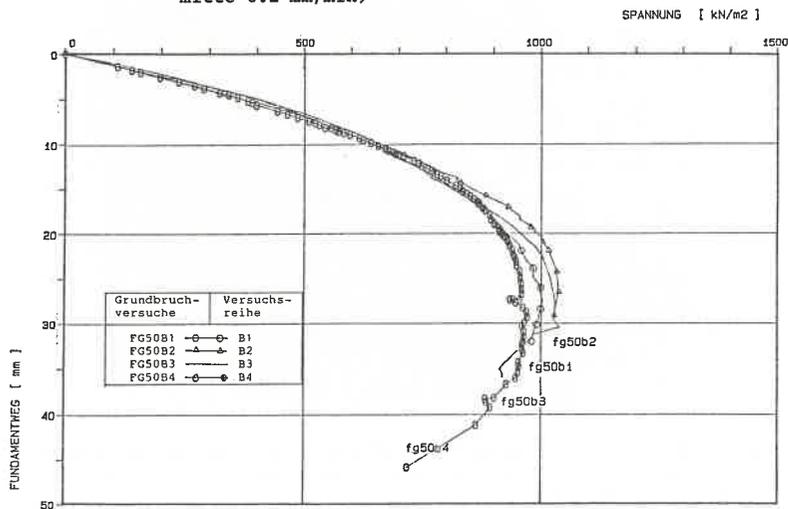


Bild 3.21 Lastsetzungsverhalten der für die Überprüfung der Reproduzierbarkeit durchgeführten Grundbruchversuche ($L_f/B_f = 0.5 \text{ m}/0.5 \text{ m}$, Vorschubgeschwindigkeit in Fundamentmitte 0.2 mm/min)

D) EINFLUSS DER LAGERUNGSDICHTE

In Bild 3.22 ist der Einfluß der Lagerungsdichte auf das Lastsetzungsverhalten der Grundbruchversuche gezeigt. Die Tragfähigkeit eines Fundamentes nimmt mit zunehmender Lagerungsdichte des Untergrundes deutlich zu. Die

Grenzlasten wurden aber bei fast gleichen Fundamentsetzungen erreicht. Die Lastsetzungslinie verläuft mit abnehmender Lagerungsdichte steiler.

VERSUCH REIHE BEZEICHNUNG	B O D E N				B R U C H	
	KOHÄSION (kN/m ²)	TROCK. WICHTE (kN/m ³)	REIB. WINKEL (°)	LAGER. DICHTE	SPANNUNG (kN/m ²)	SETZUNG (cm)
B4 FG50B4	6.8	16.476	38.5	0.49	961	2.62
B3 FD50B3	7.4	16.545	38.8	0.52	1059	2.30
B0 NNFG50	7.9	16.630	40.5	0.68	1387	2.79

Tabelle 3.4 Einfluß der Lagerungsdichte des Untergrundes auf die Tragfähigkeit eines Fundamentes (Vorschubgeschwindigkeit in Fundamentmitte 0.2 mm/min)

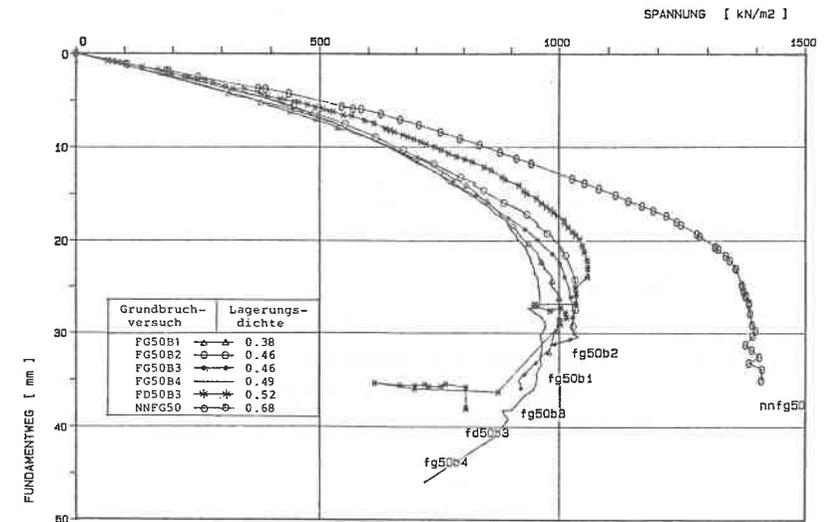


Bild 3.22 Einfluß der Lagerungsdichte auf das Lastsetzungsverhalten des Fundamentes im Grundbruchversuch ($L_f/B_f = 0.5 \text{ m}/0.5 \text{ m}$, Vorschubgeschwindigkeit in Fundamentmitte 0.2 mm/min)

E) EINFLUSS DER VORSCHUBGESCHWINDIGKEIT

Die Lastsetzungslinien der mit unterschiedlicher Vorschubgeschwindigkeit belasteten Grundbruchversuche sind in Bild 3.23 dargestellt. Sie stimmen gut miteinander überein.

Ein Einfluß der Vorschubgeschwindigkeit auf die Fundamenttragfähigkeit war im Bereich zwischen 0.1 mm/min und 0.4 mm/min nicht festzustellen (s. SALDEN, 1980; BÄTCKE, 1984).

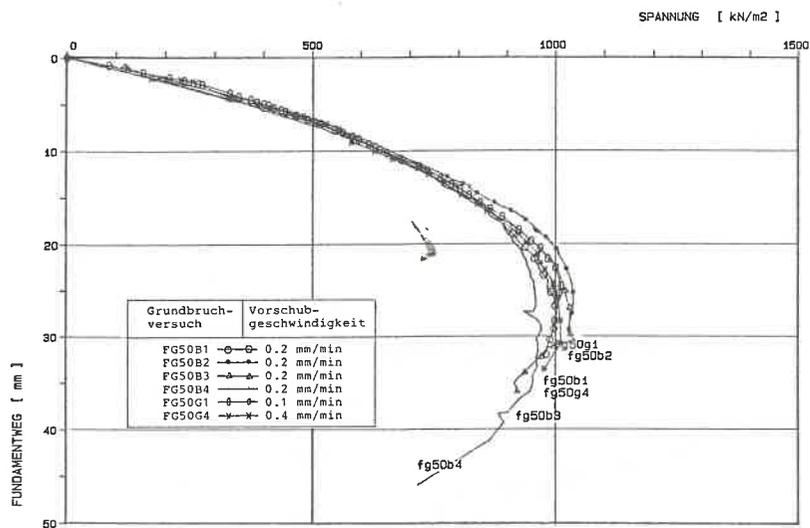


Bild 3.23 Einfluß der Vorschubgeschwindigkeit auf das Lastsetzungsverhalten im Grundbruchversuch ($L_f/B_f = 0.5 \text{ m}/0.5 \text{ m}$)

3.6.3 SCHLITZVERSUCHE

In vier verschiedenen Versuchsserien, B1-B2-B3-B4, wurden insgesamt 19 Schlitzversuche mit Variation der Lagerungsdichte, Schlitzgeometrie (L_s/T_s), Fundamentgröße (L_f/B_f) und des Fundamentabstandes (A_f) durchgeführt. Die Beschreibung und Ergebnisse der Versuche sind in Tabelle 3.2 angegeben.

Das Fundament wurde jeweils mit einer konstanten Vorschubgeschwindigkeit von 0.2 mm/min weggesteuert.

Für die Kontrolle der Reproduzierbarkeit wiederholte Versuche zeigten eine relativ gute Übereinstimmung (Tabelle 3.2).

In Bild 3.24 ist ein Beispiel für eine Meßreihe im Schlitzversuch angegeben. Das Lastsetzungsverhalten der durchgeführten Schlitzversuche in

Abhängigkeit vom Fundamentabstand von der Schlitzwand (Bild 3.25), der Fundamentgröße (Bild 3.26), der Lagerungsdichte des Untergrundes (Bild 3.27) und der Schlitzgeometrie (Bilder 3.28, 3.29) wird in Abschnitt 3.6.3.A beschrieben. Die Geländevertorfung um das Fundament neben dem Schlitz durch Fundamenteindringung bei derselben Variation wie in Abschnitt 3.6.3.A wird in Abschnitt 3.6.3.B angegeben (Bilder 3.30, 3.31, 3.32). In Abschnitt 3.6.3.C wird die Horizontalverschiebung der Schlitzwand während der Fundamentbelastung dargestellt. Der Bruchmechanismus durch eine Fundamentbelastung neben dem Schlitz unter verschiedenen Randbedingungen wird im Abschnitt 3.6.3.D beschrieben.

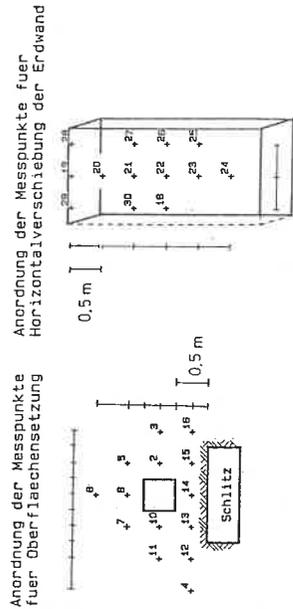
Die Tragfähigkeit der Fundamente in Abhängigkeit vom Fundamentabstand (A_f) wurde durch die Variation der Fundamentabstände von der Schlitzwand, $A_f = 0.50 \text{ m}$ (FA50), 0.75 m (FT300), 1.00 m (FA100), 1.25 m (FA125), 1.50 m (FA150), untersucht. Dabei wurden die Schlitzgeometrie ($L_s/T_s = 1.5 \text{ m}/3.0 \text{ m}$) und die Fundamentgröße ($L_f/B_f = 0.5 \text{ m}/0.5 \text{ m}$) konstant gehalten.

Der Einfluß der Schlitzgeometrie auf die Tragfähigkeit eines Fundamentes wurde unter konstanter Belastungskondition, d.h. mit konstantem Fundamentabstand ($A_f = 0.75 \text{ m}$) und Fundamentgröße ($L_f/B_f = 0.5 \text{ m}/0.5 \text{ m}$), (L_s/T_s) untersucht. Dabei betragen die Schlitzgeometrien $L_s/T_s = 1.0 \text{ m}/2.5 \text{ m}$ (FL100), $1.5 \text{ m}/3.0 \text{ m}$ (FT300), $2.5 \text{ m}/2.5 \text{ m}$ (FL250), $1.5 \text{ m}/0.5 \text{ m}$ (FT50), $1.5 \text{ m}/1.0 \text{ m}$ (FT100), $1.5 \text{ m}/1.5 \text{ m}$ (FT150), $1.5 \text{ m}/2.0 \text{ m}$ (FT200).

Der Einfluß der Fundamentgröße wurde beim Schlitz $L_s/T_s = 1.5 \text{ m}/3.0 \text{ m}$ mit verschiedenen Fundamentgrößen, $L_f/B_f = 0.25 \text{ m}/0.25 \text{ m}$ (FF25), $0.50 \text{ m}/0.50 \text{ m}$ (FT300), $0.75 \text{ m}/0.75 \text{ m}$ (FF75), $1.0 \text{ m}/0.5 \text{ m}$ (FP100) untersucht.

Dabei wurde der Abstand (A_v) zwischen Schlitzwand und Fundamentvorderkante mit $A_v = 0.5 \text{ m}$ konstant gehalten.

Bei den Versuchen FT300 - FD4X - FD6X wurden die Schlitzgeometrie ($L_s/T_s = 1.5 \text{ m}/3.0 \text{ m}$), Fundamentgröße ($L_f/B_f = 0.5 \text{ m}/0.5 \text{ m}$) und der Fundamentabstand ($A_f = 0.75 \text{ m}$) konstant gehalten. Es wurde nur die Lagerungsdichte des Untergrundes variiert.



SCHLITZVERSUCH		ft300	
Schlitzlaenge	Ls	150	[cm]
Schlitztiefe	Ts	300	[cm]
Fundamentgrosse	Lf/Bf	50 / 50	[cm]
Fundamentabstand v. Schlitz		75	[cm]
Vorschubgeschwindigkeit		.2	[mm/min]

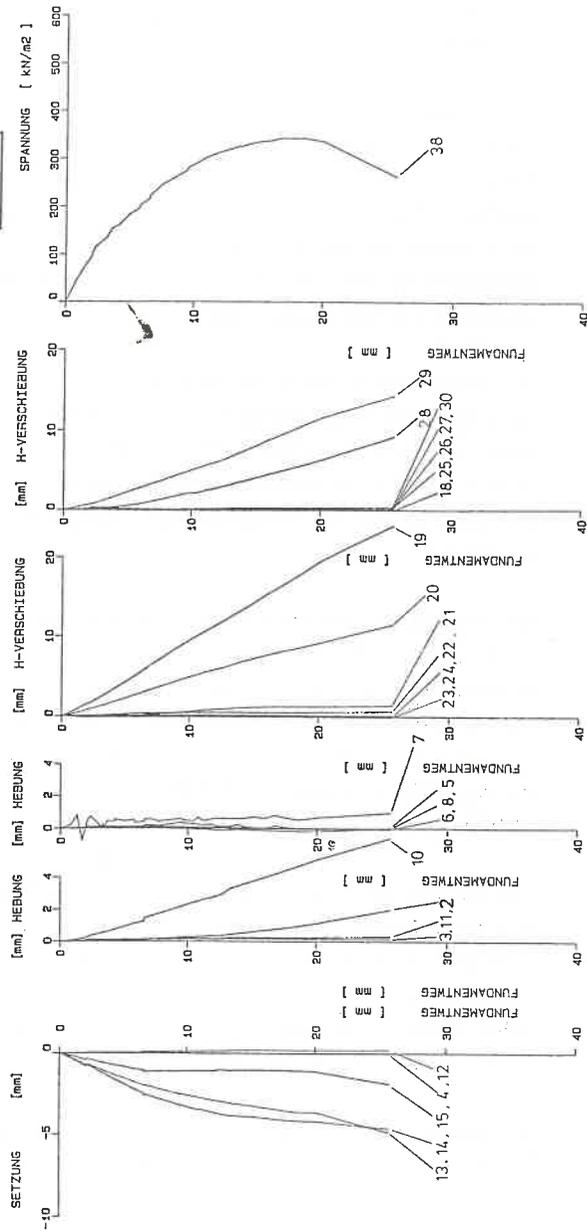


Bild 3.24 Beispiel einer Darstellung der Meßwerte beim Schlitzversuch

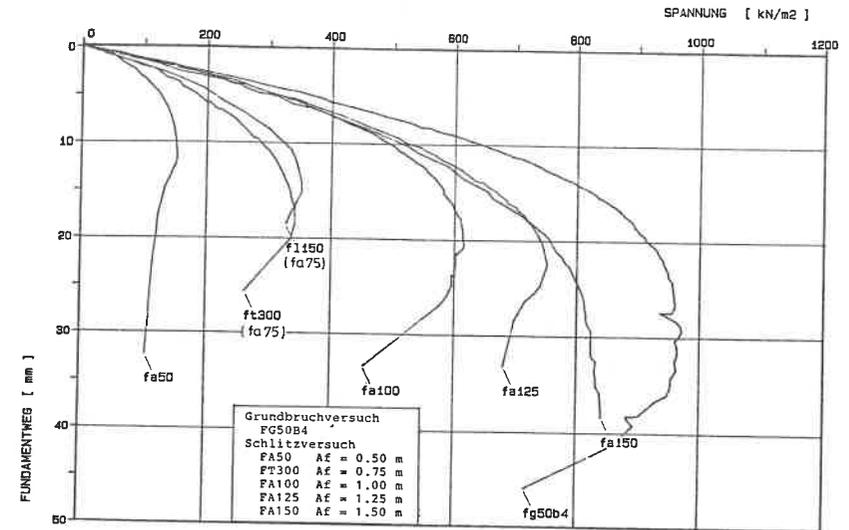


Bild 3.25 Lastsetzungslinie der Schlitzversuche in Abhängigkeit von Fundamentabständen im Vergleich zum Grundbruchversuch FG50B4 ($L_f/B_f = 0.5 \text{ m}/0.5 \text{ m}$, $L/T_s = 1.5 \text{ m}/3.0 \text{ m}$, Vorschubgeschwindigkeit in Fundamentmitte 0.2 mm/min)

A) LASTSETZUNGSVERHALTEN

Das Lastsetzungsverhalten der durchgeführten Schlitzversuche zeigte meist ein deutliches Scherbruchverhalten. Dabei fiel die Lastsetzungslinie nach dem Bruch stark ab.

EINFLUSS DER FUNDAMENTABSTÄNDE UND DER FUNDAMENTGRÖSSE

In Bild 3.25 sind die Lastsetzungslinien der durchgeführten Schlitzversuche bei Variation der Fundamentabstände ($L_s/T_s = 1.5 \text{ m}/3.0 \text{ m}$) aufgetragen. Dabei wurde der Achsabstand A_f des Fundamentes von der Schlitzwand von $A_f = 0.5 \text{ m}$ bis 1.5 m variiert. Der Abstand $A_f = 1.5 \text{ m}$ entsprach der Schlitzlänge.

Mit zunehmendem Fundamentabstand A_f wuchs die Grenzlasterdeutlich an, und die Lastsetzungslinie näherte sich derjenigen des Grundbruchversuchs an. Beim Fundamentabstand $A_f = 1.50 \text{ m}$ zeigt die Lastsetzungslinie schon deutlich ein Grundbruchverhalten, obwohl die Grenzlaster nur noch 75 % der Grundbruchlast beträgt. Sie wurde bei gleicher Fundamentsetzung wie im Grundbruch erreicht (Bild 3.39a).

Die Lastsetzungslinie der Versuche, die mit unterschiedlich großem Fundament bei konstanter Schlitzgeometrie von $L_s/T_s = 1.5 \text{ m}/3.0 \text{ m}$ durchgeführt wurden (Versuche FF25 - FF75 - FF100 - FT300), ist in Bild 3.26 aufgetragen. Dabei war der Abstand A_v zwischen Fundamentvorderkante und Schlitzwand mit $A_v = 0.50 \text{ m}$ konstant.

Die Bruchspannung und die dazugehörige Fundamentsetzung zeigten eine geringe Streubreite. Mit größer werdender Lastplatte trat das Versagen erst bei sehr großen Setzungen ein.

EINFLUSS DER LAGERUNGSDICHTE

Im folgenden handelt es sich um die Versuche FT300, FD4X und FD6X.

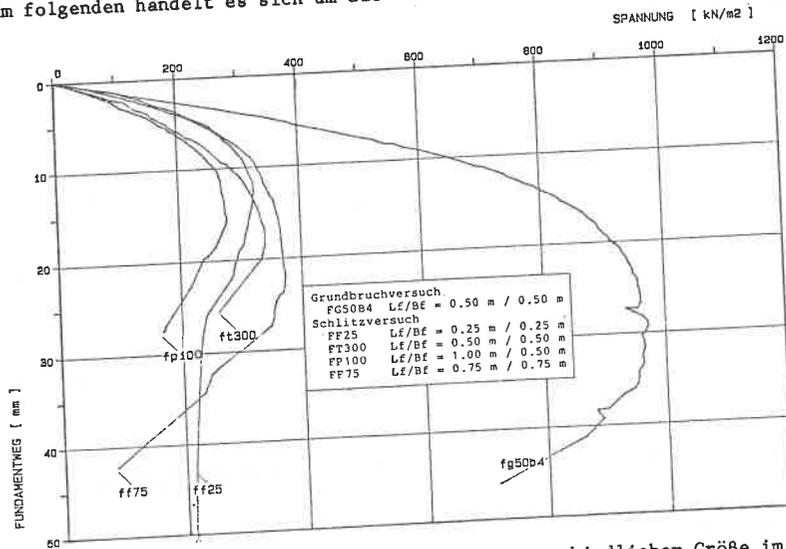


Bild 3.26 Lastsetzungslinie der Fundamente unterschiedlicher Größe im Vergleich zum Grundbruchversuch FG50B4 ($L_f/B_f = 0.5 \text{ m}/0.5 \text{ m}$, $A_v = 0.50 \text{ m}$, $L_s/T_s = 1.5 \text{ m}/3.0 \text{ m}$, Vorschubgeschwindigkeit in Fundamentmitte $0.2 \text{ mm}/\text{min}$)

Die Lastsetzungslinien der durchgeführten Versuche mit unterschiedlicher Lagerungsdichte sind in Bild 3.27 zu sehen. Sie verlaufen steiler mit abnehmender Lagerungsdichte. Die Bruchlast wächst mit zunehmender Lagerungsdichte an und tritt damit bereits bei einer geringeren Fundamentsetzung ein.

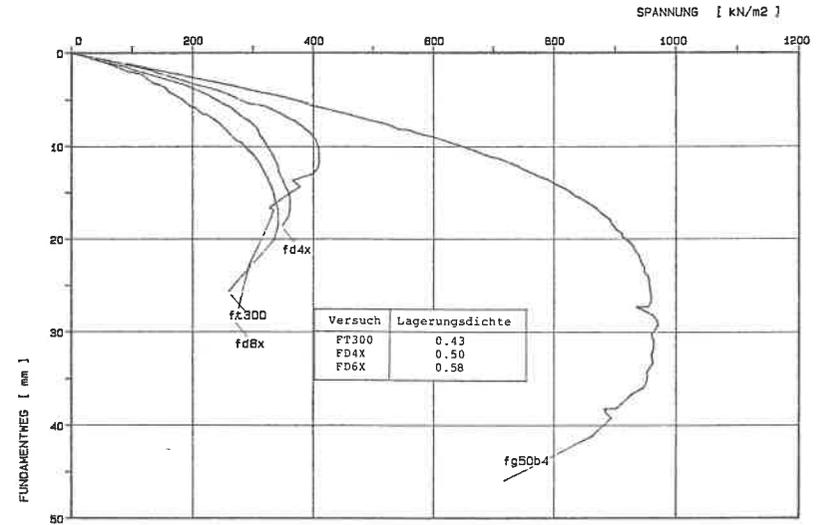


Bild 3.27 Lastsetzungsverhalten bei den Schlitzversuchen im Boden mit unterschiedlicher Lagerungsdichte ($L_s/B_s = 0.5 \text{ m}/0.5 \text{ m}$, $A_f = 0.75 \text{ m}$, $L/T = 1.5 \text{ m}/3.0 \text{ m}$, Vorschubgeschwindigkeit in Fundamentmitte $0.2 \text{ mm}/\text{min}$)

EINFLUSS DER SCHLITZGEOMETRIE: L_s UND T_s

Die Tragfähigkeit eines neben dem Schlitz liegenden Fundaments ist von der Schlitzgeometrie, Schlitzlänge L_s und -tiefe T_s abhängig. Bei der Variation von Länge und Tiefe der Schlitz zeigt sich ein unterschiedliches Lastsetzungsverhalten.

Die Lastsetzungslinie der an verschiedenen langen Schlitzten durchgeführten Versuche (Versuche FL150 - FT300 - FL250) ist in Bild 3.28 aufgetragen. In den in Bild 3.29 dargestellten Versuchen wurden die Schlitzlänge ($L_s = 1.5 \text{ m}$), die Fundamentgröße ($L_f/B_f = 0.5 \text{ m}/0.5 \text{ m}$) und der Fundamentabstand ($A_f = 0.75 \text{ m}$) konstant gehalten. Es wurde nur die Schlitztiefe in 0.5 m Schritten von $T_s = 0.5 \text{ m}$ bis $T_s = 3.0 \text{ m}$ variiert. Die Tragfähigkeit des Fundamentes neben der Schlitzwand nimmt mit zunehmender Schlitztiefe ab und bleibt ab einer bestimmten Tiefe konstant. Die Lastsetzungslinie verläuft mit zunehmender Schlitztiefe steiler und bleibt ab einer bestimmten Tiefe konstant.

In den Versuchen FT200 und FT300 stimmten die Lastsetzungslinien praktisch überein. Daraus kann man schließen, daß der Einfluß der Fundamentbelastung neben der Schlitzwand nur auf einen bestimmten Tiefenbereich

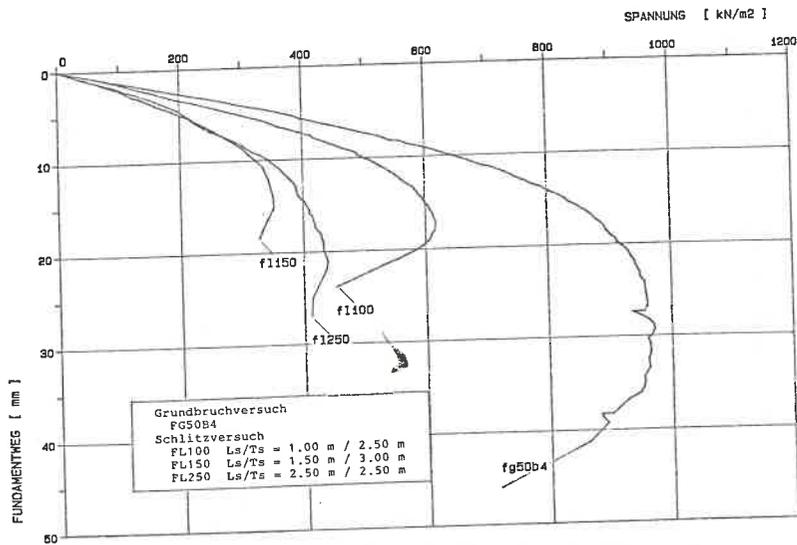


Bild 3.28 Lastsetzungsverhalten der neben unterschiedlich langen Schlitzten belasteten Fundamente ($L_f/B_f = 0.5 \text{ m}/0.5 \text{ m}$, $A_f = 0.75 \text{ m}$, Vorschubgeschwindigkeit in Fundamentmitte 0.2 mm/min)

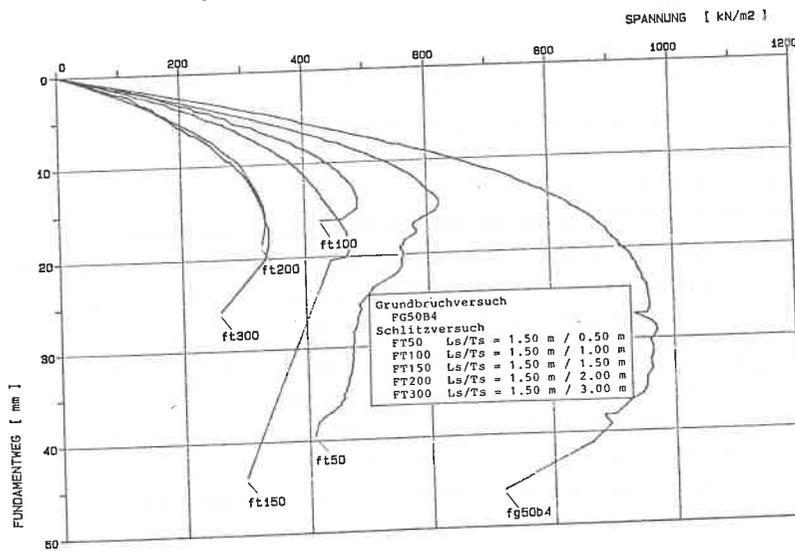


Bild 3.29 Lastsetzungsverhalten der neben unterschiedlich tiefen Schlitzten belasteten Fundamente ($L_f/B_f = 0.5 \text{ m}/0.5 \text{ m}$, $A_f = 0.75 \text{ m}$, Vorschubgeschwindigkeit in Fundamentmitte 0.2 mm/min)

begrenzt ist.

B) GELÄNDEVERFORMUNG

Bei der Belastung traten Setzungen an verschiedenen Punkten der Oberfläche neben dem Fundament und zwischen Fundament und Schlitz auf.

Die Versuche mit kleinem Fundamentabstand zeigten fast keine Gelände- verformung an der Rückseite des Fundaments. Die seitlich nahe dem Fundament liegenden Punkte wiesen eine kleine Hebung auf. Das zwischen Fundament und Schlitzwand liegende Gelände setzte sich ständig bei der Fundamentein- dringung, da sich ein in den Schlitz hinein rutschender Bruchkörper zwi- schen Fundament und Schlitzwand ausgebildet hatte.

Ein typisches Beispiel für einige Meßwerte der Geländesetzung ist in Bild 3.24 angegeben.

GELÄNDEVERFORMUNG AN DER RÜCKSEITE DES FUNDAMENTES

Die Meßwerte des von der hinteren Fundamentkante 0.25 m entfernten Punktes D in den Bildern 3.30, 3.31 und 3.32 zeigen die Verformung an der Gelän- deoberfläche. Bei kleinen Lastabständen bis $A_f = 1.00 \text{ m}$ bildete sich ein Bruchkörper von der Fundamentvorderkante ausgehend in den Schlitz hinein aus. Das übrige Gelände verformte sich kaum. Dadurch wurde am Punkt D praktisch keine Gelände- verformung gemessen.

Mit zunehmenden Fundamentabständen wurde die Kräfteumlagerung in den nicht geschlitzten Bereich deutlicher. Es ergab sich eine größere Verformung des Geländes an der Rückseite des Fundamentes. Die Meßwerte zeigten beim Last- abstand $A_f = 1.25 \text{ m}$ eine Geländehebung nach anfänglicher Setzung. War der Fundamentabstand gleich groß wie die Schlitzlänge, d.h. $A_f = L_s$, wurde ein Grundbruchverhalten mit starker Geländehebung deutlich (Bild 3.30).

Bei kleiner werdender Schlitzlänge (Bild 3.31) und -tiefe (Bild 3.32) wurde die Kräfteumlagerung größer.

DIE VERFORMUNG DES SEITLICH LIEGENDEN GELÄNDES

Die Gelände- verformung des seitlich liegenden Geländes zeigte jeweils eine Hebung, die mit der Entfernung von der Fundamentkante abnahm (Bild 3.24). Die Meßwerte der beiderseits 0.25 m von der Fundamentkante entfernten Punk- te B und C nach Bild 3.30, 3.31 3.32 zeigen die Oberflächenverformung an der Geländeoberfläche.

Die Hebung des seitlich von dem Fundament liegenden Geländes nahm mit dem Fundamentabstand zu. Beim Fundamentabstand $A_f = 1.50$ m zeigte die Gelände-
 lände-
 verformung schon ein deutliches Grundbruchverhalten mit Bruchscholle.
 Die Hebung des seitlich neben dem Fundament liegenden Geländes nimmt mit
 abnehmender Schlitztiefe und -länge zu.

VERFORMUNG DES GELÄNDES ZWISCHEN FUNDAMENT UND SCHLITZWAND

Bei den Schlitzversuchen mit einer direkt neben dem Schlitz liegenden Auf-
 last wurde ein jeweils in den Schlitz abrutschender Bruchkörper beobachtet.
 Er war durch eine ausgeprägte Ribbildung an der Geländeoberfläche in allen
 durchgeführten Schlitzversuchen deutlich zu erkennen.

Die Verformung des von der Fundamentvorderkante in Schlitzrichtung 0.25 m
 entfernten Geländes ist als die Setzung des Punktes A in den Bildern
 3.30, 3.31 und 3.32 dargestellt.

Die Setzung des Punktes A bei unterschiedlichen Fundamentabständen ist
 in Bild 3.30 angegeben. Sie variierte mit dem Fundamentabstand. Bei kleinem
 Abstand setzte sich das Gelände, und die Setzung nahm mit zunehmendem Ab-
 stand ab. Bei großem Abstand, z.B. $A_f = 1.5$ m, hob sich das Gelände wie
 bei normalen Grundbruchversuchen (Bild 3.30).

Bei kleinen Schlitzten, $L_s = 1.0$ m, zeigte sich eine Geländehebung nach
 anfänglicher Setzung (Versuch FL100 in Bild 3.31).

Die Setzung des Punktes A bei den Schlitzten mit unterschiedlicher Tiefe
 ist in Bild 3.32 dargestellt. Wenn die Schlitztiefe kleiner als die
 Schlitzlänge war, hob sich das Gelände bei der Fundamentbelastung gar nicht
 oder nur wenig. Das hatte seinen Grund in der erzwungenen Bruchkörperbil-
 dung durch die Schlitzunterkante. Dadurch verschob sich der Bruchkörper
 sehr wenig in Vertikalrichtung. Er bewegte sich hauptsächlich in horizon-
 taler Richtung. Bei tiefen Schlitzten hingegen, d.h. $T_s > L_s$, setzte
 sich das Gelände, weil der Bruchkörper in den Schlitz hinein rutschte. Die
 Geländesetzung wurde mit zunehmender Fundamenteindringung größer (Bild
 3.32).

C) HORIZONTALVERSCHIEBUNG DER SCHLITZWAND

Bei der Fundamentbelastung wurden die Horizontalverschiebungen der Erdwand
 gleichzeitig an verschiedenen Meßpunkten mit Hilfe der Pendelgestänge ge-
 messen. Durch Beobachtung der Horizontalverschiebung der Erdwand konnte man

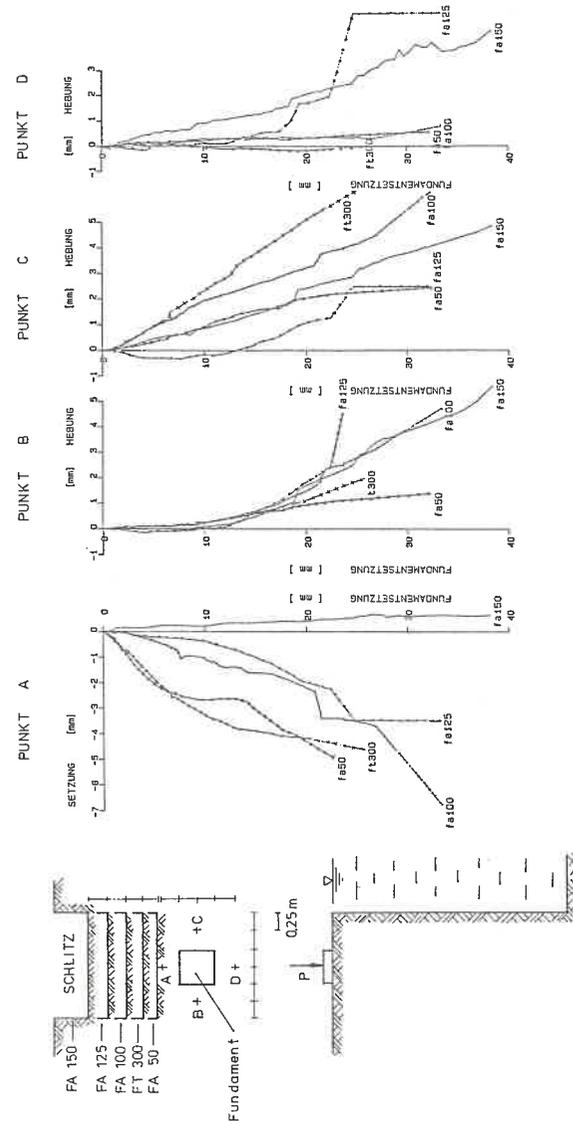


Bild 3.30 Verformung der Geländeoberfläche (Punkte A, B, C, D) bei unter-
 unterschiedlichen Abständen zwischen Fundament und Schlitz ($L_s/B_s =$
 0.5 m/ 0.5 m, $L_s/T_s = 1.5$ m/ 3.0 m, Vorschubgeschwindigkeit in
 Fundamentmitte 0.2 mm/min, $A_s = 0.5$ m (FA50), 0.75 m (FT300),
 1.00 m (FA100), 1.25 m (FA125), 1.50 m (FA150))

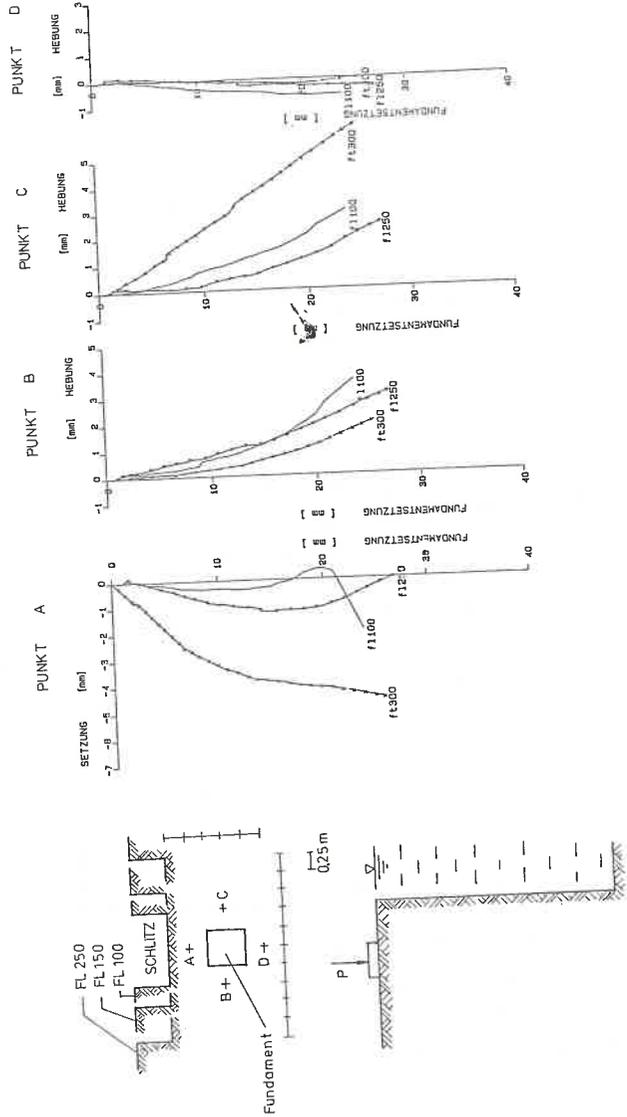


Bild 3.31 Verformung der Geländeoberfläche (Punkte A, B, C, D) bei unterschiedlichen Schlitzlängen ($L_c/B_f = 0.5 \text{ m}/0.5 \text{ m}$, $A_c = 0.75 \text{ m}$, Vorschubgeschwindigkeit in Fundamentmitte 0.2 mm/min , $L_c/T = 1.0 \text{ m}/2.5 \text{ m}$ (FL100), $1.5 \text{ m}/3.0 \text{ m}$ (FT300), $2.5 \text{ m}/2.5 \text{ m}$ (FL250))

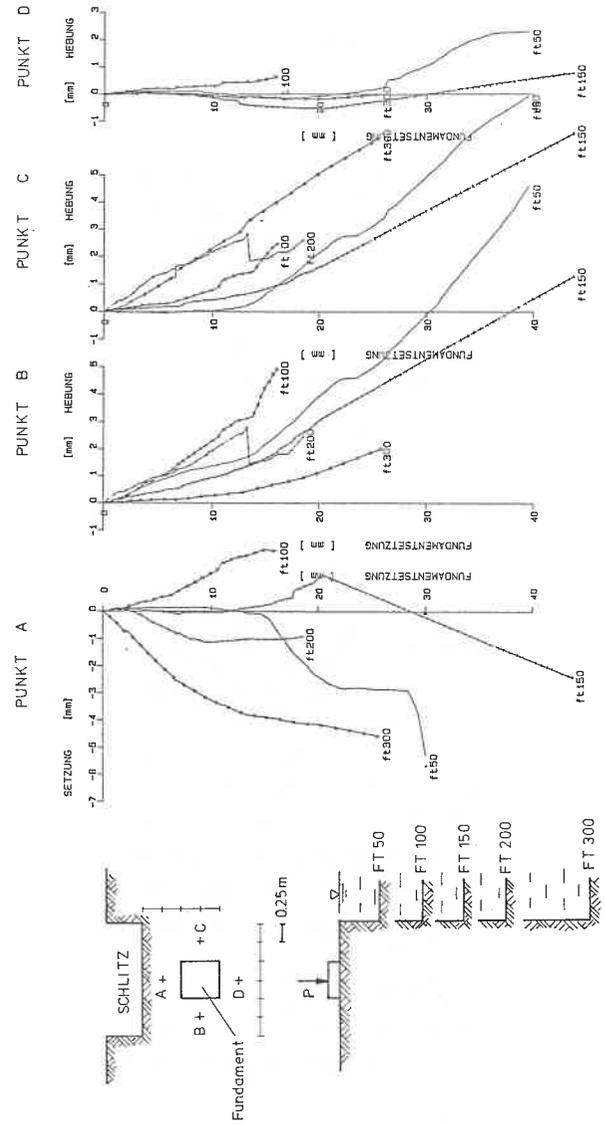


Bild 3.32 Verformung der Geländeoberfläche (Punkte A, B, C, D) bei unterschiedlichen Schlitzlängen ($L_c/B_f = 0.5 \text{ m}/0.5 \text{ m}$, $A_c = 0.75 \text{ m}$, Vorschubgeschwindigkeit in Fundamentmitte 0.2 mm/min , $L_c/T = 1.5 \text{ m}/0.5 \text{ m}$ (FT50), $1.5 \text{ m}/1.0 \text{ m}$ (FT100), $1.5 \text{ m}/1.5 \text{ m}$ (FT150), $1.5 \text{ m}/2.0 \text{ m}$ (FT200), $1.5 \text{ m}/3.0 \text{ m}$ (FT300))

die Bruchkörperbildung in begrenzten Bereichen erkennen.

Bild 3.24 zeigt ein Beispiel für die Horizontalverschiebung der Erdwand. Dort haben die nahe der Oberfläche liegenden Punkte (Punkte 19, 20, 28 und 29) eine größere Verschiebung. Im Gegensatz dazu haben die tiefer als 2.0 m liegenden Punkte keine merkliche Verschiebung (Punkte 23, 24 und 25). Die Punkte 18, 26 und 27 verschoben sich ebenfalls nicht. Die Punkte 21, 27 und 30 lagen in einer Tiefe von 105 cm unter Geländeoberfläche. Es zeigte jedoch nur der Punkt 21, der in der Schlitzmitte lag, eine meßbare Horizontalverschiebung, da die anderen beiden Punkte 27 und 30 außerhalb des Bruchkörpers lagen. Dies ist bedingt durch die muschelförmige Bruchkörperbildung. Die Unterkante des Bruchkörpers lag zwischen den Punkten 21 und 22.

Daraus läßt sich folgern, daß der vom Fundament erzwungene muschelförmige Bruchkörper nur in dem begrenzten Bereich, nahe der Oberfläche, ausgebildet wird.

D) BRUCHKÖRPERBILDUNG

In den durchgeführten Schlitzversuchen war es möglich, maximal 2.5 m lange und 3.0 m tiefe Schlitz herzustellen. Stand die Auflast nicht weit von der Schlitzwand entfernt, bildete sich der Bruchkörper in einem begrenzten Bereich in Schlitzrichtung aus. Wegen der räumlichen Begrenzung war die Beobachtung der Bruchkörperbildung innerhalb des Bodens ohne Störung sehr schwierig. Sie konnte aber durch die Beobachtung der Rißbildung und -verbreiterung an der Oberfläche, aus den Meßwerten der Geländesetzung und aus der Horizontalverschiebung der Erdwand festgestellt werden.

In einigen Versuchen wurde zusätzlich nach dem Belasten durch eine Absenkung des Suspensionsspiegels ein Abgleiten des Bruchkörpers in den Schlitz hinein zugelassen (Bild 3.33). Damit war die räumliche Bruchkörperbildung infolge der Fundamentbelastung deutlich erkennbar.

Bei der Versuchsreihe B2 wurden, wie in den kleinmaßstäblichen Versuchen, beim Sandeinbau Markierungsschichten (Abschnitt 4.5) hergestellt, um den räumlichen Verlauf des Bruchkörpers genau zu erfassen. Beim Abgraben in Schnitten (Abschnitt 4.5) wurden die Knickpunkte der Markierungsschichten infolge der Bruchkörperabrutschung deutlich erkennbar (Bild 3.35). Daraus konnte der räumliche Verlauf des Bruchkörpers festgestellt werden.

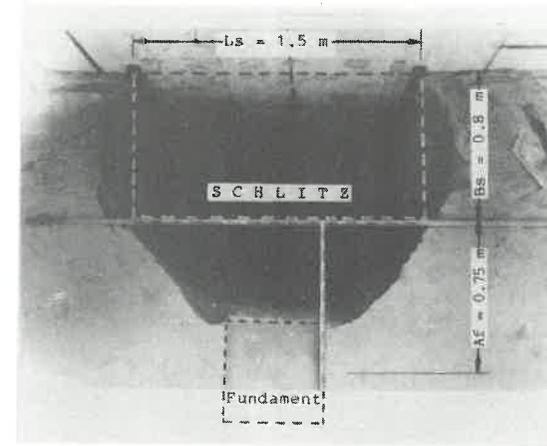


Bild 3.33 Bruchkörperbildung zwischen Fundament und Schlitz im Schlitzversuch FD6X ($L_s/T_s = 1.5 \text{ m}/3.0 \text{ m}$, $L_f/B_f = 0.5 \text{ m}/0.5 \text{ m}$, $A_f = 0.75 \text{ m}$, Vorschubgeschwindigkeit in Fundamentmitte 0.3 mm/min)

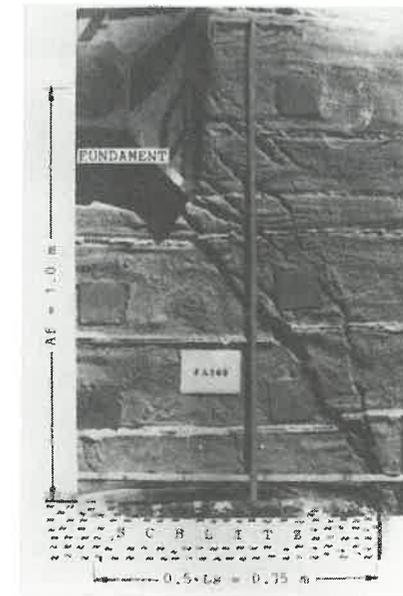


Bild 3.34 Oberflächenrißbildung beim Schlitzversuch FA100 ($L_s/T_s = 1.5 \text{ m}/3.0 \text{ m}$, $L_f/B_f = 0.5 \text{ m}/0.5 \text{ m}$, $A_f = 1.0 \text{ m}$, Vorschubgeschwindigkeit in Fundamentmitte 0.2 mm/min)

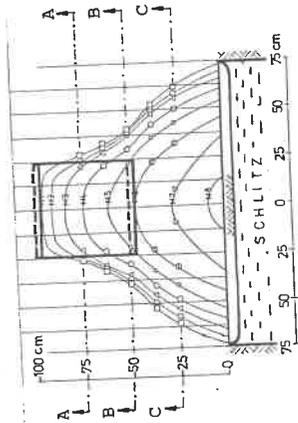
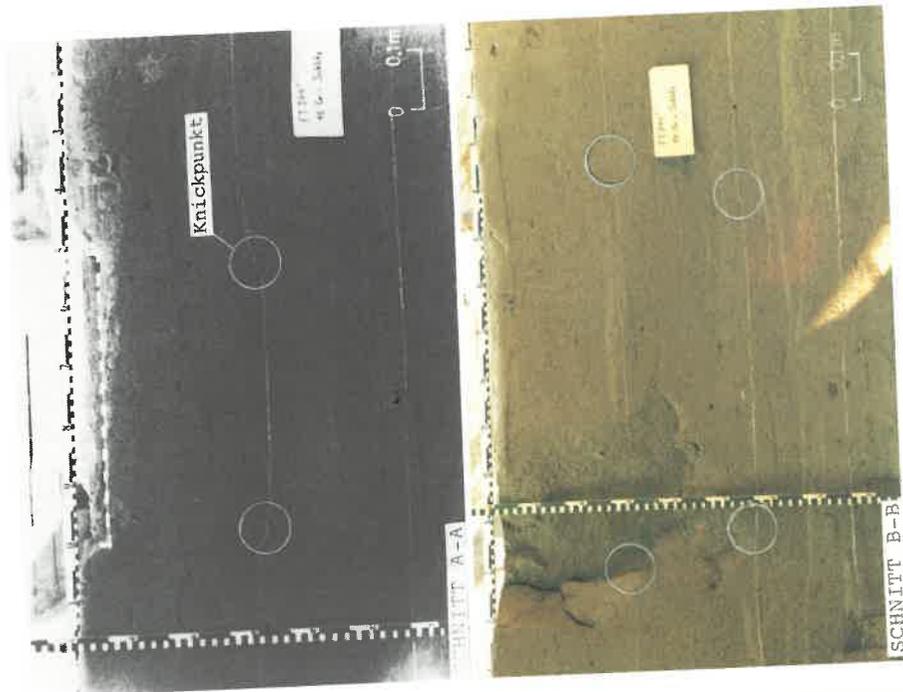


Bild 3.35 Bestimmung des räumlichen Verlaufs der Bruchfigur beim Schlitzversuch FT300 durch die Beobachtung der Markierungsschichten beim Abgraben in Schnitten ($L_s/T_s = 1.5 \text{ m}/3.0 \text{ m}$, $L_f/B_f = 0.5 \text{ m}/0.5 \text{ m}$, $A_f = 0.75 \text{ m}$)

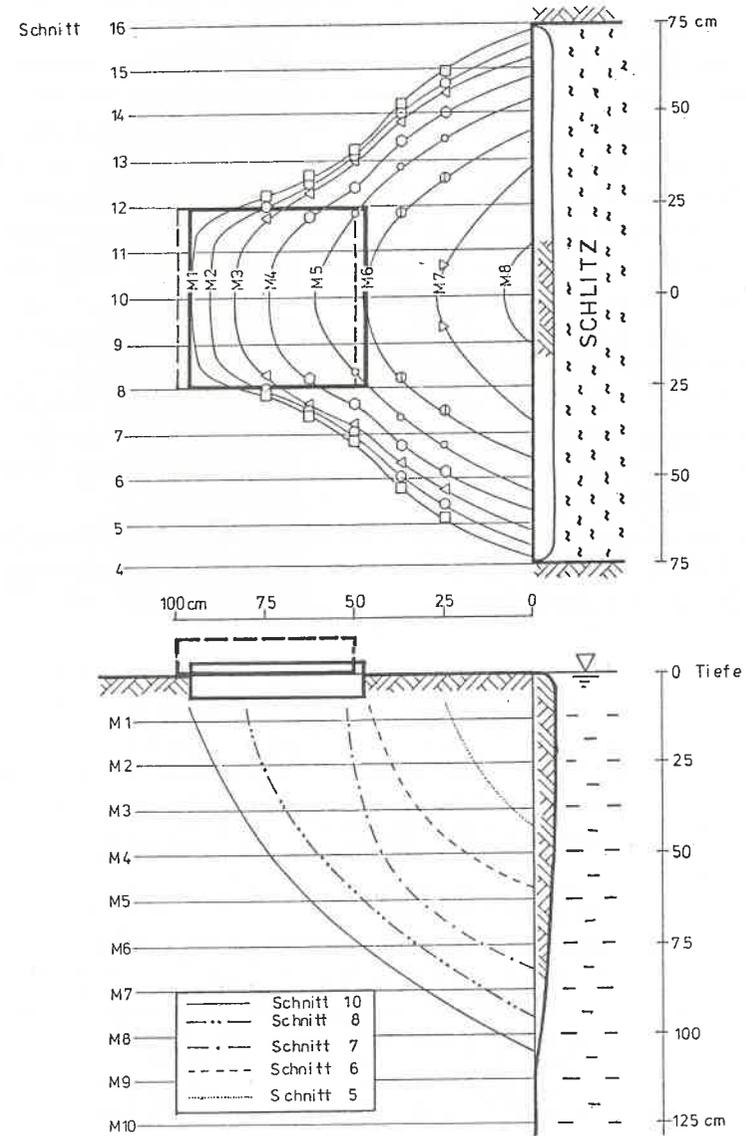


Bild 3.36 Darstellung des räumlichen Verlaufs der Bruchfigur in Form von Höhenlinie und Schnittbild

In Bild 3.36 ist beispielsweise der räumliche Verlauf des Bruchkörpers aus Bild 3.35 in Form von Höhenlinien angegeben.

Aus der Beobachtung der Versuche kann man den Schluß ziehen, daß beim Schlitzproblem ein vom Einzelfundament erzwungener Bruchmechanismus, der aus zwei nebeneinander angrenzenden monolitischen Teilbruchkörpern, einem unter der Lastplatte keilförmigen und einem zwischen Fundament und Schlitzwand muschelförmigen Bruchkörper besteht, plausibel ist (Bild 3.34). Die unterschiedlichen Setzungen des Geländes, das zwischen dem Fundament und dem Schlitz liegt, und des Fundamentes zeigen deutlich die Relativverschiebung zwischen beiden Bruchkörpern (Abschn. 3.6.3.B).

ALLGEMEINE BRUCHKÖRPERENTWICKLUNG

Die Ergebnisse aller durchgeführten Versuche zeigen, daß die Geometrie des von der konzentrierten Auflast erzwungenen Bruchkörpers, der in den Schlitz hinein abgelenkt, von der Fundamentgröße, -lage und der Schlitzgeometrie abhängig ist.

Die Abmessungen des Bruchkörpers in **Horizontalrichtung** erreichen an der Geländeoberfläche ihr Maximum. Das Maximum wird durch die Beobachtung der Oberflächenrißbildung bestimmt.

Der Oberflächenriß verläuft von der vorderen Fundamentecke ausgehend unter einem festliegenden Winkel ϕ , eine breiter werdende Scholle bildend, in Schlitzrichtung. Bei ausreichend langem Schlitz (Versuch FL250) verbreitert sich der Riß ohne Krümmung und schneidet die Schlitzwand mit der Länge L_b . Sie kann aus dem beim Versuch gemessenen Verbreiterungswinkel ϕ und aus Fundamentlänge L_f und -abstand A_v wie folgt berechnet werden :

$$L_b = L_f + 2 \cdot A_v \cdot \tan \phi$$

Hier ist A_v der Abstand zwischen Fundamentvorderkante und Schlitzwand. Die Länge L_b wird unabhängig von der Schlitzgeometrie aus Fundamentlänge und -abstand bestimmt. Sie wird größer mit zunehmender Fundamentlänge L_f und zunehmendem Fundamentabstand A_v .

Wenn die Schlitzlänge L_s kleiner als die oben berechnete Länge L_b ist, so kann man beobachten, daß der Riß in die Schlitzrichtung gekrümmt wird und durch die Ecke des Schlitzes verläuft. Durch diese Zwangswirkung kann die Kräfteumlagerung geklärt werden.

Je größer der Unterschied zwischen der Länge L_b und der Schlitzlänge

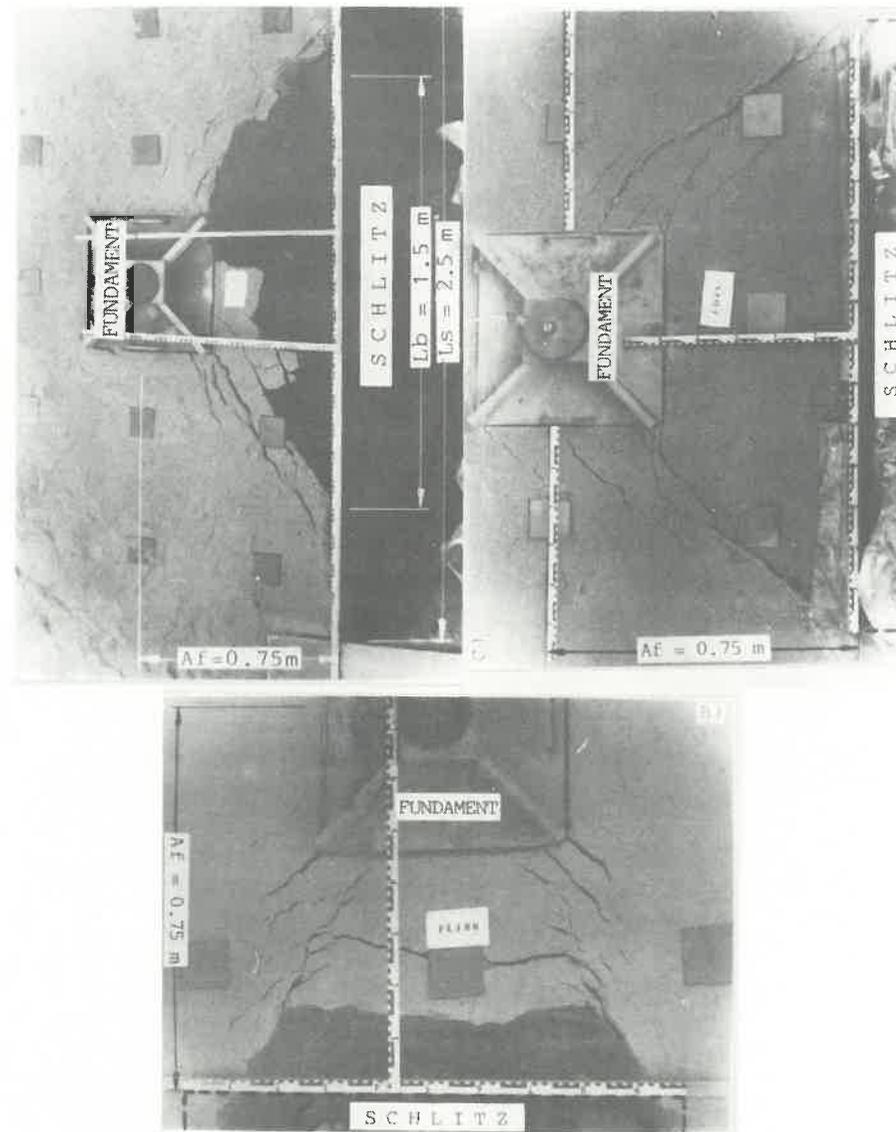


Bild 3.37 Oberflächenrißbildung bei den Schlitzversuchen in Abhängigkeit von der Schlitzlänge L_s ($L_f/B_f = 0.5 \text{ m}/0.5 \text{ m}$, $A_f = 0.75 \text{ m}$, Vorschubgeschwindigkeit in Fundamentmitte 0.2 mm/min , $L_s/T_s = 1.0 \text{ m}/2.5 \text{ m}$ (FL100), $1.5 \text{ m}/3.0 \text{ m}$ (FD4X), $2.5 \text{ m}/2.5 \text{ m}$ (FL250))

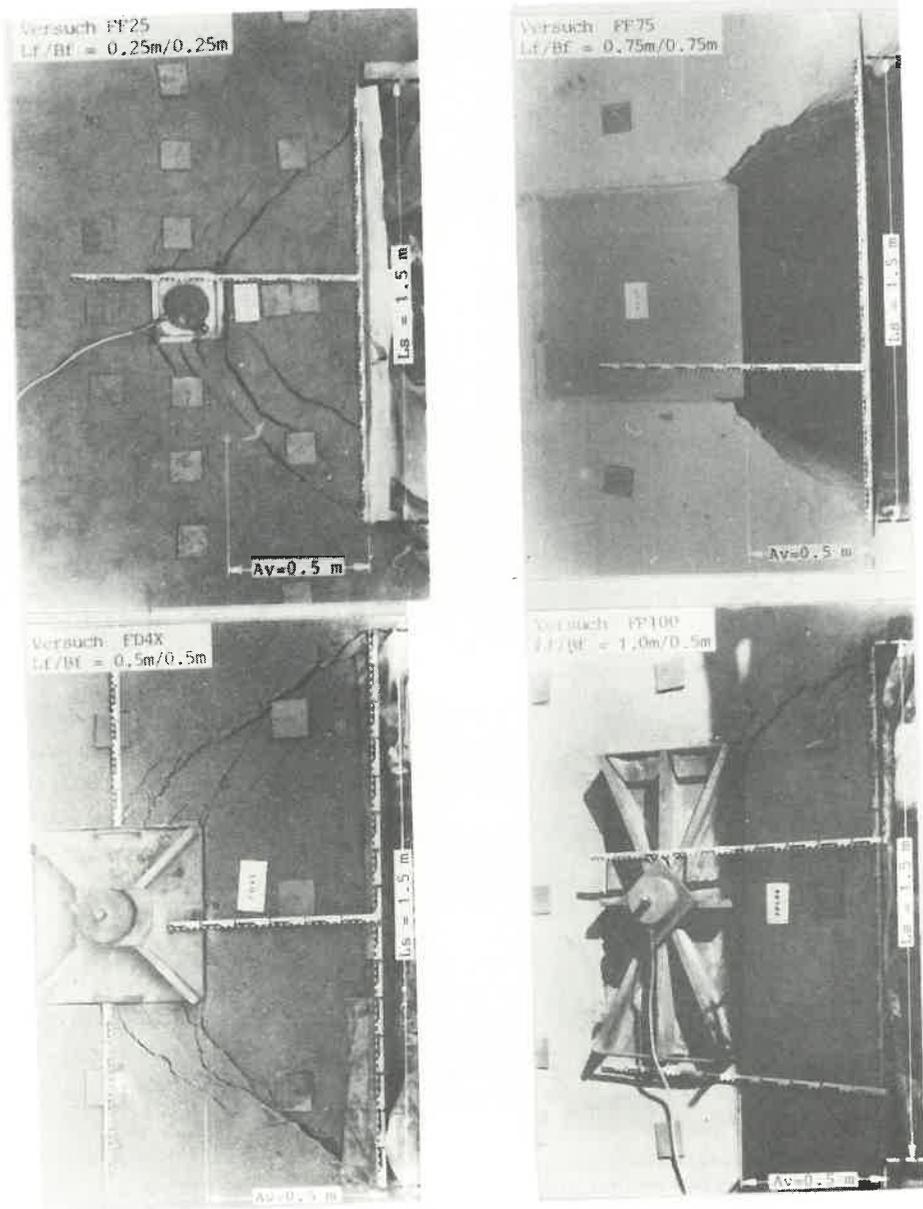


Bild 3.38 Oberflächenrißbildung bei den Schlitzversuchen in Abhängigkeit von den Fundamentgrößen ($L_f/T = 1.5\text{ m}/3.0\text{ m}$, $A_f = 0.50\text{ m}$, Vorschubgeschwindigkeit in Fundamentmitte 0.2 mm/min)

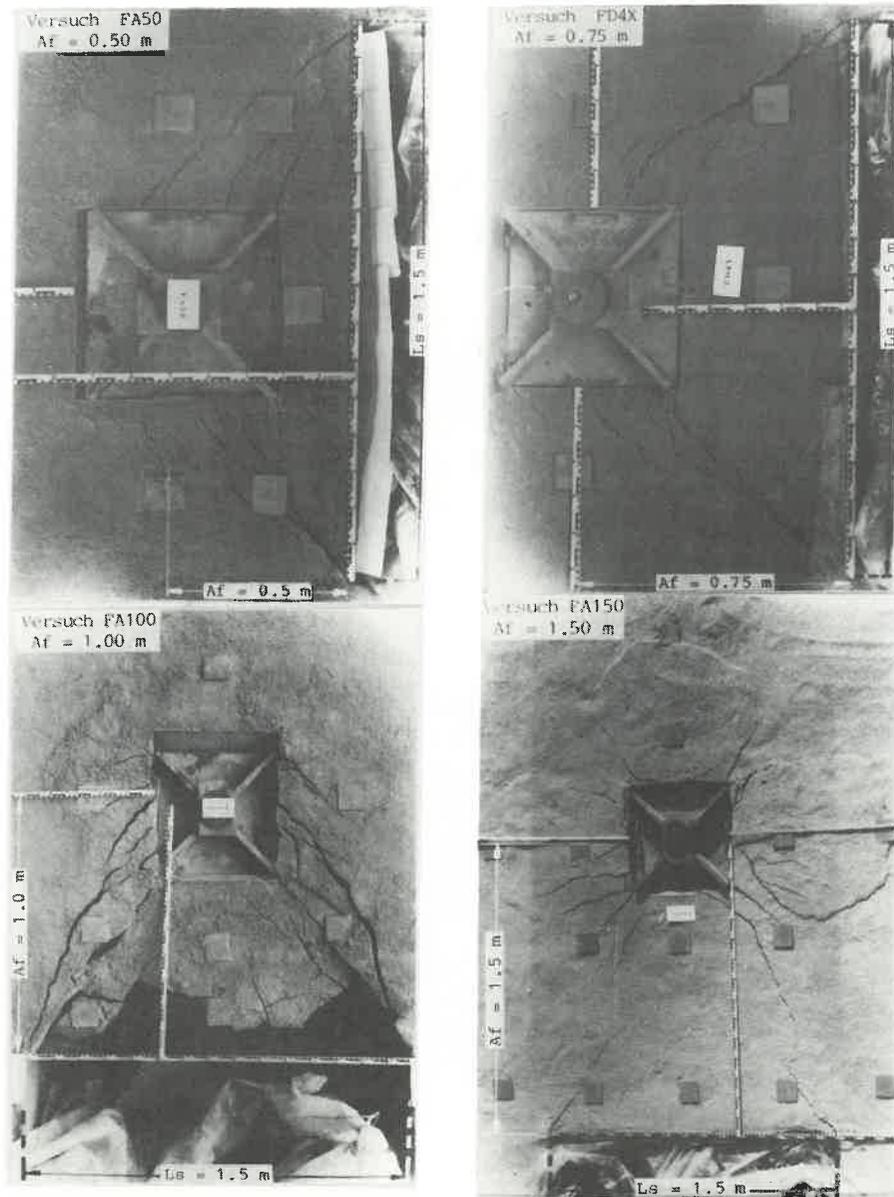


Bild 3.39 Oberflächenrißbildung bei den Schlitzversuchen in Abhängigkeit von den Fundamentabständen ($L_f/B_f = 0.5\text{ m}/0.5\text{ m}$, $L_f/T = 1.5\text{ m}/3.0\text{ m}$, Vorschubgeschwindigkeit in Fundamentmitte 0.2 mm/min)

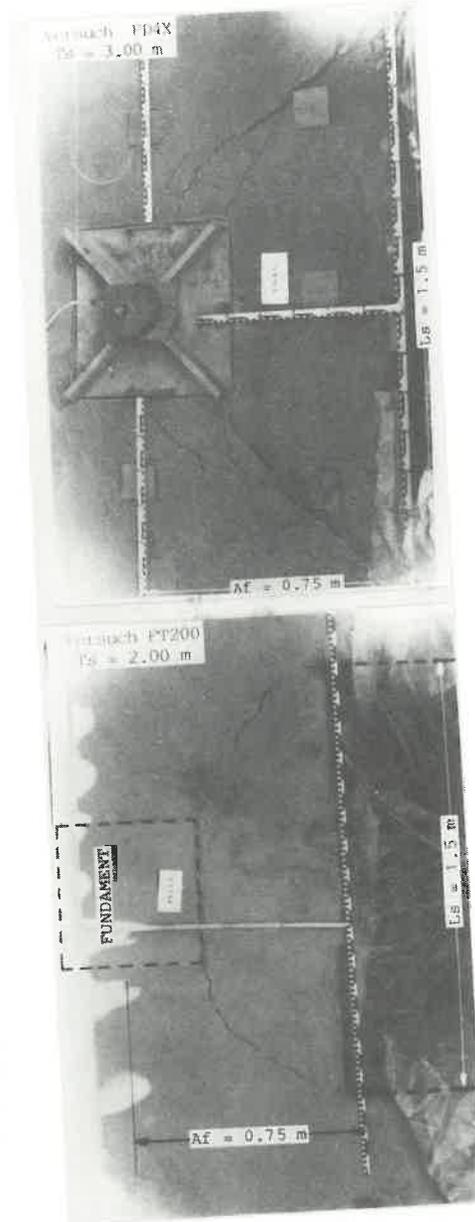


Bild 3.40 Oberflächenrißbildung bei den Schlitzversuchen unterschiedlicher Tiefe ($L_s = 1.5$ m, $L_f/B_f = 0.50$ m/0.50 m, $A_f = 0.75$ m, Vorschubgeschwindigkeit in Fundamentmitte 0.2 mm/min)

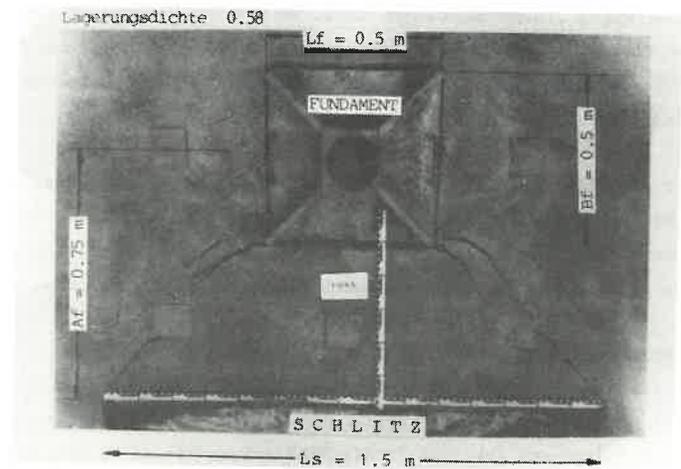
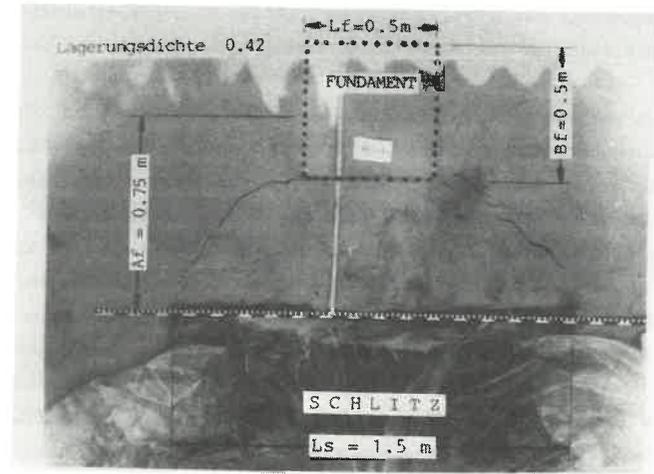


Bild 3.41 Oberflächenrißbildung bei den Schlitzversuchen in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte des Untergrundes ($L_f/B_f = 0.5$ m/0.5 m, $A_f = 0.75$ m, $L_s/T = 1.5$ m/2.0 m (FT200), 1.5 m/3.0 m (FT4X), Vorschubgeschwindigkeit in Fundamentmitte 0.2 mm/min)

L_s wird, desto größer wird die Krümmung der Ribildung und damit die Kräfteumlagerung. Bei $L_b < L_s$, bildete sich der Bruchkörper unabhängig von der Schlitzlänge aus. Seine Länge betrug L_b .

Bild 3.37A zeigt die Bruchkörperbildung beim Schlitz $L_s/T_s = 2.5$ m/2.5 m. Es wurde ein Fundament von $L_f/B_f = 0.5$ m/0.5 m Größe in einer Entfernung von $A_v = 0.50$ m von der Schlitzwand belastet. Dabei betrug die Bruchkörperlänge $L_b = 1.50$ m, etwa das 3-fache von A_v , und damit $\phi = 45^\circ$.

Die Oberflächenribildung für einen 1.0 m (Bild 3.37B) bzw. 1.5 m (Bild 3.37C) langen Schlitz zeigte diesen Bruchvorgang deutlich.

Die Tiefe des Bruchkörpers T_b wird von Fundamentabstand und -größe bestimmt. Dabei bildet sich der Bruchkörper innerhalb eines bestimmten Tiefenbereichs aus, der etwa der Schlitzlänge L_s entsprach. Bei großem Fundamentabstand zeigt sich wegen der großen Kräfteumlagerung im Erdbereich neben dem Fundament kein tieferer Bruchkörper, sondern ein Übergang zum Grundbruchverhalten. Beim Versuch FA150 zeigte sich schon eine kleine aber deutliche Hebung (Punkt A in Bild 3.30). Wenn der Schlitz für die Bruchkörperbildung nicht ausreichend tief war, z.B. FT50 od. FT100, ging die Gleitfläche durch die Unterkante des Schlitzes.

Wenn nur die Tiefe des Schlitzes variiert wurde, konnte kein deutlicher Unterschied in der Ribildung an der Oberfläche festgestellt werden. Daraus kann man den Schluß ziehen, daß die Bruchkörperbildung in Horizontalrichtung praktisch unabhängig von der Schlitztiefe ist (Bild 3.40).

EINFLUSS DER FUNDAMENTGRÖSSE

Bei den Versuchen mit unterschiedlich großen Fundamenten wurden dieselben Phänomene beobachtet. Der RiB verlief immer noch von der vorderen Ecke des Fundamentes ausgehend gekrümmt in die Schlitzzecke hinein (siehe Bild 3.38). Solange das Fundament nicht weit vom Schlitz entfernt lag ($A_f < L_s$), bildeten die Schlitzzecke und die vordere Ecke des Fundamentes stets Zwangspunkte für die Bruchkörperbildung.

EINFLUSS DES FUNDAMENTABSTANDES

Sind Fundamentgröße und Schlitzgeometrie konstant, wächst die Tragfähigkeit eines Fundamentes mit zunehmendem Fundamentabstand an.

Bild 3.39 zeigt die Oberflächenribildung infolge der Fundamentbelastung in unterschiedlichen Abständen von der Schlitzwand im Vergleich ($L_s/T_s = 1.5$ m/3.0 m, $L_f/T_f = 0.5$ m/0.5 m).

Bei kleinem Fundamentabstand, $A_v < 0.50$ m, wurde der Bruchkörper nur an der Seite des Schlitzes ausgebildet. Mit zunehmendem Fundamentabstand wurde die Verformung an der anderen Seite des Fundamentes deutlich. Ab einem Fundamentabstand von $A_v = 1.00$ m wurde rings um das Fundament eine große Verformung gemessen.

Beim Fundamentabstand von $A_v = 1.25$ m trat der Übergang zum Grundbruchverhalten in der Bruchkörperbildung hervor. Dabei bildete sich in der Schlitzseite des Fundamentes ein in die Schlitzrichtung abrutschender Bruchkörper aus. Auf der anderen Seite des Fundamentes, d.h. seitlich und hinter dem Fundament, bildeten sich jedoch genau dieselben Bruchschollen wie im Grundbruch aus.

Die gemessene Oberflächenverformung zeigte in der Schlitzseite des Fundamentes eine nur geringe Hebung, obwohl sie an den anderen Seiten eine ebenso große Hebung (Bruchscholle) wie beim Grundbruch aufwies.

4. KLEINMAßSTÄBLICHE VERSUCHE

4.1 ALLGEMEINES

Die kleinmaßstäblichen Schlitzversuche wurden in einem Versuchskasten mit den Verhältnissen von Breite/Länge/Tiefe = 1.0 m/1.2 m/1.0 m im Labor des Instituts durchgeführt.

Im Versuchskasten bestand die Möglichkeit zur Durchführung von zwei Schlitzversuchen pro Füllung. Zugleich konnte das Verhalten bei vorhandenem Grundwasser untersucht werden. Für die Versuchsschüttung wurde derselbe Rheinsand wie bei den Großversuchen verwendet.

Um die aus dem kleinen Maßstab herrührende Störung möglichst klein zu halten und eine homogene Versuchsschüttung zu erzielen, wurde der Sand getrocknet und mit einer speziell konstruierten Einrieselanlage in den Kasten eingebracht (Abschnitt 4.2). Dabei wurde die Einrieselintensität bei jeder Kastenfüllung konstant gehalten, um in allen Versuchen eine gleichmäßige Schüttung zu erzielen.

Die kleinmaßstäblichen Versuche wurden im Versuchsablauf entsprechend den Großversuchen durchgeführt (Abschnitt 4.3). Es wurde das dort verwendete Meß- und Steuersystem eingesetzt (Abschnitt 4.4). Die räumliche Bruchkörperausbildung konnte durch das Abgraben des in Schichten markierten Untergrundes festgehalten werden (Abschnitt 4.5).

Ziel dieser Versuche war es, sowohl die Maßstabeffekte als auch den Einfluß von verschiedenen Wasserspiegelhöhen zu untersuchen. Grundbruchversuche dienten zur Überprüfung der Reproduzierbarkeit und gleichzeitig als Grenzwerte für die Schlitzversuche. In einem Grundbruchversuch wurde der Einfluß der Vorschubgeschwindigkeit überprüft (Tabelle 4.1).

In 24 durchgeführten Schlitzversuchen, 7 Wiederholungsversuche eingeschlossen, wurden die Schlitzlänge und -tiefe sowie Fundamentgröße und -lage und der Grundwasserstand variiert (Tabelle 4.2). Das Fundament wurde mit einer konstanten Geschwindigkeit von 0.1 mm/min weggesteuert. Der Einfluß der Fundamentlage neben dem Schlitz wurde durch die Änderung des Fundamentabstandes untersucht ($A_f = 0.10$ m (Va10), 0.20 m (Va20), 0.30 m (Va30)). Dabei waren die Schlitzgeometrie und die Fundamentgröße konstant ($L_f/B_f = 0.1m/0.1$ m, $L_s/T_s = 0.3$ m/0.9 m).

Für die Untersuchung des Einflusses der Fundamentgröße wurde die Fundamentlänge L_f variiert ($L_f = 0.10$ m (VL30), 0.20 m (VF20),

0.30 m (VF30)). Dabei blieben die Schlitzgeometrie und der Fundamentabstand konstant ($B_f = 0.10$ m, $L_s/T_s = 0.3$ m/0.9 m, $A_f = 0.15$ m).

Der Einfluß der Schlitzgeometrie wurde bei den Schlitzen mit der Schlitzlänge $L_s = 0.2$ m (VL20), 0.3 m (VL30), 0.4 m (VL40) und -tiefe $T_s = 0.2$ m (VT20), 0.3 m (VT30), 0.5 m (VT50), 0.7 m (VT70), 0.9 m (VL30) unter konstanter Belastungskondition untersucht ($L_f/B_f = 0.1$ m/0.1 m, $A_f = 0.15$ m).

VERSUCH BEZEICH.	FUNDAMENT GRÖSSE L_f/B_f (cm/cm)	B O D E N		B R U C H		VORSCHUB GESCHWIN.
		WICHTE TROCKN. (kN/m ²)	REIBUNG. WINKEL (°)	SPANNUNG (kN/m ²)	SETZUNG (mm)	
VG10W1	10/10	16.749	39.8	130.76	11.22	0.1
R1G	10/10	16.751	39.8	135.18	9.68	0.1
R2G	10/10	16.751	39.8	130.41	9.78	0.1
R3G	10/10	16.794	40.0	138.25	10.13	0.1
R4G	10/10	16.906	40.3	134.50	10.96	0.1
VGG1	10/10	16.695	39.5	127.01	10.56	0.1
VGG2	10/10	16.695	39.5	135.18	10.50	0.2

Tabelle 4.1 Kleinmaßstäbliche Grundbruchversuche im trockenen Sand

4.2 EINBAU DES SANDES

Beim Sandeinbau wurde die in der Literatur häufig beschriebene Sandvorhang- Methode angewandt. Der Sand wird dabei mit einer fahrbaren Einrieselanlage in den Behälter lagenweise eingefüllt (BÄTCKE, 1984). Zuvor wurde der Sand im Ofen getrocknet.

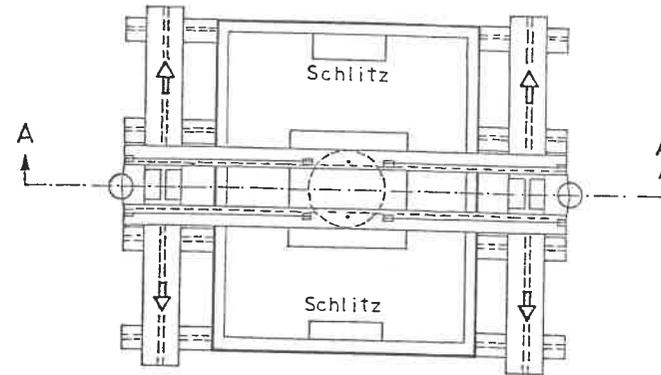
Um eine homogene und reproduzierbare Versuchsschüttung zu erzielen, wurde in allen Versuchen die Einrieselintensität konstant gehalten. Das war durch die Konstanthaltung der Fallhöhe und der Schichtdicke möglich. Für die gewünschte mitteldichte Lagerung wurde die Abhängigkeit der Dichte von der Einrieselintensität voruntersucht. Dabei wurde eine Lagerungsdichte von $D = 0.60$ bei 0.7 m Fallhöhe und 3.5 mm Schichtdicke erreicht (Bild 4.2). Die Homogenität und die Reproduzierbarkeit des Sandes wurden mit der Meßtopfmethode überprüft.

VERSUCH BEZEICH- NUNG	SCHLITZ		FUNDAMENT		B O D E N		B R U C H		BEMERK.
	LÄNG.	TIEF.	GRÖSSE	LAGE	WICHTE	REIBUNGS-	SPANNG.	SETZNG.	
	L (cm)	T (cm)	L _f /B _f (cm/cm)	A _f (cm)	TROCKN. (kn/m ²)	WINKEL (°)	(kn/m ²)	(mm)	
VL20	20	90	10/10	15	16.71	39.6	77.98	6.73	W
RL20	20	90	10/10	15	16.76	39.8	77.98	7.02	
VL30A15	30	90	10/10	15	16.73	39.7	65.72	6.61	W
VL30W1	30	90	10/10	15	16.78	39.9	64.70	6.39	
RL30	30	90	10/10	15	16.76	39.8	61.97	6.15	W
VL40	40	90	10/10	15	16.73	39.7	50.74	6.38	W
RL40	40	90	10/10	15	16.75	39.8	51.08	6.64	
VA10	30	90	10/10	10	16.75	39.8	43.59	4.22	W
RA10	30	90	10/10	10	16.83	40.1	41.88	4.34	
VA20	30	90	10/10	20	16.71	39.6	86.49	8.17	W
RA20	30	90	10/10	20	16.83	40.1	88.87	8.61	
VA30	30	90	10/10	30	16.75	39.8	118.84	10.03	W
VF20	30	90	10/20	15	16.85	40.2	51.08	6.92	
VF30	30	90	10/30	15	16.85	40.2	60.95	9.33	W
VT20	30	20	10/10	15	16.91	40.3	52.44	5.62	
VT30	30	30	10/10	15	16.86	40.2	67.76	6.14	W
RT30	30	30	10/10	15	16.79	40.0	43.25	4.28	
VT50	30	50	10/10	15	16.78	39.9	66.06	6.21	W
VT70	30	70	10/10	15	16.86	40.2	63.33	5.92	
VL40A10	40	90	10/10	10	16.82	40.0	31.33	3.98	WT=39.
VW45	30	90	10/10	15	16.87	40.4	65.04	9.02	
VW25	30	90	10/10	15	16.73	39.7	71.85	12.70	WT=25.
VW15	30	90	10/10	15	16.73	39.7	45.97	7.72	WT=14.
VW5	30	90	10/10	15	16.87	40.4	30.65	6.20	WT=3.9

Bemerkung: W ≙ Wiederholung
WT ≙ GW-spiegel unter GOK

Tabelle 4.2 Kleinmaßstäbliche Schlitzversuche im trockenen Sand

Draufsicht



Schnitt A-A

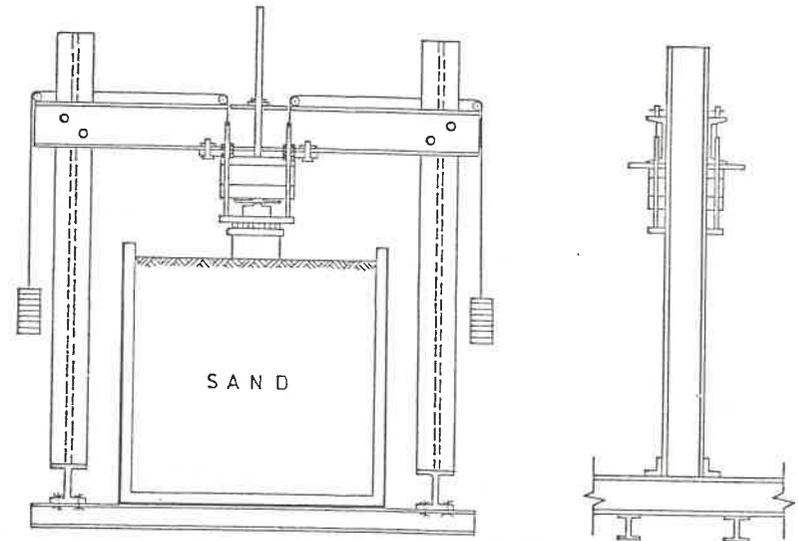


Bild 4.1 Versuchskasten mit Belastungseinrichtung

Die Reproduzierbarkeit der Versuchsschüttung wurde in 7 durchgeführten Grundbruchversuchen und 7 wiederholten Schlitzversuchen überprüft. Diese Ergebnisse sind in den Tabellen 4.1 und 4.2 zusammengestellt. Dabei ergab sich eine sehr gute Übereinstimmung.

4.3 VERSUCHSEINRICHTUNG

Die kleinstmößtlichen Versuche wurden in der Modell-Versuchsanlage des Instituts durchgeführt.

Die Versuchsanlage bestand aus folgenden vier voneinander trennbaren Teilen :

- Versuchsbehälter mit Wasserleitung
- Einrieselanlage mit Hilfskonstruktion
- Belastungseinrichtung
- Meßanlage.

VERSUCHSBEHÄLTER MIT WASSERLEITUNG

Der Versuchsbehälter für den Sand mit folgenden Abmessungen

Länge = 1.2 m
Breite = 1.0 m
Tiefe = 1.0 m

bestand aus einer steifen Stahlkonstruktion. Die Konstruktion war ausreichend steif, um einen Einfluß infolge Verformung der Kastenwände zu verhindern.

Die Kastenwände wurden aus steifem Plexiglas von 10 mm Dicke mit einer Stahlaussteifung konstruiert. So war es möglich, den Versuchszustand, z.B. den Wasserstand in der Versuchsschüttung, zu beobachten.

Die Konstruktion des Kastens ermöglichte Versuche mit steigendem Grundwasserspiegel. Zu diesem Zweck erhielt der Versuchskasten einen doppelten Boden, womit das Problem einer zuverlässigen Wassereinleitung gelöst war. Das Wasser stieg von unten nach oben durch ein gelochtes Stahlblech. Es war damit gewährleistet, daß der Wasserspiegel im gesamten Versuchskasten gleichmäßig anstieg.

Die Kasteninnenwand wurde vor dem Sandeinbau mit Fett und Bentonitbrei doppelt geschmiert, um die Randstörungen zu verringern. Bild 4.1 zeigt den Versuchskasten mit Belastungseinrichtung.

EINRIESELANLAGE

Die Dichte der Versuchsschüttung war von der Einrieselintensität abhängig, die in der verwendeten Einrieselanlage durch die Änderung der Spaltbreite des Silos und der Dicke der eingebauten Sandschicht kontrolliert werden konnte.

Die Einrieselanlage bestand aus dem Sandsilo und dem Laufwagen mit dem Antrieb für den Silotransport (Bild 4.3). Der Wagen war horizontal auf der festen Hilfskonstruktion des Kastens fahrbar und lief mit einer regelbaren Geschwindigkeit in konstanter Höhe über der Sandoberfläche. Bei größerer Geschwindigkeit wurde eine dünnere Schicht, bei kleinerer Geschwindigkeit eine dickere Schicht erzeugt.

Das Silo wurde durch eine Gewindestange mit dem Laufwagen verbunden. Es lief dadurch gemeinsam mit dem Laufwagen. Die Länge der Gewindestange, und damit der Abstand zwischen der bereits eingerieselten Sandoberfläche und dem Silo, konnte durch den am Laufwagen befestigten Gewindeantrieb verändert werden. Das Silo hatte einen verschiebbaren, die Regenintensität steuernden Schlitz mit einer Klappe. So war es möglich, die Fallhöhe im Bereich von 0.1 m bis 1.1 m konstant zu halten.

Mit Hilfe der Ergebnisse der Vorversuche wurden Schüttungen von jeweils 3 bis 4 mm Dicke erzeugt. Dazu wurde der Laufwagen mit dem Silo bei einer Spaltbreite von 5 mm und einer Fallhöhe von 0.7 m mit einer Fahrgeschwindigkeit von 1 cm/s gefahren. In Bild 4.2 ist die Abhängigkeit der Lagerungsdichte von der Einrieselhöhe dargestellt.

MODELLFUNDAMENT

Es wurden 3 unterschiedlich große Modellfundamente aus U100 Profilstahl mit den Abmessungen von:

$$L_f/B_f = 0.1 \text{ m}/0.1 \text{ m}$$

$$L_f/B_f = 0.2 \text{ m}/0.1 \text{ m}$$

$$L_f/B_f = 0.3 \text{ m}/0.1 \text{ m}$$

eingesetzt. Durch die zwischen Fundamentkörper und Pressenkopf liegenden Kugellager konnte sich der Fundamentkörper ohne Reibung horizontal frei verdrehen und bewegen, während eine Verkantung des Fundamentes verhindert wurde.

BELASTUNGSEINRICHTUNG

Die Belastung wurde mit einer pneumatischen Presse erzeugt. Der Bela-

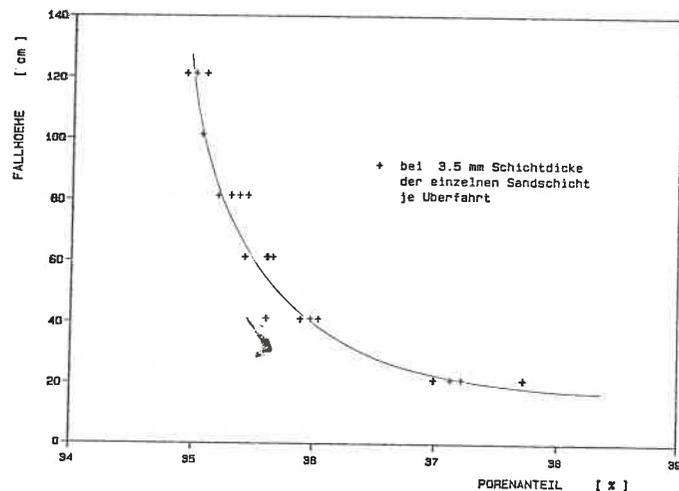


Bild 4.2 Einfluß der Fallhöhe auf die Lagerungsdichte infolge Einrieseln (Spaltbreite des Einrieselsilos 0.5 cm, Fahrgeschwindigkeit 1.0 cm/s)

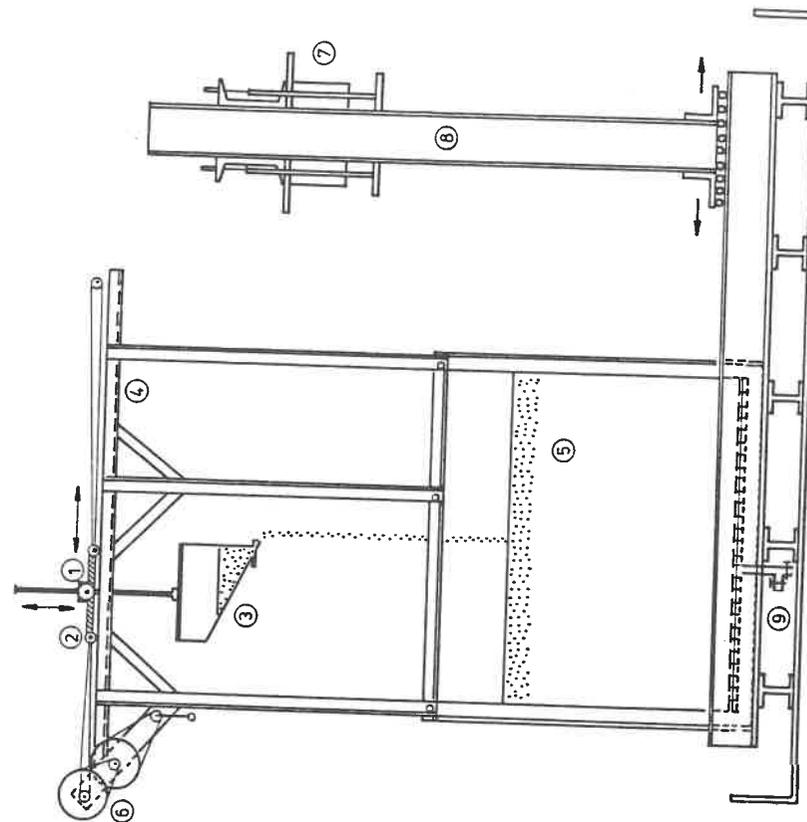
stungsrahmen wurde so angeordnet, daß das Eigengewicht des Belastungsrahmens, des Kastens und das Gewicht des eingefüllten Sandes zusätzlich die Funktion des Kraftwiderlagers zugewiesen bekamen. Das Fundament wurde mit einer konstanten Vorschubgeschwindigkeit von 0.1 mm/min weggesteuert. Das gesamte Steuersystem, außer der Presse, entsprach dem der Großversuche. Die Presse wurde mit einem Proportionalventil kontrolliert. Bild 4.4 zeigt die Ansicht und den Aufbau des Belastungsstandes.

4.4 VERSUCHSDURCHFÜHRUNG

Die kleinmaßstäblichen Versuche wurden mit Schlitten folgender Abmessungen durchgeführt:

- Breite: 8 cm
- Länge : 20, 30, 40 cm
- Tiefe : 20, 30, 50, 70, 90 cm.

Die Schlitten wurden wie bei den Großversuchen durch Herausziehen einer Schablone hergestellt. Da der trockene Sand sehr empfindlich auf die



- ① Gewindeantrieb für Fallhöhe
- ② Fahrwagen
- ③ Einrieselsilo
- ④ Fahrbühne
- ⑤ Modellkasten
- ⑥ Antrieb für Einrieselsilo
- ⑦ Presse
- ⑧ Belastungsrahmen
- ⑨ Wasserleitung

Bild 4.3 Darstellung des Einrieselvorganges und des Versuchsbehälters

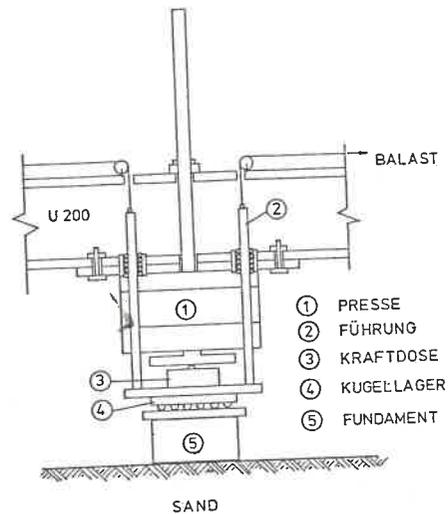


Bild 4.4 Belastungseinrichtung

Spannungsänderung im Boden reagierte, wurde die Schablone sehr langsam (0.5 mm/min) entlang der Schablonenführung herausgezogen. Dünne, mit verdünntem Fett geschmierte Folienstreifen waren vor dem Sandeinbau auf der Schablonenaußenseite aufgebracht worden. Damit konnte eine Schubspannungsübertragung auf den Boden durch das Herausziehen der Schablone vermieden werden (Bild 3.17).

Der Wasserspiegel im Schlitz stand auf Höhe der Geländeoberfläche und blieb während des Versuchs konstant. Beim Ersatz der stützenden Schablonenwirkung durch den hydrostatischen Wasserdruck setzte sich die Oberfläche der Sandfüllung um weniger als 0.05 mm.

Es wurde dasselbe Meßsystem wie bei den Großversuchen angewandt. Gemessen wurden folgende Werte:

- die auf das Fundament aufgebrauchte Kraft,
- die Horizontalbewegung des Fundamentes,
- die Oberflächensetzung neben dem Fundament,
- die Horizontalverschiebung der Schlitzwand in verschiedenen Höhen.

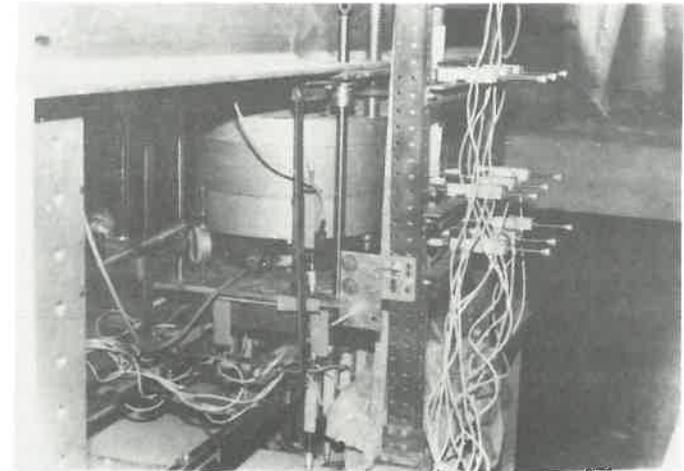


Bild 4.5 Versuchsstand des Schlitzversuches

4.5 FESTSTELLUNG DER BRUCHFIGUR

Der räumliche Verlauf der Bruchfigur wurde durch die Beobachtung der Markierungsschichten, die beim Einbau der Versuchsschüttung mit weißem Sand jeweils nach 2.5 cm Schüttung eingebracht wurden, und durch die Abgrabung der Sandfüllung nach dem Versuch ermittelt.

Die für die Abgrabung erforderliche Standfestigkeit wurde durch die scheinbare Kohäsion gewährleistet. Dafür wurde der Versuchskasten von unten her langsam mit Wasser eingestaut und anschließend wieder entwässert. Die benötigte scheinbare Kohäsion wurde bei einem Wassergehalt von 4 % bis 6 % erzielt.

Die im Versuch entstandene Schlitzform konnte mit einer zuvor in einem Foliensack eingebrachten Sandfüllung konserviert werden.

Die Oberfläche wurde zusätzlich punktweise markiert, um die horizontale Bewegung des Bruchkörpers zu beobachten. Bild 4.14 zeigt ein Beispiel für die Oberflächenverformung.

Die Bruchfigur wurde in zwei Richtungen aufgenommen. Schnitt I lag quer und Schnitt II parallel zur Schlitzrichtung. Damit konnte der räumliche Verlauf der Bruchfigur genau verfolgt werden (s. Bild 4.6).

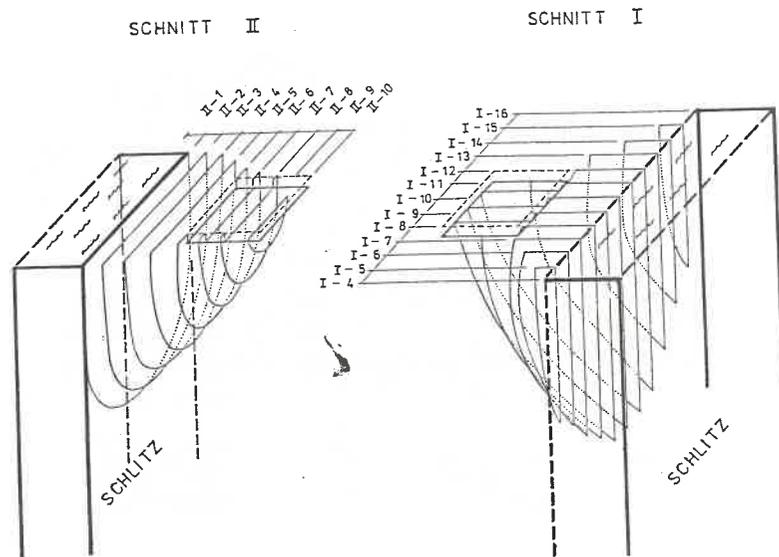


Bild 4.6 Beobachtung der Bruchfigur beim schnittweisen Abgraben in zwei Richtungen

**4.6 VERSUCHSERGEBNISSE
GRUNDBRUCHVERSUCHE**

Es wurden insgesamt 6 kleinmaßstäbliche Grundbruchversuche mit dem Fundament $L_f/B_f = 0.1 \text{ m}/0.1 \text{ m}$ bei konstanter Vorschubgeschwindigkeit von 0.1 mm/min durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 4.1 dargestellt. Sie stimmen untereinander gut überein, was eine gute Reproduzierbarkeit dokumentiert.

Wie in den Großversuchen wurde kein wesentlicher Unterschied zwischen den Ergebnissen der Versuche mit unterschiedlicher Vorschubgeschwindigkeit von 0.1 mm/min und 0.2 mm/min gefunden.

Ein Beispiel für die Meßergebnisse zeigt Bild 4.8. Dort ist die Oberflächenverformung in jeder Richtung des Fundamentes aufgetragen. Das Gelände bis zu einer Entfernung von 5 cm ($0.5 \cdot B_f$) von den Fundamentkanten zeigt eine Setzung bis zum Erreichen der Bruchlast und danach eine Hebung (Punkte 5, 7, 9 und 11 in Bild 4.8).

Das von der Fundamentkante 12.5 cm ($1.25 \cdot B_f$: Punkte 1, 3, 8, 10) und 20 cm ($2.0 \cdot B_f$: Punkte 2, 6) entfernte Gelände hob sich während des Belastungsvorgangs. Der 27.5 cm ($2.75 \cdot B_f$) von der Fundamentkante entfernte

Punkt 4 zeigte keine Verformung. Dieser Punkt lag außerhalb des Bruchkörperbereiches.

Das Lastsetzungsverhalten aller durchgeführten kleinmaßstäblichen Grundbruchversuche ist in Bild 4.7 zusammengestellt.

SCHLITZVERSUCHE

In 24 durchgeführten Schlitzversuchen, 7 Wiederholungsversuche eingeschlossen, wurden Schlitzlänge L_s und -tiefe T_s , sowie Fundamentgröße L_f/B_f und -lage A_f und der Grundwasserstand t_w variiert. Die Versuche sind in Tabelle 4.2 zusammengestellt. Die Wiederholungsversuche zeigten eine sehr gute Reproduzierbarkeit der Versuche. In Bild 4.9 ist das Beispiel eines Schlitzversuchs dargestellt.

Die Geländesetzung um das Fundament und die Horizontalverschiebung der Schlitzwand zeigten das gleiche Verhalten wie die Großversuche.

Die Grenzlaster wurde bei einer im Vergleich zu den Großversuchen relativ kleinen Setzung erreicht. Das Lastsetzungsverhalten der Schlitzversuche zeigte eine deutliche Bruchphase.

Das Lastsetzungsverhalten eines Fundamentes neben Schlitzten unterschiedlicher Länge unter konstanter Belastungskondition stellt Bild 4.10 dar. Mit zunehmender Schlitzlänge verlief die Lastsetzungslinie steiler, und die Grenzlaster wurde bei kleinerer Fundamentsetzung erreicht.

Der Einfluß des Fundamentabstandes wurde bei den Schlitzten mit gleichen Abmessungen ($L_s/T_s = 0.30 \text{ m}/0.90 \text{ m}$) durch die Änderung des Achsenabstandes von der Schlitzwand ($A_f = 0.10 \text{ m}$ (Va10), 0.15 m (VL30), 0.20 m (Va20), 0.30 m (Va30)) mit einem Fundament, $L_f/B_f = 0.1 \text{ m}/0.1 \text{ m}$, untersucht. Die Lastsetzungslinie dieser Versuche ist in Bild 4.11 dargestellt. Sie verlief mit abnehmendem Fundamentabstand steiler. Die Grenzlaster wuchs mit zunehmendem Fundamentabstand an. Sie wurde bei großem Fundamentabstand erst bei einer großen Fundamentsetzung erreicht. Die Lastsetzungslinie des Versuchs VA30 zeigte schon ein ähnliches Verhalten wie Grundbruchversuch RLG. Sie war nur ein wenig steiler als die des Grundbruchversuches RLG.

Für die Untersuchung des Einflusses der Fundamentgröße (L_f/B_f) wurde die Fundamentlänge L_f variiert, $L_f = 0.10 \text{ m}$ (VL30), 0.20 m (VF20), 0.30 m (VF30). Dabei wurden die Schlitzgeometrie $L_s/T_s = 0.3 \text{ m}/0.9 \text{ m}$ und der Fundamentabstand $A_f = 0.15 \text{ m}$ konstant gehalten.

Das Lastsetzungsverhalten eines Fundamentes neben den Schlitzten unter-

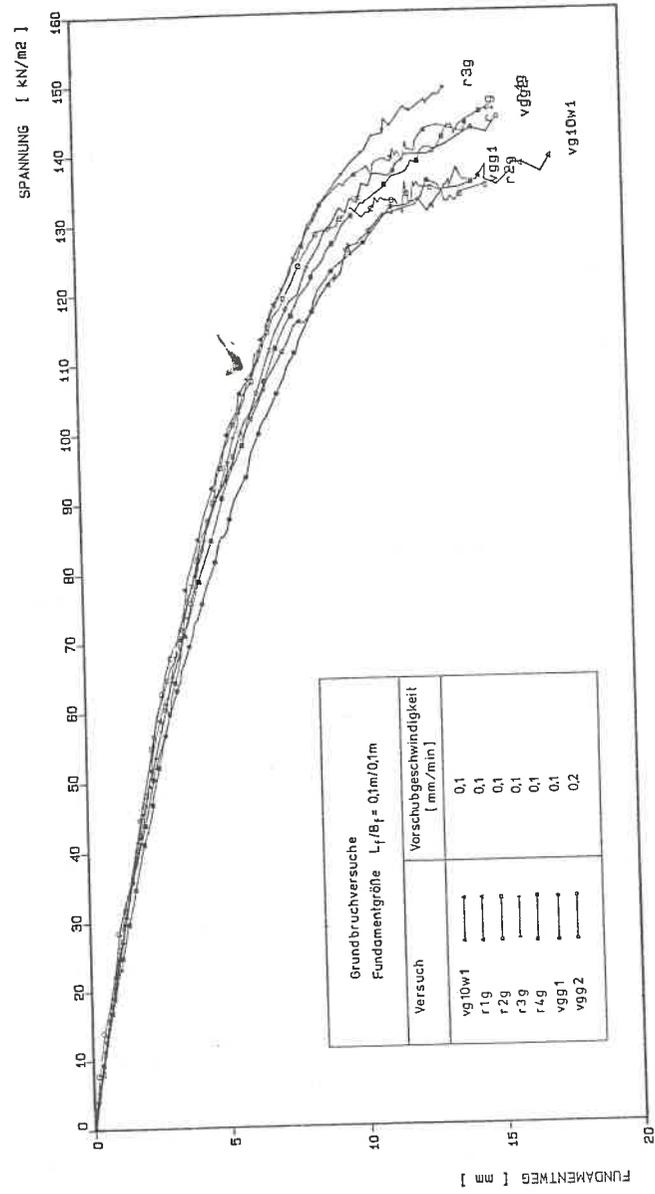


Bild 4.7 Lastsetzungslinie aller durchgeführten kleinmaßstäblichen Grundbruchversuche

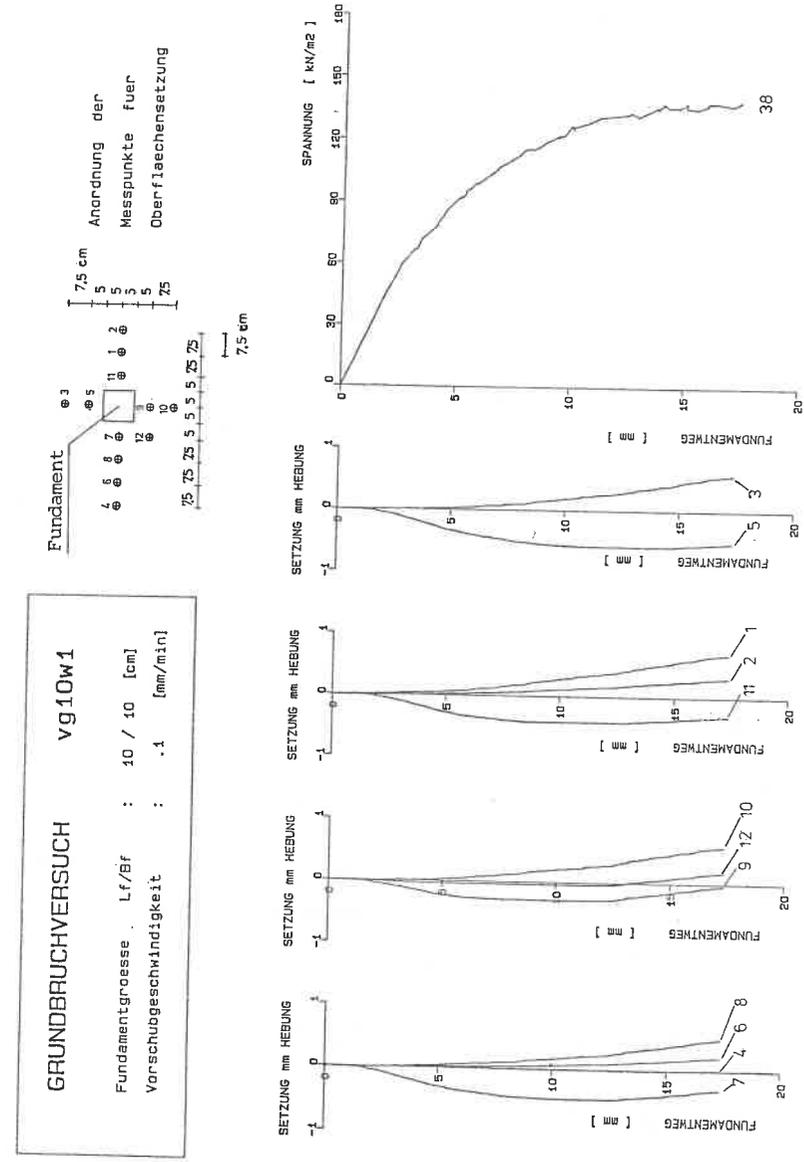


Bild 4.8 Beispiel einer Darstellung der Meßwerte des Grundbruchversuchs

schiedlicher Tiefe, $T_g = 0.20$ m (VT20), 0.30 m (VT30), 0.50 m (VT50), 0.70 m (VT70), 0.90 m (VL30), ist in Bild 4.12 dargestellt. Dabei blieb die Schlitzlänge mit $L_g = 0.3$ m konstant und das Fundament mit der Größe von $L_f/B_f = 0.1$ m/0.1 m lag von der Schlitzwand 0.15 m entfernt. Es wird in Bild 4.12 gezeigt, daß für die Schlitztiefen $T_g = 0.30$ m, 0.50 m, 0.70 m und 0.90 m die Ergebnisse miteinander übereinstimmen. Daraus läßt sich folgern, daß der Bruchkörper infolge der Fundamenteindringung neben dem Schlitz nur in einem begrenzten Tiefenbereich, der der Schlitzlänge entspricht, ausgebildet wird.

War die Schlitztiefe größer als die Schlitzlänge, konnte nur ein geringer Einfluß der Schlitztiefe auf die Traglast nachgewiesen werden.

BRUCHKÖRPERBILDUNG BEI DEN SCHLITZVERSUCHEN

Bei den Großversuchen ist es sehr schwierig und aufwendig, den räumlichen Verlauf des Bruchkörpers im Boden zu beobachten. In den Laborversuchen war es hingegen relativ einfach.

An der Oberfläche war die Bewegung des Bruchkörpers aus der nach dem Bruch entstandenen Setzungsmulde zwischen Fundament und Schlitzwand zu erkennen (Bild 4.13). Die Markierungspunkte zeigten neben der Bewegungsrichtung

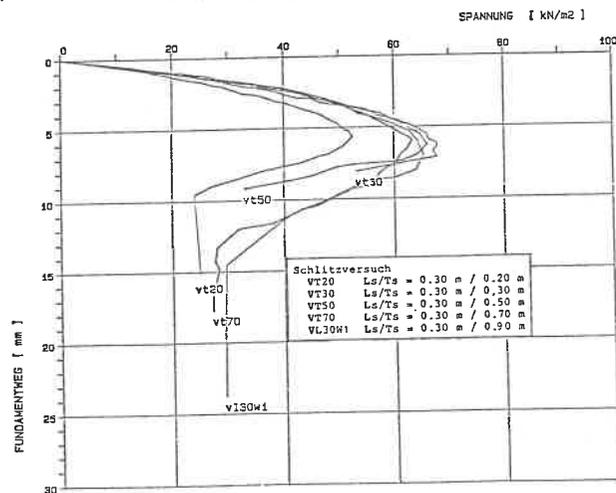


Bild 4.12 Lastsetzungsverhalten bei unterschiedlich tiefen Schlitzten im Vergleich zum Grundbruchversuch RIG ($L_f/B_f = 0.1$ m/0.1 m, $A_f = 0.15$ m, Vorschubgeschwindigkeit in Fundamentmitte 0.1 mm/min)

eine monolithische Bruchkörperbildung (Bild 4.14).

Die Meßwerte der Horizontalverschiebungen der Schlitzwand an verschiedenen Punkten während der Fundamentbelastung wiesen auf die begrenzte Bruchkörperbildung hin. Während in den am Bruchkörper liegenden Punkten (Punkte 17, 18, 19, 20, 21 in Bild 4.9) eine sehr große Verschiebung gemessen wurde, zeigten die außerhalb des Bruchkörpers liegenden Punkte (Punkte 22, 23, 24, 25 in Bild 4.9) keine merkliche Verschiebung.

Beim Abgraben in Schnitten nach dem Versuch konnte der räumliche Verlauf eines Bruchkörpers aufgenommen werden. Die Meßwerte der Oberflächenverformung und der Horizontalverschiebung der Schlitzwand zeigten eine gute Übereinstimmung mit den beim Abgraben beobachteten Bruchkörpergeometrien. Der aufgenommene Bruchkörperverlauf wurde in Form von Höhenlinien und Schnittbildern dargestellt (Bild 4.15).

Wenn ein Einzelfundament neben der Schlitzwand bis zum Versagen der Schlitzwand belastet wird, hängt der Bruchmechanismus nicht nur von der Schlitzgeometrie sondern auch von der Fundamentlage und -größe ab. Direkt unter dem Fundament wird entsteht ein keilförmiger Bruchkörper. Zwischen Fundament und Schlitz bildet sich ein in Schlitzrichtung verbreiterter muschelförmiger Bruchkörper aus und rutscht in Schlitzrichtung ab. Bild 4.15 zeigt beispielsweise die Bruchkörperbildung des Versuchs VL40A10. Dabei wurde ein Fundament der Abmessungen $L_f/B_f = 0.1$ m/0.1 m in $A_f = 0.1$ m Entfernung von einem $L_g = 0.4$ m langen Schlitz belastet.

In Bild 4.16 ist das Beispiel einer Bruchfigur im Schnitt dargestellt. Die Bogenform des Bruchkörpers ist deutlich zu erkennen. Hier betragen der Abstand der Schnittpunkte des Bogens mit der Geländeoberfläche $L_b = 0.32$ m und der Scheitelabstand des Bogens von der Geländeoberfläche $T_b = 0.21$ m.

In Bild 4.17 ist die Bruchkörperbildung bei unterschiedlich langen Schlitzten, $L_g = 0.20$ m (VL20), 0.30 m (VL30), 0.40 m (VL40), vergleichsweise angegeben.

Die Bruchkörper sind nach Bild 4.6 in Form von Schnittbildern und Höhenlinien dargestellt. Das Fundament hatte die Abmessungen von $L_f/B_f = 0.1$ m/0.1 m und wurde in einer Entfernung von $A_f = 0.15$ m von der Schlitzwand belastet.

Beim Schlitz mit der Länge $L_g = 0.20$ m (VL20) ist die seitlich begrenzte

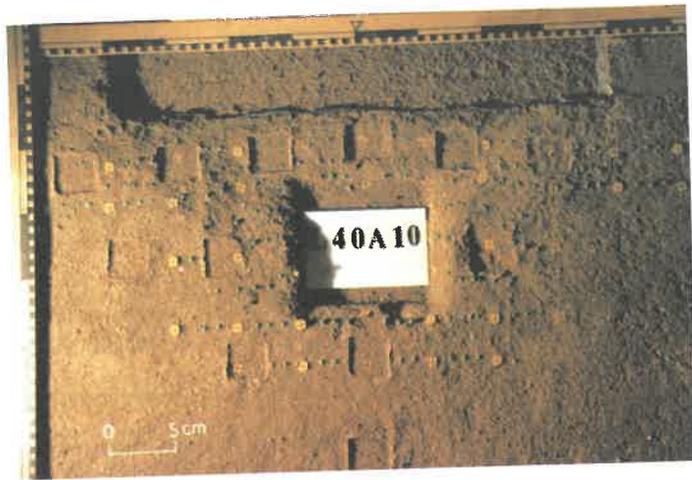


Bild 4.13 Beispiel der Setzungsmulde beim Schlitzversuch (VL40A10)

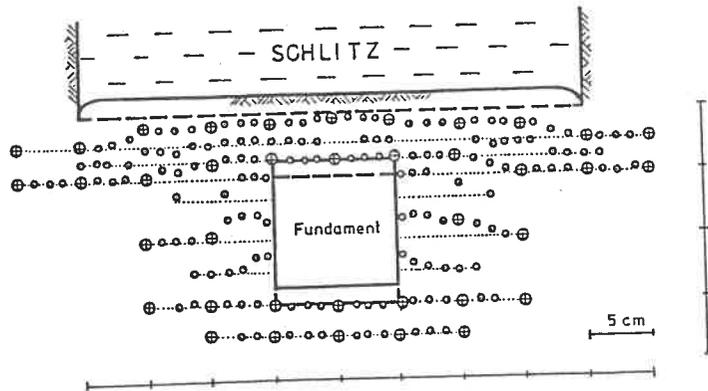


Bild 4.14 Horizontalverschiebung der Markierungspunkte auf der Oberfläche beim Schlitzversuch

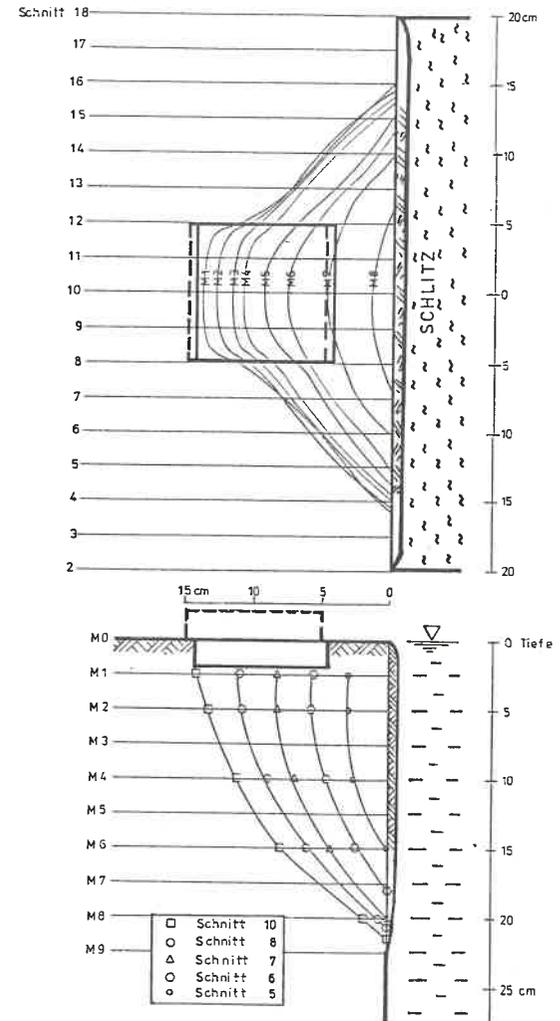


Bild 4.15 Beispiel einer Darstellung des räumlichen Verlaufs des Bruchkörpers beim Schlitzversuch (VL40A10)

Bruchkörperbildung deutlich zu erkennen. Die Bruchkörpertiefe unterscheidet sich von der der Versuche VL30 und VL40 wenig.

Die Tiefe der Bruchkörper aller durchgeführten Schlitzversuche ist auf eine bestimmte Tiefe begrenzt. Ist die Schlitztiefe kleiner, wird die Zwangsgleitfläche durch die Unterkante des Schlitzes bestimmt.

Bild 4.18 zeigt ein Schnittbild der bei unterschiedlicher Schlitztiefe durchgeführten Versuche. Bei diesen Versuchen bildete sich trotz tiefer Schlitztiefe ein Bruchkörper aus, dessen Tiefe die Schlitzlänge nicht überschritt.

Die Form der Bruchfigur ist auch hier vom Fundamentabstand abhängig. Bild 4.19 zeigt das Schnittbild an der Symmetrieachse (Schnitt I-10 nach Bild 4.6). Die Keilbildung unter dem Fundament ist wenig unterschiedlich. Der Bruchkörper wird in einem bestimmten Tiefenbereich (er entsprach der Schlitzlänge) begrenzt ausgebildet.

Bei größeren Abständen des Fundaments vom Schlitz, trat nicht der tiefere Bruchkörper auf, sondern die Gleitflächenneigung des Bruchkörpers zwischen Fundament und Schlitz wurde kleiner. Dadurch blieb bei großem Fundamentabstand die Setzung des Geländes zwischen Fundament und Schlitz gering.



Bild 4.16 Beispiel der Bruchfigur im Schnitt II-2 nach Bild 4.6 beim Schlitzversuch

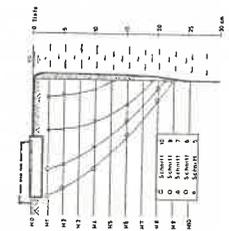
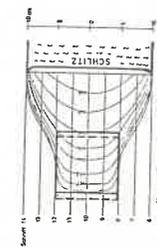
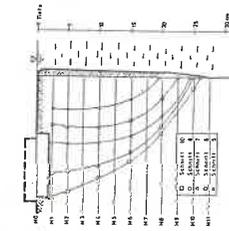
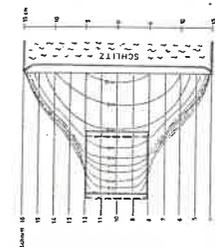
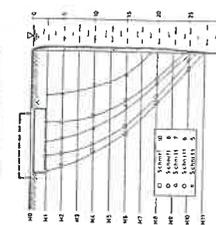
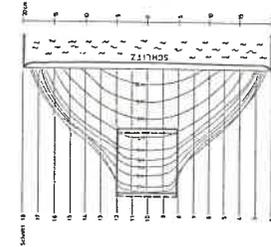
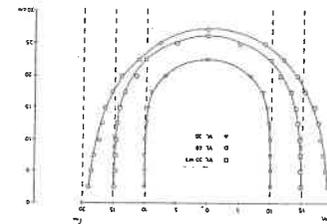


Bild 4.17 Einfluß der Schlitzlänge auf die Bruchkörperbildung und Bruchfiguren im Schnitt II-2 nach Bild 4.6 ($L_f/B_f = 0.1 \text{ m}/0.1 \text{ m}$, $A_f = 0.15 \text{ m}$, $T_s = 0.9 \text{ m}$, Vorschubgeschwindigkeit in Fundamentmitte $0.1 \text{ mm}/\text{min}$, $L_s = 0.2 \text{ m}$ (VL20), 0.3 m (VL30), 0.4 m (VL40))

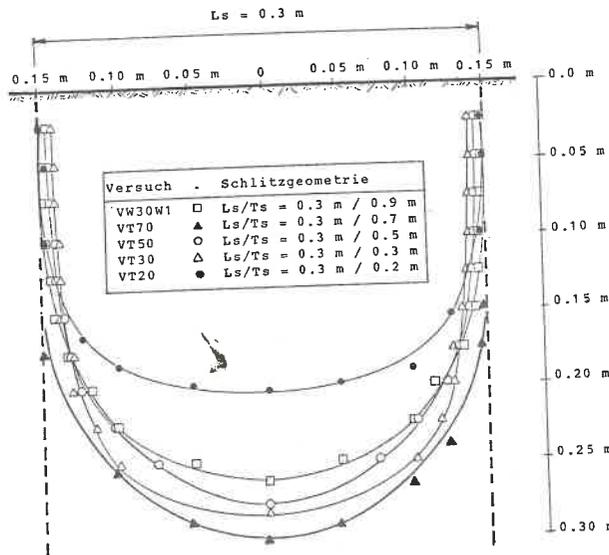


Bild 4.18 Bruchkörperbildung durch Fundamentbelastung bei unterschiedlich tiefen Schlitzten im Schnitt II-2 nach Bild 4.6

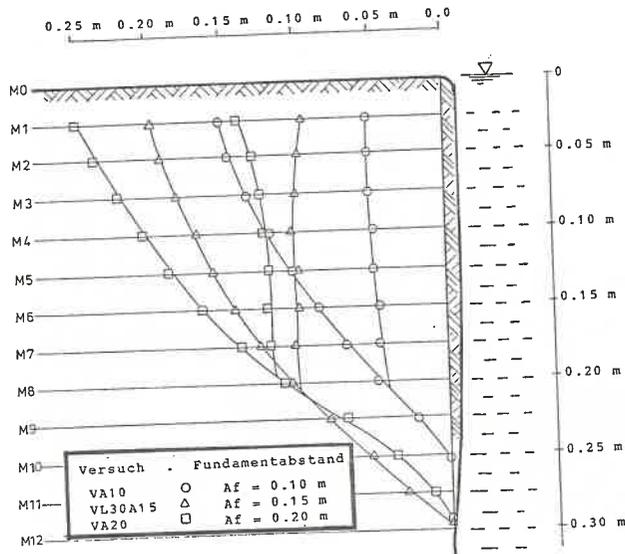


Bild 4.19 Bruchkörperbildung durch Fundamentbelastung in verschiedenen Fundamentabständen im Schnitt I-10 nach Bild 4.6 ($L_s/T_s = 0.3 \text{ m}/0.9 \text{ m}$, $L_f/B_f = 0.1 \text{ m}/0.1 \text{ m}$)

Das Resultat der Beobachtungen ist wie folgt zusammenzufassen.

Wird ein Einzelfundament neben einem Schlitz bis zum Versagen des Schlitzes belastet, tritt ein in den Schlitzgraben abrutschender Bruchkörper auf.

Direkt unter dem Fundament wird ein keilförmiger Bruchkörper unabhängig von der Schlitzgeometrie, aber abhängig von der Lagerungsdichte des Bodens, der Fundamentgröße und -lage ausgebildet. Dieser keilförmige Bruchkörper verschiebt den Erdkörper zwischen Fundament und Schlitzwand in den Schlitzgraben hinein. Es entsteht ein zweiter, sich in Schlitzrichtung verbreiternder, muschelförmiger Bruchkörper. Seine Geometrie ist von der Schlitzgeometrie, der Fundamentlage und -größe und der Lagerungsdichte des Bodens abhängig.

Ist der Schlitz sehr lang und tief, schneidet der Bruchkörper die Schlitzwand in einer Halbkreisform mit der Länge L_b und Tiefe T_b . Auf der Geländeoberfläche beginnt der Bruchkörper an den vorderen Fundamentecken und verbreitert sich unter dem Winkel θ in Richtung Schlitzwand (Bild 4.20A).

Die Länge des Bruchkörpers L_b kann aus dem Fundamentabstand und dem im Versuch gemessenen Verbreiterungswinkel θ berechnet werden:

$$L_b = L_f + 2 \cdot A_v \cdot \tan \theta$$

Dabei ist der Verbreiterungswinkel θ unabhängig von Schlitzgeometrie, Fundamentlage und -größe. Er ist nur von der Lagerungsdichte des Bodens abhängig.

Wenn der Schlitz für die volle Verbreiterung nicht ausreichend lang ist, also die Schlitzlänge L_s kleiner als die Bruchkörperlänge L_b ist, beginnt die Verbreiterung unter dem Winkel θ und verläuft dann in Richtung der Schlitzecken. Der Verbreiterungswinkel des Versuchs VL40A10 betrug 60° .

Es entsteht die beobachtete gekrümmte Bruchkörperbildung an der Oberfläche, die ein Anzeichen für eine Kraftumleitung um den Schlitz herum ist (Bild 4.20B). Dabei wird der Bruchkörper durch den um den Schlitz liegenden nicht geschlitzten Boden gestützt (Bild 4.17). Der überbrückende Teil des Bruchkörpers ist in Bild 4.20 B schraffiert dargestellt. Je größer dieser Bereich, desto größer ist die Stützwirkung infolge Kräfteumlagerung.

Die Tragfähigkeit eines Fundamentes wird um die Stützwirkung des "Überbrückungsbereichs" und damit um die umgelagerten Kräfte größer als für den Fall des sehr langen Schlitzes, bei dem die Länge L_b größer als die Schlitzlänge L_s ist.

EINFLUSS DES GRUNDWASSERS BEI DEN SCHLITZVERSUCHEN

4 Versuche wurden bei vorhandenem Grundwasser mit unterschiedlicher Wasserspiegelhöhe durchgeführt (Tabelle 4.2). In diesen Fällen wurde die Stützwirkung der Flüssigkeit durch den hydrostatischen Wasserdruck des Grundwassers abgemindert. Dadurch verringerte sich die Tragfähigkeit des Fundamentes neben dem Schlitz. Das Lastsetzungsverhalten der Versuche zeigte eine größere Nachgiebigkeit. Der Verlauf zeigte von Anfang an eine geringere Steigung als bei den Versuchen ohne Grundwasser. Der Bruchzustand wurde erst bei sehr großer Fundamentsetzung erreicht. In Bild 4.22 sind die Lastsetzungslinien bei unterschiedlichen Grundwasserhöhen zusammengestellt. In Bild 4.22 sind die Lastsetzungslinien bei unterschiedlichen Grundwasserhöhen zusammengestellt.

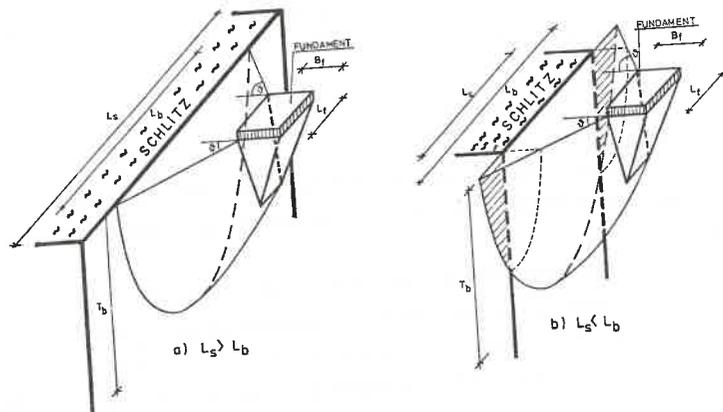


Bild 4.20 Schematische Darstellung der Bruchkörperbildung beim
a) sehr langen Schlitz
b) Schlitz mit begrenzter Länge

spricht einem Versuch ohne Wasser, wurde ein etwas tieferer Bruchkörper ohne große Tragfähigkeitsabminderung ausgebildet (Versuch VW45). Die Grenzlast wurde bei großem Fundamentweg erreicht. Lag der Grundwasserspiegel hingegen in der Höhe der unteren Hälfte des

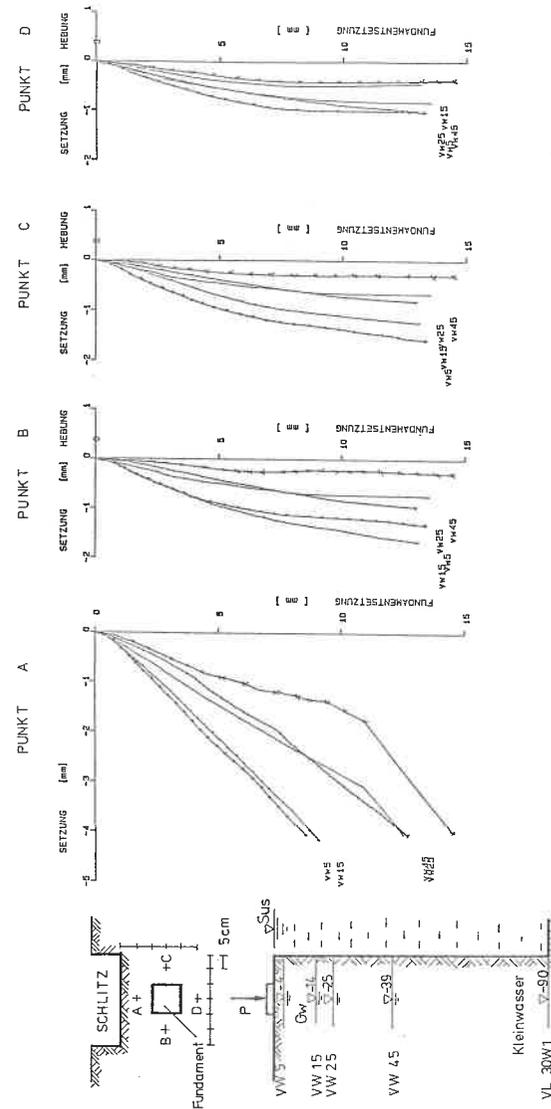


Bild 4.21 Verformung der Geländeoberfläche (Punkte A, B, C, D) bei unterschiedlicher Höhe des GW-Spiegels ($L_s/B_s = 0.1 \text{ m}/0.1 \text{ m}$, $A_s = 0.15 \text{ m}$, $L_s/T_s = 0.3 \text{ m}/0.9 \text{ m}$, Vorschubgeschwindigkeit in Fundamentmitte $0.1 \text{ mm}/\text{min}$)

Bruchkörpers, bildete sich der keilförmige Bruchkörper in der wasserfreien Zone aus. Beim Versuch VW25, bei dem der Grundwasserspiegel 0.25 m unter der Geländeoberfläche lag, war die Bruchspannung wegen der scheinbaren Kohäsion in der über dem GW-Spiegel ausgebildeten Naßzone größer als bei dem Versuch VL30W1 ohne Grundwasser.

Im Mittelbereich des Bruchkörpers war eine ca. 0.1 m dicke nasse Schicht mit scheinbarer Kohäsion vorhanden. Dadurch wurde eine größere Grenzlast gegenüber dem Fall ohne Grundwasser bei einer allerdings größeren Fundamentsetzung erreicht.

Lag der Grundwasserspiegel ungefähr in der Mitte des Bruchkörpers (Versuch VW15), bildete sich unter dem Fundament ein keilförmiger Bruchkörper in der Naßzone aus. Die Fundamentsetzung bis zum Erreichen der Grenzlast war größer als bei trockenem Sand.

Im Fall des sehr hohen Grundwasserspiegels verläuft die gesamte Bruchkörperbildung praktisch unter dem Grundwasserspiegel (Versuch VW5). Die Stützwirkung der Flüssigkeit wird stark abgemindert. Dadurch bildet sich ein sehr tiefer Bruchkörper aus.

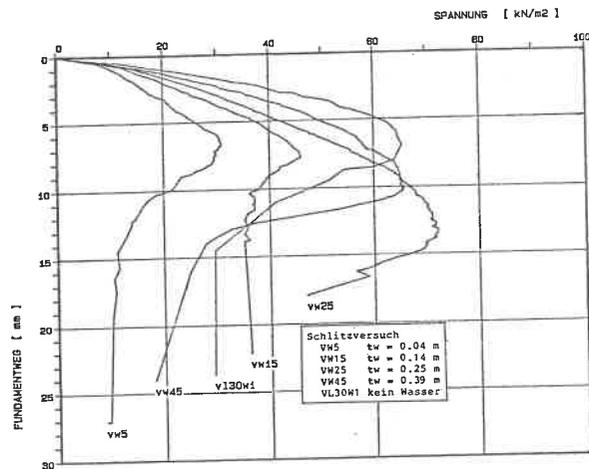


Bild 4.22 Einfluß des GW-Spiegels auf das Lastsetzungsverhalten im Schlitzversuch ($L_f/B_f = 0.1 \text{ m}/0.1 \text{ m}$, $A_f = 0.15 \text{ m}$, $L/T = 0.3 \text{ m}/0.9 \text{ m}$, Vorschubgeschwindigkeit in Fundamentmitte 0.1 mm/min)

Die Geländesetzung während der Fundamentbelastung ist deutlich größer als

für den Fall ohne oder tief liegendes Grundwasser. In Bild 4.21 ist die Geländesetzung um das Fundament bei diesen Schlitzversuchen dargestellt. Je höher der Grundwasserspiegel liegt, desto größer ist die Geländesetzung.

5. NACHRECHNUNG DER VERSUCHE MIT DER METHODE DER DREIDIMENSIONALEN KINEMATISCHEN ELEMENTE (KEM - 3D)

5.1 ALLGEMEINES

Die Versuche wurden mit Hilfe der räumlichen Kinematische-Elemente-Methode (KEM-3D) nach GUSSMANN (1986) nachgerechnet. Die Dilatanz wurde nicht berücksichtigt, d.h. zwischen den Elementen ist nur eine reine Translation möglich.

Aufgrund der in den Versuchen beobachteten Bruchmechanismen wurde ein räumliches Berechnungsmodell als 6-Element-System entwickelt, das für die Berechnung wegen der vorhandenen Symmetrie zu einem 4-Element-System mit 6 geometrischen Variablen vereinfacht werden konnte (Bild 5.1). Die geometrische Darstellung des 4-Element-Systems findet sich im Abschnitt 5.2 und in Bild 5.2.

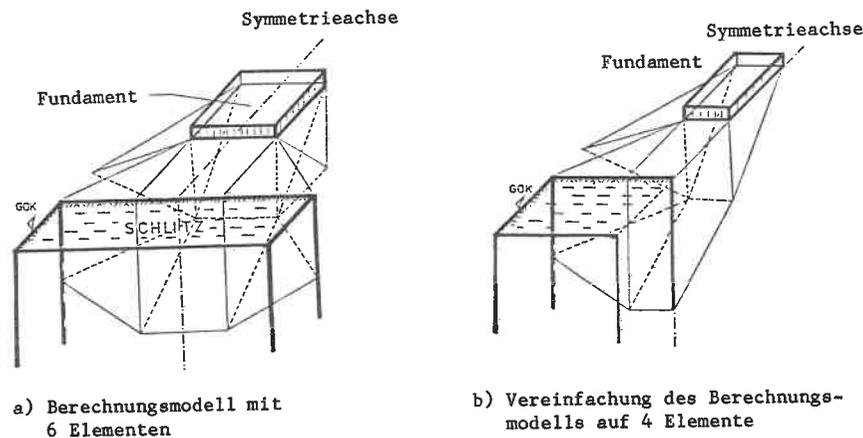


Bild 5.1 Berechnungsmodell für KEM-3D

Auf die Ableitung und Theorie der KEM-3D wird im Rahmen dieser Arbeit nicht eingegangen. Eine umfassende Darstellung der Theorie der KEM-3D findet sich bei GUSSMANN (1986). Die Kinematik (Abschnitt 5.3) und Statik (Abschnitt 5.4) des Berechnungsmodells werden kurz dargestellt.

Die Ergebnisse der Berechnung werden im Abschnitt 5.5 beschrieben. In Tabelle 5.1 sind die Ergebnisse der Großversuche und in Tabelle 5.2 die der Kleinversuche angegeben.

5.2 GEOMETRIE

In KEM-3D wird der Bruchmechanismus als aus mehreren starren polyedrischen Elementen zusammengesetzt betrachtet. Dafür wird der Betrachtungsraum durch mehrere kinematische Elemente diskretisiert. GUSSMANN (1986) hat 4 verschiedene Prototypen, d.h. Tetraeder, quadratische Pyramide, Keil und Hexaeder für die Elementierung des Systems vorgeschlagen.

Da drei der Prototypen, d.h. quadratische Pyramide, Keil und Hexaeder, in mehrere Tetraeder unterteilt werden können, kann die Beschreibung des räumlichen Problems durch Zusammensetzung mehrerer allgemeiner Tetraeder vereinfacht werden.

Die Berechnung wurde mit dem vereinfachten 4-Element-System mit 6 geometrischen Variablen durchgeführt (Bild 5.2).

Die vier Elemente und sechs Variablen sind:

- Elemente

- Element 1 : keilförmig, vor dem Fundament, an den Schlitz angrenzend.
- Element 2 : hexaederförmig, vor dem Fundament, an den Schlitz angrenzend.
- Element 3 : tetraederförmig, seitlich neben dem Fundament
- Element 4 : keilförmig, direkt unter dem Fundament

- Geometrievariablen :

- X, Z - Koordinaten des Punktes 5
- X, Y - Koordinaten des Punktes 7
- Z - Koordinaten des Punktes 8
- Z - Koordinaten des Punktes 13 .

Da bei nicht zu großem Fundamentabstand in den Versuchen keine Bruchkörperbildung hinter dem Fundament beobachtet wurde, wurden dort im Berechnungsmodell auch keine Bruchkörper angeordnet. Die Bruchkörperbildung direkt unter dem Fundament wurde durch ein keilförmiges Element mit einem in Schlitzlängsrichtung konstanten Querschnitt simuliert (Element 4 in Bild 5.2). Dabei bildet die Fundamentsohlfläche die Oberfläche 10 des Elementes 4 (Fläche 10 in Bild 5.2).

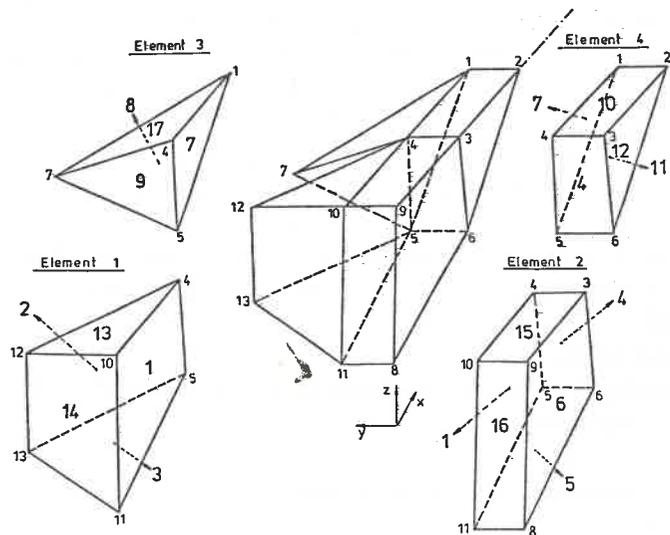


Bild 5.2 Beschreibung der Elemente für die KEM-3D-Berechnung

Damit ist die Geometrie des Elementes 4 wesentlich von der Fundamentgröße und der Lagerungsdichte des Bodens abhängig. Seine Geometrie wird durch die Änderung der Koordinaten von Punkt 5 variiert. Der Punkt 6 liegt auf der Symmetrieebene 12 und ist ein vom Punkt 5 abhängiger Punkt. Seine X- und Z- Koordinaten sind mit denen des Punktes 5 identisch.

Bei der Eindringung des Fundamentes gleitet das Element 4 auf der starren Randfläche 11 und erzwingt die Bruchkörperbildung um das Fundament, ein in der Ebene 7 angrenzendes Element 3 und ein in der Ebene 4 angrenzendes Element 2.

Ein tetraederförmiges Element (Element 3) mit einer Grundfläche 7 liegt seitlich neben dem Fundament an. Die Ebene 7 wird bei der Berechnung als senkrecht angenommen. Beim Abgraben wurde neben dem Fundament kein deutlicher Bruchkörper beobachtet (Schnitt A-A in Bild 3.35). Die seitliche Bruchscholle wird nur ausgebildet, wenn das Fundament weit entfernt ist (Versuch FA 150 in Bild 3.39). Dadurch bleibt das Element 3 unbeweglich (Abschnitt 5.3). Die Fläche 17 ist ein Teil der Geländeoberfläche.

Der Punkt 7 des Tetraeders liegt auf der Geländeoberfläche und ist in X- und Y-Richtung variabel. Die Y-Koordinate des Punktes 7 ist kleiner oder gleich der halben Schlitzlänge.

Die Bruchkörperbildung im Bereich zwischen Fundament und Schlitz wurde mit zwei Elementen simuliert, einem Hexaeder vor dem Fundament (Element 2) und einem senkrechten Keil (Element 1) daneben. Sie rutschen in den Schlitz hinein.

Die Ebene 16 ist ein Teil der Schlitzwand, auf die der stützende Suspensionsdruck hydrostatisch wirkt. Dadurch ist die Geometrie beider Elemente von der Schlitzgeometrie abhängig.

Die Ebene 15 liegt auf der Geländeoberfläche. Die Fläche 6 ist eine reibungsfreie Symmetrieebene und verhindert die Bewegung des Elementes 2 in Y-Richtung.

Die Strecke zwischen Punkt 3 und Punkt 4 stellt eine Hälfte der vorderen Fundamentkante dar. Die Breite des Elements in X-Richtung ist gleich dem Abstand A_v zwischen dieser Kante und der Schlitzwand. Deshalb ist die Geometrie des Elementes 2 sowohl von der Fundamentlänge L_f als auch von dem Fundamentabstand A_v von der Schlitzwand abhängig. Seine Geometrie kann durch die Änderung der Koordinaten von Punkt 5 und 8 variiert werden. Punkt 11 ist der Schnittpunkt dreier Ebenen 1, 5 und 16.

Durch die räumliche Wirkung des in Richtung des Schlitzes gleitenden Elementes 2 wird das keilförmige Element 1, das sich parallel zur starren Randfläche (Ebene 2 und 3) verschiebt, ausgebildet. Beide Elemente haben eine gemeinsame Kontaktfläche (Ebene 1).

Ebene 13 ist ein Teil der Oberfläche und Ebene 14 ein Teil der von der Tonsuspension gestützten Schlitzwand.

Punkt 13 liegt auf der Schlitzwandfläche und ist in Z-Richtung variabel. Seine Y-Koordinate beträgt $0.5 \cdot L_s$ beim Schlitz mit begrenzter Länge ($L_b > L_s$) und $0.5 \cdot L_b$ beim sehr langen Schlitz ($L_b < L_s$). Punkt 12 ist der Schnittpunkt dreier Ebenen (2, 13 und 14). Punkt 4 ist zugleich ein Eckpunkt des Fundamentes.

Die Geometrie des Elementes 1 ist durch die Änderung der Koordinaten der Punkte 5 und 13 variabel.

5.3 KINEMATIK

In der KEM-3D werden die Elemente und die Umgebung als starr angenommen. Dadurch sind die verschobenen Elemente form- und volumentreu. Die Elemente können nur eine translatorische Bewegung ausführen, weil sie nur auf der angrenzenden Ebene gleiten können. Eine Rotation ist nicht möglich. Dadurch kann die unbekannte Bewegung eines Elementes durch die Absolutverschiebungskomponente in X-, Y- und Z-Richtung beschrieben werden.

Die Gesamtkinematik wird auf die Aufgabe reduziert, die Absolutverschiebung der Elemente zu ermitteln.

Zur Berechnung der verschobenen Lage eines Elementes ist die Absolutverschiebung von drei angrenzenden Elementen erforderlich, wobei die drei Schnittgeraden der drei Berührungsflächen sich in einem Punkt (Bestimmungspunkt) schneiden müssen. Dies setzt voraus, daß die drei Nachbarelemente sich voneinander unabhängig verschieben.

Für die Kinematikberechnung muß man die Reihenfolge aller Elemente bestimmen, um ihre Absolutverschiebungen berechnen zu können. Dadurch entsteht die "Kinematische Kette".

Die Verschiebung des nachgiebigen Randelementes ist vorgegeben. Der an das Element grenzende Rand (Element 0) ist starr und unverschieblich (Null-Verschiebung).

Im vorliegenden Fall wird die Bewegung des Berechnungsmodells durch eine vertikale Verschiebung des Fundamentes (nachgiebiges Randelement) ausgelöst. Das nachgiebige Randelement und Element 4 berühren sich in der Ebene 10. Durch die Eindringung des Fundamentes bewegt sich das Element 4, das direkt unter dem Fundament liegt, auf der Ebene 11. Seine Bewegung in Y-Richtung wird durch die Symmetrieebene (Ebene 12) verhindert. Die Verschiebung tritt nur in X- und Z-Richtung auf. Im Element 4 ist der Punkt 2 ein Bestimmungspunkt, in dem sich die Schnittgeraden der Ebenen 10, 11 und 12 schneiden.

Das Element 4 grenzt in den Ebenen 11 und 12 an das starre Randelement (Element 0 : Null-Verschiebung). Dadurch kann seine verschobene Lage aus der Absolutverschiebung des nachgiebigen Randelementes (Fundament) berechnet werden. Element 4 grenzt in der Ebene 7 an Element 3. Seine Verschiebung ist allein aus der Verschiebung von Element 4 zu bestimmen. Wenn bei den Versuchen das Fundament nicht weit vom Schlitz entfernt belastet wurde, war seitlich neben dem Fundament keine Bruchkörperbildung zu beobachten. Die seitliche Rißbildung kommt nur durch die große Fundamenteindringung nach Erreichen der Bruchlast zustande.

Deshalb wird das Element 3 im Berechnungsmodell als unbeweglich definiert, was durch die Annahme einer senkrechten Fläche 7 möglich ist. Die Elemente 4 und 2 bewegen sich in einer angrenzenden Ebene 4 relativ zueinander. Die Relativverschiebung ist von den relativen Neigungen der Gleitflächen (Ebene 5 und 11) beider Elemente abhängig. Im Element 2 ist der Punkt 6 ein Bestimmungspunkt, in dem sich die drei Schnittgeraden der Ebenen 4, 5 und 6 schneiden. Die Ebene 5 und 6 bilden die gemeinsame Grenzfläche von

Element 2 und dem Randelement. Die Absolutverschiebung des Elementes 2 kann aus derjenigen des Elementes 4 berechnet werden. Die Ebene 6 ist eine Symmetrieebene, in der die Bewegung eines Elementes in Normalrichtung der Ebene (Y-Richtung) verhindert wird.

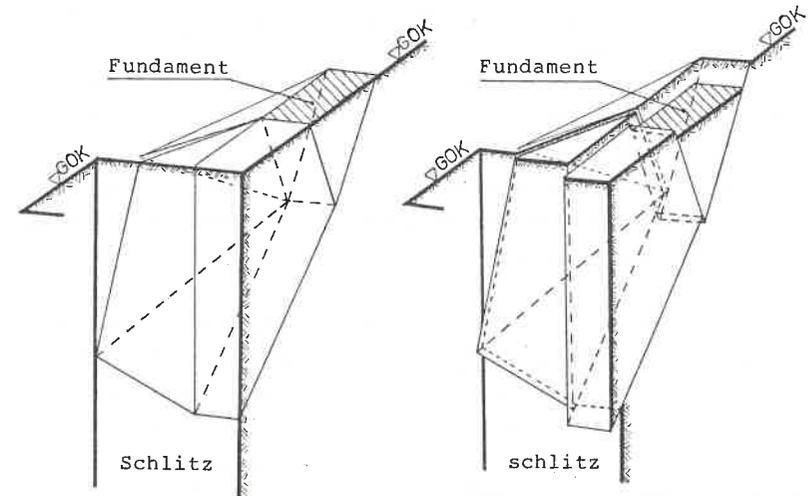


Bild 5.3 3D-Kinematik des 4-Elementsystems

Das Element 1 wird durch die Bewegung des Elementes 2 entlang den Randeflächen 2 und 3 verschoben. Dabei werden die beiden Elemente an der angrenzenden Fläche (Ebene 1) relativ zueinander verschoben. Der Bestimmungspunkt des Elementes 1 ist der Punkt 5. Hier schneiden sich die drei Schnittgeraden der Ebenen 1, 2 und 3. Die Verschiebung des Elementes 1 kann aus der bekannten Absolutverschiebung des Elementes 2 berechnet werden. Dadurch ist die Kinematische Kette 4 - 2 - (3) - 1 im Berechnungsmodell festgelegt.

5.4 STATIK

Die statische Lösung setzt voraus, daß die Richtungskosinus aller Relativverschiebungsvektoren bekannt sind. Wie im ebenen Fall, wird die auf eine Elementfläche wirkende Kraft in Normal- und Tangentialteile aufgespalten. Weiter werden die beiden Anteile in die unbekannt und bekannten Anteile zerlegt.

Die bekannten Anteile sind die Wasserdruckkraft und die Kohäsionskraft an

der Elementfläche. Die unbekanntenteile, d.h. die effektive Normalkraft und die Reibung, können über den Reibungswinkel und damit über die Resultierende ausgedrückt werden. Dadurch ist die Größe der Resultierenden die einzige Unbekannte in der Ebene. Da für jedes Element die 3 Gleichgewichtsbedingungen (EX, EY, EZ) zur Berechnung der Kräfte zur Verfügung stehen, ist das System eindeutig bestimmbar. Dadurch ergibt sich eine bestimmte Reihenfolge bei der statischen Berechnung (Lösungs-Algorithmus).

Durch die kinematische Berechnung sind die Richtungskosinus aller Relativverschiebungs-Vektoren bekannt. Damit kann nun die statische Berechnung anschließend durchgeführt werden.

Das Eigengewicht eines Elementes und die Stützkraft der Suspension werden als äußere Kräfte in der Gleichgewichtsbetrachtung am Element berücksichtigt. Dabei wirkt der Suspensionsdruck in den Ebenen 14 und 16 hydrostatisch. Die Symmetrieebene (Ebenen 6 und 12) ist reibungsfrei. Dort werden nur Normalkräfte übertragen. Auf der Geländeoberfläche (Ebenen 13, 15 und 16) kann eine Oberflächenlast aus Auflast oder Eigengewicht im Berechnungsmodell berücksichtigt werden.

Die Schubkräfte in einer beliebigen Ebene eines Elementes wirken dem Relativverschiebungsvektor entgegen. Für das Vorzeichen der Normalkräfte in der Ebene wird der Druck als positiv definiert. Negative Normalkräfte in der Ebene in einem gewählten System sind statisch nicht zulässig, deshalb muß das System gegebenenfalls so verändert werden, daß keine Zugkraft auftritt. Durch Kohäsion aufnehmbare Zugkräfte können ggf. zugelassen werden.

Im Element 1 sind zwei Kräfte auf zwei Ebenen (Ebenen 13 und 14) bekannt. Die drei übrigen unbekanntente Kräfte in den Ebenen 1, 2 und 3 können aus den Gleichgewichtsbedingungen bestimmt werden. In den Ebenen 15 und 16 im Element 2 wirken die bekannten äußeren Kräfte. An der Ebene 1 wirkt die im Element 1 berechnete Kraft in umgekehrter Richtung und ist damit eine bekannte Kraft. Dadurch bleiben nur drei Kräfte in den Ebenen 4, 5 und 6 unbekannt.

Da im Element 3 die Ebene 17 eine freie Oberfläche ist, sind nur die Kräfte auf die Ebenen 7, 8 und 9 unbekannt. Die Reibungskraft an der Fläche 7 wirkt entgegen der Richtung der Relativverschiebung und ihre Größe ist von der Geometrie des Elements 3 abhängig.

Im Element 4 ergeben sich wieder nur noch drei unbekanntente Kräfte auf den Ebenen 10, 11 und 12. An der Ebene 10 kann der Sohlreibungswinkel des Fundamentes eingesetzt werden.

Man erhält damit den Lösungsalgorithmus 1 - 2 - 3 - 4, im Berechnungsmodell.

Als Zielfunktion der Berechnung wird die auf das Fundament aufgebrachte Last, d.h. hier die auf die Fläche 10 wirkende resultierende Kraft, gewählt. Für jede Bruchgeometrie wird die Zielfunktion berechnet. Man erhält die maßgebende Bruchgeometrie durch die Minimierung der Zielfunktion, was

VERSUCH BEZEICH- -NUNG	SCHLITZ		FUNDAMENT		BRUCHSPANNUNG	
	LÄNGE L _s (m)	TIEFE T _s (m)	LÄNGE L _f /B _f (m)/(m)	BREIT. ABSTAND A _f (m)	VERSUCH KEM-3D (kN/m ²)(kN/m ²)	
FL100	1.0	2.5	0.5/0.5	0.75	617	312
FL250	2.5	2.5	0.5/0.5	0.75	439	360
FD4X	1.5	3.0	0.5/0.5	0.75	362	350
FD6X	1.5	3.0	0.5/0.5	0.75	410	365
FT50	1.5	0.5	0.5/0.5	0.75	619	400
FT100	1.5	1.0	0.5/0.5	0.75	487	440
FT150	1.5	1.5	0.5/0.5	0.75	472	318
FT200	1.5	2.0	0.5/0.5	0.75	336	325
FT300	1.5	3.0	0.5/0.5	0.75	341	325
FF25	1.5	3.0	0.25/0.25	0.625	651	604
FF75	1.5	3.0	0.75/0.75	0.875	373	246
FP100	1.5	3.0	1.00/0.50	0.75	279	211
FA50	1.5	3.0	0.5/0.5	0.50	154	239
FA100	1.5	3.0	0.5/0.5	1.00	511	518
FA125	1.5	3.0	0.5/0.5	1.25	753	693
FA150	1.5	3.0	0.5/0.5	1.50	833	796

Tabelle 5.1 Nachrechnung der Großversuche mit KEM-3D
(* Sohlreibungswinkel $\delta = 0^\circ$)

durch die Variation der Elementgeometrie erreicht werden kann. Die Zielfunktion war gegen die Geometrievaryation sehr empfindlich, weil sich ein geeigneter Bruchmechanismus nur in einem sehr begrenzten geometrischen Bereich ergab. Deshalb wurde die Raster-Methode für die Optimierung angewandt, um die maßgebende Bruchgeometrie und den maßgebenden Bruchmechanismus zu suchen.

5.5 ERGEBNISSE DER NACHRECHNUNG

Die Berechnungen wurden mit den im Versuch bestimmten bodenmechanischen Eingangswerten, die in Tabelle 3.2, 4.2 angegeben sind, durchgeführt. Für

VERSUCH BEZEICH	SCHLITZ		FUNDAMENT		BRUCHSPANNUNG			
	LÄNGE	TIEFE	LÄNGE/BREIT	ABS.	VERSUCH	K E M - 3 D		
	L_s (m)	T_s (m)	L_f / B_f (m)/(m)	A_f (m)	(kN/m ²)	$\delta=0^\circ$	$\delta=\varphi/4$	$\delta=\varphi/3$
VL20	.2	.9	.1/.1	.15	78	25	65	
VL30	.3	.9	.1/.1	.15	64	28	50	61
VL40	.4	.9	.1/.1	.15	51	32	53	65
VL40A10	.4	.9	.1/.1	.10	31	16	51	85
VA10	.3	.9	.1/.1	.10	43	16	51	85
VA20	.3	.9	.1/.1	.20	88	44		89
VA30	.3	.9	.1/.1	.30	119	87	134	155
VF20	.3	.9	.2/.1	.15	51	18		46
VF30	.3	.9	.3/.1	.15	61	17	162	168
VT20	.3	.2	.1/.1	.15	52	44	180	450
VT30	.3	.3	.1/.1	.15	68	28	50	61
VT50	.3	.5	.1/.1	.15	66	28	50	61
VT70	.3	.7	.1/.1	.15	63	28	50	61

Tabelle 5.2 Nachrechnung der Kleinversuche mit KEM-3D (δ : Sohlsreibungswinkel)

die Nachrechnung der Großversuche wurde die aus der Rückrechnung der Grundbruchversuche bestimmte scheinbare Kohäsion angesetzt (Tabelle 3.2). Bei den Großversuchen stimmten die errechneten Bruchspannungen mit den Versuchsergebnissen meist gut überein, wenn $\delta=0$ angenommen wird (Tabelle 5.1).

Beim Versuch FL 100 betrug die nach KEM-3D berechnete Bruchspannung die Hälfte der im Versuch gemessenen. Die Ursache dafür ist ein kleiner Suspensionsdruck, da der Punkt 13 durch die Schlitzhalblänge begrenzt wird.

Bei den Kleinversuchen war die Sohle des aus einem U-Profil bestehenden Modellfundamentes rau. Mit der Annahme $\delta=0$ waren die errechneten Werte immer kleiner als die Versuchsergebnisse. Mit einem Sohlsreibungswinkel von $0 < \delta < \varphi/3$ stimmen die berechneten Werte hingegen mit den Versuchsergebnissen überein (Tabelle 5.2).

Die zur errechneten Bruchlast zugehörige Bruchkörpergeometrie stimmt gut mit den Versuchsbeobachtungen überein. In Bild 5.4 werden der gemessene und der berechnete Bruchkörper für den Großversuch FT300 in der Symmetrieebene (Schnitt I-10 nach Bild 4.6) vergleichsweise angegeben.

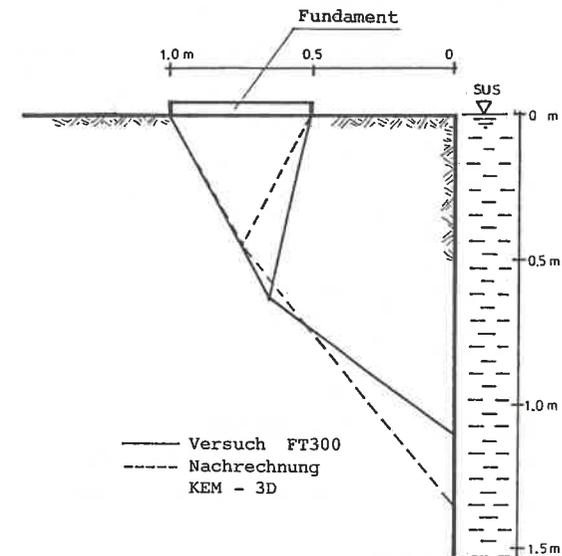


Bild 5.4 Vergleich der gemessenen und der berechneten Bruchkörper in der Symmetrieebene von Versuch FT300 ($L_s/T_s = 1.5 \text{ m}/3.0 \text{ m}$, $L_f/B_f = 0.5 \text{ m}/0.5 \text{ m}$, $A_f = 0.75 \text{ m}$, Vorschubgeschwindigkeit 0.2 mm/min)

6. BERECHNUNGSVERFAHREN

6.1 ALLGEMEINES

Anhand der Versuchsbeobachtungen wird ein vereinfachtes Berechnungsverfahren für die Tragfähigkeit eines Einzelfundamentes neben suspensionsgestützten Schlitzten im Sand vorgeschlagen.

Der angenommene Bruchmechanismus unter der Einwirkung eines Einzelfundamentes auf der Oberfläche neben einem Schlitz besteht dabei aus zwei auf ebenen Gleitflächen abrutschenden, starren, monolithischen Teilbruchkörpern. Der erste Bruchkörper wird vom Fundament erzwungen, während sich der zweite vom ersten aus zum Schlitz hin ausbildet.

Prinzipiell sind auch Systeme mit mehreren Teilbruchkörpern möglich. Bei einer sehr dichten Lagerung oder bei großem Fundamentabstand, also bei geringerem Schlitzeinfluß, tritt ein Aufteilungskeil im Bruchkörper I unter dem Fundament auf. Im Normalfall, bei näher am Schlitz stehenden Fundamenten, entsteht kein eindeutiger Aufteilungskeil. Das System aus zwei Bruchkörpern erscheint jedoch nach Auswertung der Versuche für normale Randbedingungen ausreichend zu sein. Die Erweiterung des vorgeschlagenen Systems in ein Mehrkörpersystem ist relativ einfach durchzuführen. Der Gewölbeeffect wird durch den Ansatz von Schubspannungen an der Seitenfläche des Bruchkörpers simuliert.

Für das vorgeschlagene Berechnungsverfahren gelten die folgenden Voraussetzungen:

- Der Suspensionsspiegel im Schlitz und der Grundwasserstand im Boden bleiben bei Belastung konstant. Der Bruch wird nur durch die Fundamentbelastung erzwungen.
- Dilatanz wird nicht berücksichtigt. Es tritt nur Translation der als starr anzusehenden Elemente auf den Ebenen auf, keine Rotation.
- Es wirken jederzeit vollmobilisierte Scherkräfte nach der MOHR-COULOMBSche Gleichung in den Gleitflächen. Mit den Parametern Reibungswinkel φ und Kohäsion c gilt:
$$\tau_f = c + (\sigma - u) \cdot \tan \varphi$$
- Ein Teil des Bruchkörpers wird als reibungsfrei angesehen.
- Die Last wirkt senkrecht in der Mitte des Fundamentes.
- Der hydrostatisch wirkende Suspensionsdruck wird angesetzt.

6.2 BERECHNUNGSVERFAHREN

Das Berechnungsmodell besteht aus zwei Teilbruchkörpern, d.h. Bruchkörper I und Bruchkörper II.

BRUCHKÖRPER I

Unter dem Fundament wird infolge Fundamenteindringung der Bruchkörper I in einer Keilform ausgebildet. Er wird von ebenen senkrechten Seitenflächen begrenzt und hat die gleiche Länge wie das Fundament. Die Geometrie des Teilbruchkörpers I wird von der Schlitzgeometrie nicht wesentlich beeinflusst. Sie ist von der Fundamentlage und -größe sowie von der Lagerungsdichte des Bodens abhängig. Dabei hat die Fundamentgröße einen besonders großen Einfluß auf die Ausbildung des Bruchkörpers I. Die durch die Fundamenthinterkante verlaufende untere Gleitfläche hat die Neigung α_1 , bezogen auf die Horizontale.

BRUCHKÖRPER II

Die Ausbildung des Bruchkörpers II zwischen Fundament und Schlitz wird von Bruchkörper I erzwungen. Sie berühren sich in einer gemeinsamen Fläche. Mit dieser geometrischen Kopplung beeinflusst die Fundamentgröße über den Teilbruchkörper I die Form und Größe des Bruchkörpers II. Seine vordere Seite ist die suspensionsgestützte Schlitzwand.

Dadurch ist die Geometrie des Teilbruchkörpers II nicht nur von der Fundamentgröße und -lage, sondern auch von der Schlitzgeometrie abhängig. Der Bruchkörper II spielt damit eine große Rolle für die Standsicherheit des Schlitzes. Er kann sich nicht in Schlitzlängsrichtung bewegen, sondern gleitet auf der um den Winkel α_3 gegen die Horizontale geneigten unteren Gleitfläche in den Schlitz hinein. An der hinteren Seite des Bruchkörpers II (in Bild 6.1 schraffiert) entsteht ein großer Riß. Bei der Nachrechnung nach KEM-3D ergab sich für die resultierende Kraft auf dieser Fläche -Ebene 2 in Bild 5.2) ein negativer bzw. ein nahe bei 0 liegender Wert. Deshalb wird die hintere Seite - die schraffierte Fläche in Bild 6.1a und 6.1b - als reibungsfrei angenommen. Das entspricht dem Modell von PIASKOWSKI/KOWALEWSKI (1965) und WASHBOURN (1984).

Die Bruchkörperbildung bei verschiedenen langen Schlitzten ist in Bild 6.1 vergleichsweise dargestellt. Bei sehr langem Schlitz verbreitert sich der Bruchkörper II unter einem konstanten Verbreiterungswinkel θ von der vorderen Fundamentecke aus bis zur Schlitzwand und schneidet sie mit der Länge L_b bis zu einer Tiefe T_b . Bei einem Boden mit unveränderlicher Lagerungsdichte ist dieser Winkel θ eine Konstante. Damit ergibt sich die von der Schlitzgeometrie unabhängige Länge L_b direkt aus der Fundamentlänge L_f und dem Abstand A_v , zu

$$L_b = L_f + 2 \cdot A_v \cdot \tan \phi \quad \text{Gl. 6.1}$$

Hier ist A_v der Abstand zwischen Schlitzwand und vorderer Fundamentkante, d.h. $A_v = A_f - 0.5 \cdot B_f$.

Ist die Schlitzlänge L_s größer als die Länge L_b , wird dies im folgenden als "sehr langer Schlitz" bezeichnet. Dabei wirken als haltende Kräfte an der unteren Gleitfläche die Reibungskraft Q_3 und die Stützkraft S der Suspension (Bild 6.1a).

Beim Schlitz mit begrenzter Länge ($L_s < L_b$) wird die Bruchkörperbildung in Schlitzlängsrichtung vom Schlitz beeinflusst. Dadurch wird eine "Zwangsgleitfläche" durch die Schlitzecke ausgebildet (Bild 6.1). Auf dieser Fläche wirkt die haltende Schubkraft H_2 gegen die Bewegung.

Die Abmessung der Zwangsgleitfläche, und damit die Schubkraft H_2 , wächst mit größer werdender Fundamentlänge und -abstand bzw. mit kleiner werdender Schlitzlänge.

Die Schubkraft H_2 an der Zwangsgleitfläche wirkt als haltende Kraft zusätzlich zu der Reibungskraft Q_3 und der Stützkraft S der Stützfliichtigkeit (Bild 6.6).

Die Kräfte werden in solchen Punkten wirkend gedacht, daß die Momentenbedingung erfüllt ist. Die Ausnahme kann auftreten, wenn eine Ebene des Elementes im Verhältnis zu seinen anderen sehr klein ist (GUSSMANN 1986).

Die Auflast kann bei einer bestimmten Bruchkörpergeometrie aus den Kräftegleichgewichtsbedingungen ($\Sigma H, \Sigma V$) berechnet werden. Die kleinste Auflast wird durch die Variation der Bruchkörpergeometrie, also der Winkel α_1, α_2 und α_3 in Bild 6.1, bestimmt. Anhand der Versuchsergebnisse kann der Winkel α_2 vereinfachend zu 90° angenommen werden.

6.3 ANSÄTZE FÜR REIBUNGSKRÄFTE AN DER SEITENFLÄCHE DES BRUCHKÖRPERS

Im vorgeschlagenen Berechnungsmodell wird die Bruchkörperlänge gleich der Fundamentlänge angenommen. Der Einfluß dieser Begrenzung ist durch den Ansatz der Schubkräfte in der Seitenfläche zu berücksichtigen. Gleichzeitig wird eine Abminderung des ebenen Erddrucks erreicht. Die Reibungskraft R in einer beliebigen Fläche ergibt sich wie folgt:

$$R = N \cdot \tan \phi \quad \text{Gl. 6.2}$$

mit N ... auf die Fläche wirkende Normalkraft

ϕ ... Reibungswinkel

Die Normalkraft N an der senkrechten Seitenfläche eines Berechnungsmodells wird durch die Integration der horizontalen Normalspannung σ_y über die Seitenfläche berechnet:

$$N = \int_F \sigma_y \cdot dF \quad \text{Gl. 6.3}$$

Für σ_y gibt es verschiedene Ansätze und Annahmen, die zu unterschiedlichen Ergebnissen führen, vorhanden (PRATER, 1973; WALZ/PRAGER, 1978; GUSSMANN/LUTZ, 1981a; DIN 4126, 1984).

PRATER (1973) nahm unabhängig von der Bruchkörpergeometrie einen mit der Tiefe linear zunehmenden Spannungsansatz an. Dieser Ansatz ist jedoch als unrealistisch anzusehen (MÜLLER-KIRCHENBAUER/WALZ/KILCHERT, 1979).

WALZ und PRAGER (1978) haben aufgrund der Elementscheibentheorie einen mit der Tiefe unterlinear zunehmenden Spannungsansatz nach der Silotheorie von TERZHAGI (1936) angewandt.

In DIN 4126 (1984) wird nach einem empirischen Ansatz angenommen, daß die Spannung bis zu einer Grenztiefe linear anwächst und ab dieser Tiefe konstant bleibt.

GUSSMANN und LUTZ (1981a) reduzierten im Sinne des physikalischen Verhaltens ohne einen Ansatz der Normalspannung an der Seitenfläche die aus dem PRATERschen Ansatz errechnete Normalkraft. Dabei wird das Bruchkörpergewicht um die Vertikalkomponente der von der Normalkraft hervorgerufenen Schubkraft vermindert. Dies bedeutet eine Reduktion der Vertikalspannungen und damit auch der Normal- und Schubspannungen in den Seitenflächen des Bruchkörpermodells.

Die Bruchkörperbildung infolge Fundamentbelastung neben dem Schlitz ist auf einen bestimmten Tiefenbereich, $T_b \leq L_s$, begrenzt (Abschnitt 3.6.3.D und 4.6.2.D). Die Grenztiefe nach DIN 4126 ($2 \cdot L_s$) ist größer als die von einem Fundament erzwungene Bruchkörpertiefe. Damit sind die Annahmen nach DIN 4126 und der Ansatz von PRATER identisch.

Nach der von PULSFORT/WALZ (1981) durchgeführten Vergleichsberechnung liegen die Ergebnisse nach GUSSMANN/LUTZ (1981b) sehr nahe bei denen nach der Silotheorie. Bei der Vergleichsberechnung von GUSSMANN/LUTZ (1981a)

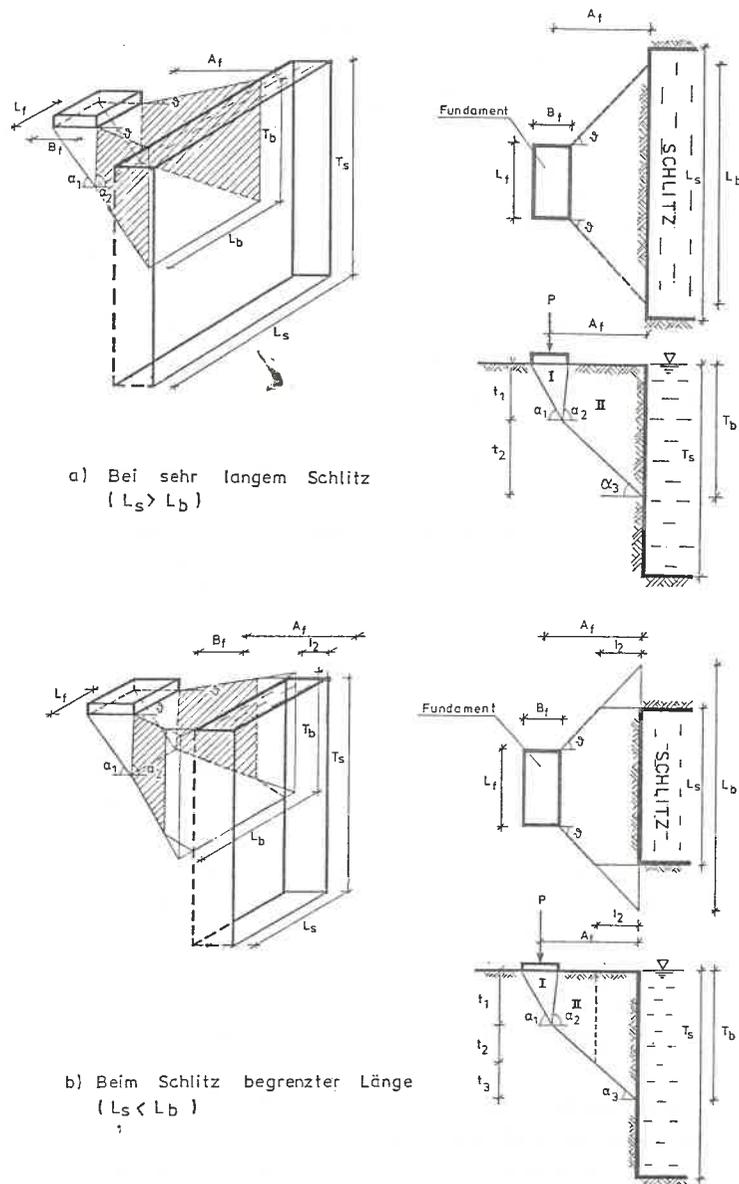


Bild 6.1 Darstellung der Bruchkörpermodelle bei unterschiedlich langen Schlitzn

waren die Ergebnisse beider Ansätze fast identisch.

Der Ansatz von GUSSMANN/LUTZ (1981a) ist einfach einzubauen und leicht zu erweitern. Die Silotheorie ist dagegen rechnerisch sehr aufwendig. Damit ist der Ansatz nach GUSSMANN/LUTZ vorteilhaft, obwohl der unterlineare Ansatz der seitlichen Schubspannung mathematisch nicht nachweisbar ist (KOBLE, 1982).

In dem hier gewählten vereinfachten Berechnungsmodell wird die Annahme von GUSSMANN/LUTZ angewendet.

BRUCHKÖRPER I

Die an der Seitenfläche des Bruchkörpers I parallel zur unteren Gleitfläche wirkende haltende Schubkraft H_1 setzt sich zusammen aus der Reibungskraft R_1 und aus der Kohäsionskraft C_{s1} .

$$H_1 = C_{s1} + R_1 \tag{Gl. 6.4}$$

mit $C_{s1} = c \cdot F_1$, wobei c die Kohäsion im Boden in KN/m^2 und F_1 die Seitenfläche des Bruchkörpers I sind. Die Neigung von H_1 wird mit α_1 angenommen (Bild 6.2). Die Reibungskraft R_1 besteht aus Anteilen infolge Bodeneigengewicht R_{1g} und Auflast R_{1p} (s. Bild 6.3),

$$R_1 = R_{1g} + R_{1p} \tag{Gl. 6.5}$$

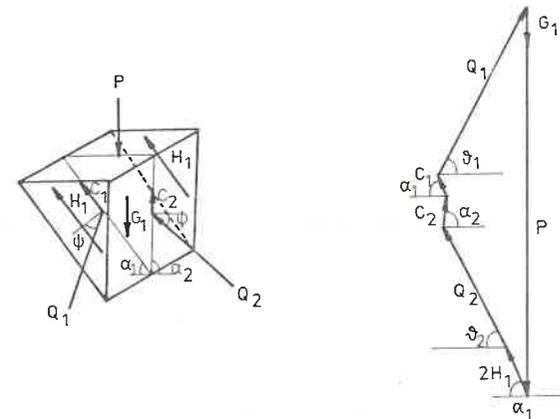


Bild 6.2 Kräfte am Bruchkörper I und Kräfteck

Unter der Annahme einer gleichmäßigen Mobilisierung der Reibung in der Seitenfläche und einer mit der Tiefe linear zunehmenden Vertikalspannungsverteilung (PRATER, 1973) im Boden ergibt sich die an der senkrechten

Seitenfläche wirkende Normalkraft N_{lg} infolge Eigengewicht des Bruchkörpers I nach Gl. 6.3 mit der Schwerpunktsordinate Z_{s1} der Seitenfläche F_1 zu:

$$N_{lg} = \int_F \sigma_{yg} \cdot dF = K \cdot \int_F \gamma \cdot z \cdot dF = K \cdot \frac{G_1}{L_f} \cdot Z_{s1} \quad \text{Gl. 6.6}$$

mit $G_1 = L_f \cdot \gamma \cdot F_1$.

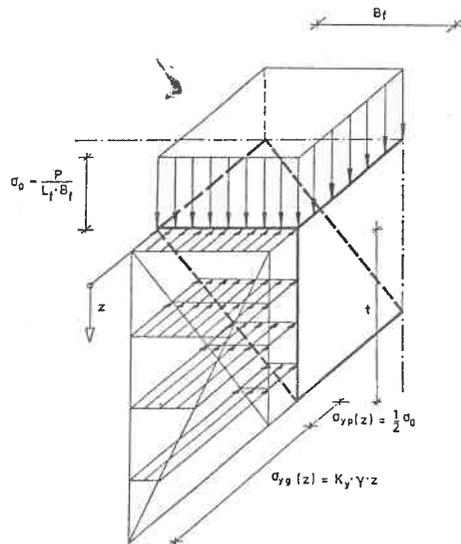


Bild 6.3 Annahme der Normalspannungsverteilung an der Seitenfläche des Bruchkörpers I

Die Reibungskraft R_{lg} an der Seitenfläche infolge Bruchkörpereigengewicht wird aus Gl. 6.2 und Gl. 6.6 zu :

$$R_{lg} = N_{lg} \cdot \tan \varphi = K \cdot \frac{G_1}{L_f} \cdot Z_{s1} \cdot \tan \varphi \quad \text{Gl. 6.7}$$

Der Teilbruchkörper I entsteht direkt unter dem belastenden Fundament. Damit vergrößert sich die Vertikalspannung im Boden um σ_{zp} . Die Verteilung der zusätzlichen Spannung σ_{zp} im Boden infolge Auflast P wird

von der Fundamentkante an als konstant, unabhängig von der Tiefe und in der Größenordnung der halben Fundamentspannung angenommen (Bild 6.4 nach KOBLER, 1982).

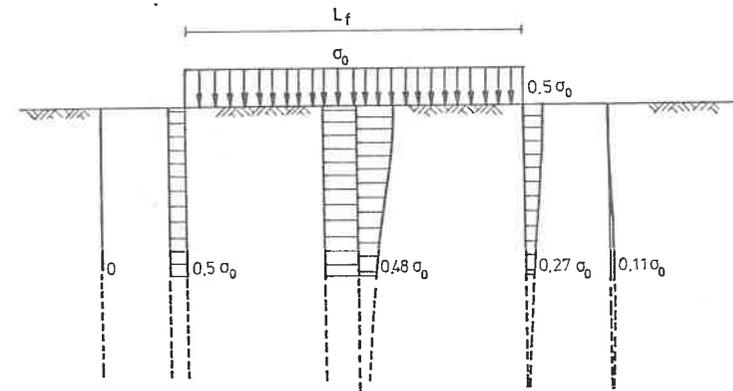
$$\sigma_{zp} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_0 = \frac{1}{2} \cdot \frac{P}{B_f \cdot L_f} \quad \text{Gl. 6.8}$$

Die zusätzliche Normalkraft N_{lp} an der Seitenfläche aus der Fundamentbelastung ergibt sich nach Gl. 6.3 und Gl. 6.8 mit der Seitenfläche F_1 zu:

$$N_{lp} = \int_F \sigma_{yp} \cdot dF = \int_F K \cdot \sigma_{zp} \cdot dF = \frac{K}{2} \cdot \frac{P}{L_f \cdot B_f} \cdot F_1 \quad \text{Gl. 6.9}$$

Damit wird die Reibungskraft R_{lp} an der Seitenfläche des Bruchkörpers I infolge der Auflast nach Gl. 6.2 und Gl. 6.9:

$$R_{lp} = N_{lp} \cdot \tan \varphi = \frac{K}{2} \cdot \frac{P}{L_f \cdot B_f} \cdot F_1 \cdot \tan \varphi \quad \text{Gl. 6.10}$$



Annahme einer Spannungsverteilung σ_{zp} nach KOBLER

Lösung nach TÖLKE für schlaife Rechtecklast

Bild 6.4 Ansatz der Spannungsverteilung infolge Fundamentbelastung nach KOBLER (1982) und die Lösung von TÖLKE

Die Reduzierung des Eigengewichtes wird durch den Abzug der Vertikalkomponente der Reibungskraft R_{lg} nach Gl. 6.7 vom Eigengewicht G_1 erreicht:

$$G_r = G_1 - 2 \cdot R_{lg} \cdot \sin \alpha_1 \quad \text{Gl. 6.11}$$

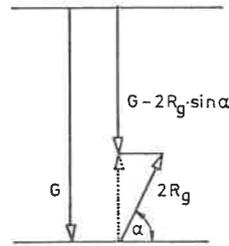


Bild 6.5 Reduktion der Eigengewichtswirkung durch die Reibungskraft in den Seitenflächen des Bruchkörpers nach GUSSMANN/LUTZ (1981a)

Die an beiden Seitenflächen wirkende Reibungskraft $2 \cdot R_{lgr}$ infolge Eigengewicht des Bruchkörpers I wird durch Ersetzen des Gewichtes G_1 in Gl. 6.7 durch das reduzierte Gewicht G_r aus Gl. 6.11 zu :

$$2 \cdot R_{lgr} = 2 \cdot K \cdot \frac{(G_1 - 2 \cdot R_{lgr} \cdot \sin \alpha_1)}{L_f} \cdot Z_{s1} \cdot \tan \varphi$$

Nach Umrechnung wird :

$$2 \cdot R_{lgr} = \frac{2 \cdot K \cdot \frac{Z_{s1}}{L_f} \cdot G_1 \cdot \tan \varphi}{1 + 2 \cdot K \cdot \frac{Z_{s1}}{L_f} \cdot \tan \varphi \cdot \sin \alpha_1} = \frac{W_1 \cdot G_1}{1 + W_1 \cdot \sin \alpha_1} \quad \text{Gl. 6.12}$$

$$\text{mit } W_1 = 2 \cdot K \cdot \frac{Z_{s1}}{L_f} \cdot \tan \varphi \quad \text{Gl. 6.13}$$

Die zusätzliche Reibungskraft $2 \cdot R_{lpr}$ infolge der Auflast P an den beiden Seitenflächen nach Gl. 6.10 wird entsprechend berechnet:

$$2 \cdot R_{lpr} = \frac{W_p \cdot P}{1 + W_p \cdot \sin \alpha_1} \quad \text{Gl. 6.14}$$

$$\text{mit } W_p = 2 \cdot \frac{K}{2} \cdot \frac{F_1}{L_f \cdot B_f} \cdot \tan \varphi \quad \text{Gl. 6.15}$$

Damit wird die gesamte reduzierte Reibungskraft $2 \cdot R_{lr}$ an den beiden

Seitenflächen nach Gl. 6.12 und Gl. 6.14:

$$2 \cdot R_{lr} = 2 \cdot R_{lgr} + 2 \cdot R_{lpr} = \frac{W_1 \cdot G_1}{1 + W_1 \cdot \sin \alpha_1} + \frac{W_p \cdot P}{1 + W_p \cdot \sin \alpha_1} \quad \text{Gl. 6.16}$$

Die Schubkräfte $2 \cdot H_1$ in den beiden Seitenflächen werden nach Gl. 6.4 und Gl. 6.16:

$$2 \cdot H_1 = 2 \cdot R_{lr} + 2 \cdot C_{s1} = 2 \cdot R_{lgr} + 2 \cdot R_{lpr} + 2 \cdot C_{s1} \quad \text{Gl. 6.4'}$$

BRUCHKÖRPER II

a) Ist der Schlitz im Boden sehr lang, d.h. $L_s > L_b$, wird der Bruchkörper II unabhängig von der Schlitzgeometrie (Bild 6.6.a). Dann wirken als haltende Kräfte an der unteren Gleitfläche die Reibungskraft Q_3 und die Stützkraft S der Stützflüssigkeit. Die unbekanntenen Kräfte Q_2 und Q_3 (s. Bild 6.6) können durch die Kräftegleichgewichtsbetrachtung (ΣH , ΣV) am Bruchkörper II berechnet werden.

b) Beim Schlitz von begrenzter Länge, $L_s < L_b$, wird der Bruchkörper II mit einer Zwangsgleitfläche durch die Schlitzecke ausgebildet (Bild 6.1.b). Auf diese senkrechte Zwangsgleitfläche wirkt eine zusätzlich haltende Kraft H_2 parallel zur unteren Gleitfläche, die sich gegen die Horizontale um den Winkel α_3 neigt. Sie besteht aus der Reibungskraft R_{2g} infolge des Eigengewichts und der Kohäsionskraft C_{s2} (Bild 6.6). Mit $C_{s2} = c \cdot F_2$ ist

$$H_2 = R_{2g} + C_{s2} \quad \text{Gl. 6.17}$$

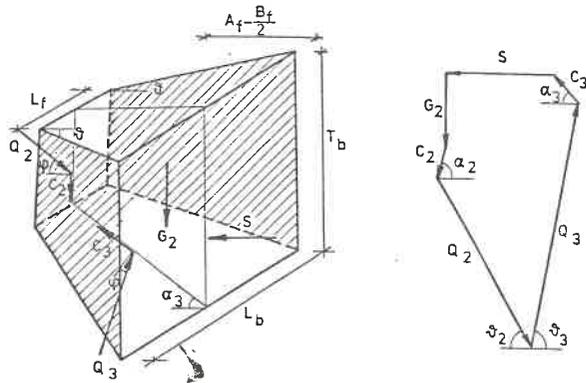
Die Reibungskraft R_{2g} infolge des Eigengewichts ergibt sich aus der Normalkraft N_{2g} an der Seitenfläche des Bruchkörpers II entsprechend der Reibungskraft R_{1g} an der Seitenfläche des Bruchkörpers I nach Gl. 6.3 mit der Schwerpunktsordinate Z_{s2} der Fläche F_2 :

$$N_{2g} = \int_F \sigma_{yg} \cdot dF = K \cdot \frac{G_2}{L_s} \cdot Z_{s2} \quad \text{Gl. 6.18}$$

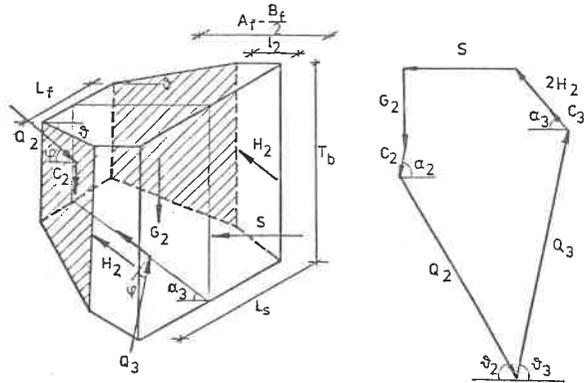
$$\text{mit } G_2 = L_s \cdot \gamma \cdot F_2$$

Dadurch wird die Reibungskraft R_{2g} aus der Gl. 6.2:

$$R_{2g} = N_{2g} \cdot \tan \varphi = K \cdot \frac{G_2}{L_s} \cdot Z_{s2} \cdot \tan \varphi \quad \text{Gl. 6.19}$$



a) Bei sehr langem Schlitz



b) Beim Schlitz begrenzter Länge

Bild 6.6 Kräfte am Bruchkörper II und Krafteck

Durch die Reduktion ergibt sich die Reibungskraft $2 \cdot R_{2gr}$ an den beiden Seitenflächen im Bruchkörper II zu:

$$2 \cdot R_{2gr} = \frac{W_2 \cdot G_2}{1 + W_2 \cdot \sin \alpha_3} \quad \text{Gl. 6.20}$$

mit $W_2 = 2 \cdot K \cdot \frac{z \cdot s^2}{L_b} \cdot \tan \varphi$ Gl. 6.20'

Damit wird die Schubkraft $2 \cdot H_2$ an den beiden Seitenflächen des Bruchkörpers II mit Gl. 6.17 und Gl. 6.20 zu:

$$2 \cdot H_2 = 2 \cdot R_{2gr} + 2 \cdot C_{s2} \quad \text{Gl. 6.17'}$$

BERECHNUNG DER TRAGLAST

In Bild 6.2 und 6.6 sind die Geometrie und die Kraftecke des Berechnungsmodells dargestellt. Zur Berechnung der Auflast P betrachtet man erst die Gleichgewichtsbedingung am Bruchkörper II und dann die am Bruchkörper I. Entsprechend dem Krafteck in Bild 6.6 ist die Summe der Horizontal- und Vertikalkomponenten aller am Bruchkörper II wirkenden Kräfte:

$$\begin{aligned} \Sigma H: S + (2 \cdot H_2 + C_3) \cdot \cos \alpha_3 + C_2 \cdot \cos \alpha_2 - Q_2 \cdot \cos \theta_2 - Q_3 \cdot \cos \theta_3 &= 0 \\ \Sigma V: -G_2 + (2 \cdot H_2 + C_3) \cdot \sin \alpha_3 - C_2 \cdot \sin \alpha_2 - Q_2 \cdot \sin \theta_2 + Q_3 \cdot \sin \theta_3 &= 0 \end{aligned}$$

Hieraus folgt

$$Q_2 = \frac{S \cdot \sin \theta_3 + 2 \cdot H_2 \cdot \cos \varphi + O_2}{\sin (\theta_2 + \theta_3)} = \frac{M_2}{D_2} \quad \text{Gl. 6.21a}$$

mit $\theta_2 = 90 + \varphi - \alpha_2$
 $\theta_3 = 90 + \varphi - \alpha_3$
 $D_2 = \sin (\theta_2 + \theta_3)$
 $O_2 = C_3 \cdot \cos \varphi + C_2 \cdot \sin (\alpha_2 - \theta_3) - G_2 \cdot \cos \theta_3$
 $M_2 = S \cdot \sin \theta_3 + 2 \cdot H_2 \cdot \cos \varphi + O_2$

Gleichgewicht am Bruchkörper I aus dem Krafteck in Bild 6.2:

$$\begin{aligned} \Sigma H: (2 \cdot H_1 + C_1) \cdot \cos \alpha_1 - C_2 \cdot \cos \alpha_2 - Q_1 \cdot \cos \theta_1 + Q_2 \cdot \cos \theta_2 &= 0 \\ \Sigma V: -G_1 - P + (2 \cdot H_1 + C_1) \cdot \sin \alpha_1 + C_2 \cdot \sin \alpha_2 + Q_1 \cdot \sin \theta_1 + Q_2 \cdot \sin \theta_2 &= 0 \end{aligned}$$

Hieraus folgt

$$Q_2 = - \frac{-P \cdot \cos \theta_1 + 2 \cdot R_{1pr} \cdot \cos \varphi + (2 \cdot C_{s1} + 2 \cdot R_{1gr}) \cdot \cos \varphi + O_1}{\sin (\theta_1 + \theta_2)} \quad \text{Gl. 6.21b}$$

$$\begin{aligned} &P \cdot \left(-\cos \theta_1 + \frac{W_p \cdot \cos \varphi}{1 + W_p \cdot \sin \alpha_1} \right) + M_1 \\ &= - \frac{\quad}{D_1} \end{aligned}$$

mit $\theta_1 = 90 + \varphi - \alpha_1$
 $D_1 = \sin(\theta_1 + \theta_2)$
 $O_1 = C_1 \cdot \cos \varphi + C_2 \cdot \sin(\alpha_2 - \theta_1) - G_1 \cdot \cos \theta_1$
 $M_1 = (2 \cdot C_{s1} + 2 \cdot R_{1gr}) \cdot \cos \varphi + O_1$

Da die Größen Q_2 aus Gl. 6.21a und aus Gl. 6.21b gleich sind, ist:

$$\frac{M_2}{D_2} = - \frac{P \cdot \left(-\cos \theta_1 + \frac{W_p \cdot \cos \varphi}{1 + W_p \cdot \sin \alpha_1} \right) + M_1}{D_1}$$

bzw.:

$$P = \frac{D_1 \cdot M_2 + D_2 \cdot M_1}{D_2 \cdot \left(\cos \theta_1 - \frac{W_p \cdot \cos \varphi}{1 + W_p \cdot \sin \alpha_1} \right)} \quad \text{Gl. 6.21}$$

Die kleinste Auflast P_{\min} ergibt sich dann durch die Variation der Winkel α_1 , α_2 und α_3 . Für die Berechnung wird der im Versuch gemessene Verbreiterungswinkel θ vorgegeben ($\theta = 45^\circ$ für Großversuche und $\theta = 65^\circ$ für Kleinversuche).

6.4 EINFLUSS DES GRUNDWASSERS

Da die Stützwirkung der Suspension durch Grundwasser vermindert wird, ergibt sich ein Einfluß des Grundwassers auf den Bruchmechanismus. Der Verlauf der Vertikalspannung im Boden infolge des Eigengewichtes ist oberhalb und unterhalb des Grundwasserspiegels verschieden. Deshalb müssen das Eigengewicht des Bruchkörpers und die Schubkräfte in den Seitenflächen des Bruchkörpers in Gl. 6.4 und Gl. 6.17 modifiziert werden.

Die Auflast P wird aus Gl. 6.21 mit dem modifizierten Eigengewicht G' , der haltenden Reibungskraft R_{gr}' , und der Stützkraft S' der Suspension berechnet. Die Differenz zwischen Grundwasserspiegel und Bruchkörperunterkante wird mit t_d und die zwischen Geländeoberkante und Grundwasserspiegel mit t_w bezeichnet (Bild 6.8 und Bild 6.9). Je nach Grundwasserspiegelhöhe müssen damit drei Fälle unterschieden werden:

- a) Liegt der Grundwasserspiegel t_w tiefer als die Bruchkörperunterkante T_b , wird angenommen, daß das Grundwasser keinen Einfluß auf den

Bruchmechanismus hat.

- b) Der Grundwasserspiegel liegt im Bruchkörper II, während der Bruchkörper I wasserfrei ist.
 c) Liegt der GW-Spiegel so hoch, daß der Bruchkörper I teilweise im Wasser liegt, werden beide Bruchkörperausbildung vom Grundwasser beeinflusst.

A) BRUCHKÖRPERGEWICHT

Das Gewicht G' des teilweise unter Wasser liegenden Bruchkörpers ist die Summe der zwei Teilgewichte G_f oberhalb und G_u unterhalb des GW-Spiegels:

$$G' = G_f + G_u \quad \text{Gl. 6.22}$$

Die Teilgewichte ergeben sich mit unterschiedlichen Wichten oberhalb (γ) und unterhalb (γ') des GW-Spiegels zu:

$$\begin{aligned} G_f &= V_f \cdot \gamma \\ G_u &= V_u \cdot \gamma' \end{aligned} \quad \text{Gl. 6.23}$$

mit Bruchkörperteilvolumen V_f oberhalb und V_u unterhalb des Grundwasserspiegels.

REIBUNGSKRAFT AN DER SEITENFLÄCHE

Die Reibungskraft R' auf der Seitenfläche des Bruchkörpers wird nach Gl. 6.2 berechnet:

$$R' = N' \cdot \tan \varphi \quad \text{Gl. 6.2'}$$

Dafür wird die Normalkraft N' auf der Seitenfläche des teilweise im Wasser liegenden Bruchkörpers in die zwei Anteile N_{gf} oberhalb und N_{gu} unterhalb des Grundwasserspiegels aufgeteilt ($N' = N_{gf} + N_{gu}$) und damit wird die Reibungskraft R' infolge des Bodeneigengewichtes zu:

$$R' = R_{gf} + R_{gu} = N_{gf} \cdot \tan \varphi + N_{gu} \cdot \tan \varphi \quad \text{Gl. 6.24}$$

Der Vertikalspannungsverlauf beiderseits des Grundwasserspiegels ist:

- $\sigma_z = \gamma \cdot z$ oberhalb des Grundwasserspiegels;
 - $\sigma_z' = \gamma \cdot t_w + \gamma' \cdot (z - t_w)$ unterhalb des Grundwasserspiegels. Gl. 6.25
- Dadurch ergeben sich die Anteile der Normalkräfte nach Gl. 6.3:
- oberhalb des Grundwasserspiegels:

$$N_{gf} = \int_{F_f} \sigma_{yg} \cdot dF = K \cdot \gamma \cdot A_f \cdot Z_{sf} = K \cdot \frac{G_f}{L} \cdot Z_{sf} \quad \text{Gl. 6.26}$$

mit Teilgewicht $G_f = A_f \cdot \gamma \cdot L$ und Schwerpunktkordinate Z_{sf} oberhalb

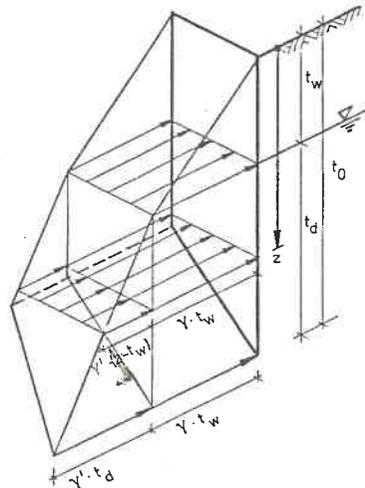


Bild 6.7 Verlauf der Vertikalspannungen auf den Seitenflächen des teilweise unter Wasser liegenden Bruchkörpers

des GW-Spiegels. L ist die Länge des Bruchkörpers in Schlitzlängsrichtung.

- unterhalb des Grundwasserspiegels:

$$\begin{aligned}
 N_{gu} &= \int_{Fu} \sigma_y \cdot dF \\
 &= K \cdot \int_{Fu} (\gamma \cdot t_w + \gamma' \cdot (z - t_w)) \cdot dF \\
 &= K \cdot (\gamma - \gamma') \cdot t_w \cdot A_u + K \cdot \gamma' \cdot Z_{su} \cdot A_u \\
 &= K \cdot \frac{G_u}{L} \cdot \left(t_w \cdot \left(\frac{\gamma}{\gamma'} - 1 \right) + Z_{su} \right).
 \end{aligned} \tag{Gl. 6.27}$$

Die Reibungskräfte R_{gf} oberhalb und R_{gu} unterhalb des Grundwasserspiegels infolge des Bodeneigengewichts sind nach Gl. 6.2:

- oberhalb des GW-Spiegels nach Gl. 5.26

$$R_{gf} = N_{gf} \cdot \tan \varphi = K \cdot \frac{G_f}{L} \cdot Z_{sf} \cdot \tan \varphi \tag{Gl. 6.28}$$

- unterhalb des GW-Spiegels nach Gl. 5.27

$$R_{gu} = N_{gu} \cdot \tan \varphi = K \cdot \frac{G_u}{L} \cdot \left(t_w \cdot \left(\frac{\gamma}{\gamma'} - 1 \right) + Z_{su} \right) \cdot \tan \varphi \tag{Gl. 6.29}$$

REDUKTION DER REIBUNGSKRAFT

Die Reibungskräfte R_{gf} und R_{gu} infolge des Eigengewichts werden unter der Annahme einer mit der Tiefe linear zunehmenden Vertikalspannungsverteilung berechnet. Sie werden nach Bild 6.5 reduziert:

- oberhalb des Grundwasserspiegels:

$$2 \cdot R_{gfr} = 2 \cdot \frac{K}{L} \cdot (G_f - 2 \cdot R_{gfr} \cdot \sin \alpha) \cdot Z_{sf} \cdot \tan \varphi \tag{Gl. 6.30}$$

Die reduzierte Reibungskraft $2 \cdot R_{gfr}$ auf den beiden Seitenflächen oberhalb des Grundwasserspiegels ist

$$\begin{aligned}
 2 \cdot R_{gfr} &= \frac{2 \cdot \frac{K}{L} \cdot Z_{sf} \cdot G_f \cdot \tan \varphi}{1 + 2 \cdot \frac{K}{L} \cdot Z_{sf} \cdot \tan \varphi \cdot \sin \alpha} \\
 &= \frac{W_f \cdot G_f}{1 + W_f \cdot \sin \alpha}
 \end{aligned} \tag{Gl. 6.31}$$

$$\text{mit } W_f = 2 \cdot \frac{K}{L} \cdot Z_{sf} \cdot \tan \varphi. \tag{Gl. 6.32}$$

- unterhalb des Grundwasserspiegels

Die reduzierte Reibungskraft $2 \cdot R_{gur}$ auf den beiden Seitenflächen unterhalb des Grundwasserspiegels ergibt sich analog:

$$2 \cdot R_{gur} = \frac{W_u \cdot G_u}{1 + W_u \cdot \sin \alpha} \tag{Gl. 6.33}$$

$$\text{mit } W_u = 2 \cdot \frac{K}{L} \cdot \left(t_w \cdot \left(\frac{\gamma}{\gamma'} - 1 \right) + Z_{su} \right) \cdot \tan \varphi \tag{Gl. 6.34}$$

Damit wird die reduzierte Reibungskraft $2 \cdot R_{gr}'$ auf den beiden Seitenflächen infolge des Bodeneigengewichts nach Gl. 6.24

$$\begin{aligned} 2 \cdot R_{gr}' &= 2 \cdot R_{grf}' + 2 \cdot R_{gur}' \\ &= \frac{W_f \cdot G_f}{1 + W_f \cdot \sin \alpha} + \frac{W_u \cdot G_u}{1 + W_u \cdot \sin \alpha} \end{aligned} \quad \text{Gl. 6.35}$$

STÜTZKRAFT DER SUSPENSION

Die Stützkraft S der Suspension wird um den Wasserdruck W vermindert:

$$W = \frac{L}{2} \cdot \gamma_w \cdot t_d^2$$

und damit ergibt sich die auf den Bruchkörper II wirkende Suspensionskraft S' mit Wichte der Suspension γ_s zu:

$$S' = S - W = \frac{L}{2} \cdot (\gamma_s \cdot t_0^2 - \gamma_w \cdot t_d^2) \quad \text{Gl. 6.36}$$

FALL B) TIEFLIEGENDER GRUNDWASSERSPIEGEL

Ist $t_1 < t_w < t_0$, dann liegt der Grundwasserspiegel im Bruchkörper II und der Bruchkörper I bleibt wasserfrei (Bild 6.8). Über die zwei Teilvolumina und die zugehörigen Wichten ergibt sich das Gewicht G_2' des Bruchkörpers II nach Gl. 6.22 und Gl. 6.23:

BRUCHKÖRPER II

$$G_2' = G_{2f} + G_{2u} = V_{2f} \cdot \gamma + V_{2u} \cdot \gamma'$$

Dafür werden die zwei Teilvolumina oberhalb (V_{2f}) und unterhalb (V_{2u}) des GW-Spiegels berechnet:

$$V_2 = \frac{1}{2} \cdot (L \cdot (2 \cdot t_1 + t_2) - \frac{(L-L_f)}{3} \cdot (3 \cdot t_1 + t_2)) + \frac{1}{2} \cdot L \cdot (2 \cdot t_0 - t_3)$$

$$V_{2u} = \frac{1}{2} \cdot L \cdot t_d^2 \cdot \cot \alpha_3 - \frac{1}{3} \cdot A^2 \cdot \cot^2 \alpha_3 \cdot \tan \theta$$

$$V_{2f} = V_2 - V_{2u} \quad \text{Gl. 6.37}$$

mit $A = t_d - t_3$ für $t_d \geq t_3$ und
 $A = 0$ für $t_d < t_3$

Hier ist V_2 das gesamte Volumen des Bruchkörpers II.

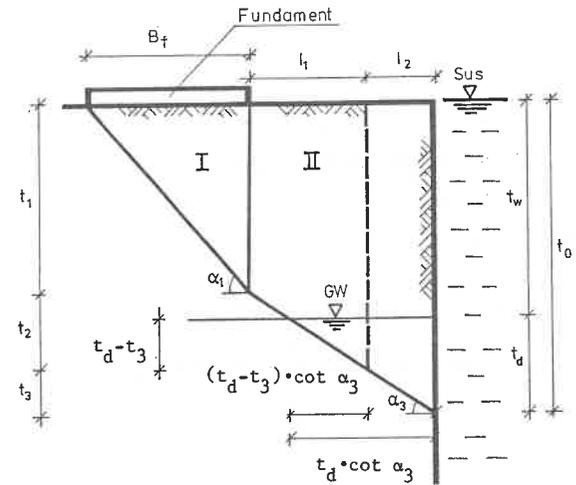


Bild 6.8 Grundwasserzustand in der Symmetrieebene bei tiefem Grundwasserspiegel

Beim Schlitz mit begrenzter Länge werden die haltenden Schubkräfte in den Seitenflächen des Bruchkörpers II nach Gl. 6.17 berechnet. Für die Berechnung der Reibungskraft nach Gl. 6.35 müssen Z_{sf} in Gl. 6.32 und Z_{su} in Gl. 6.34 durch folgende Definitionen ersetzt werden:

- für den Fall $t_d > t_3$:

$$Z_{sf2} = \frac{1}{2} \cdot t_w$$

$$Z_{su2} = \frac{t_d^2 - t_3 \cdot (t_d - \frac{t_3}{3})}{2 \cdot t_d - t_3} \quad \text{Gl. 6.38}$$

- für den Fall $t_d < t_3$:

$$Z_{sf2} = \frac{l_2 \cdot t_w - (t_3 - t_d)^2 \cdot (t_w - \frac{(t_3 - t_d)}{3}) \cdot \cot \alpha_3}{2 \cdot l_2 \cdot t_w - (t_3 - t_d)^2 \cdot \cot \alpha_3}$$

$$Z_{su2} = \frac{1}{3} \cdot t_d \quad \text{Gl. 6.39}$$

FALL C) HOHER GRUNDWASSERSPIEGEL

Der Grundwasserspiegel ist so hoch, daß Teile der beiden Bruchkörper unter Wasser liegen, $t_w < t_1$ (Bild 6.9).

BRUCHKÖRPER I

Das Eigengewicht des Bruchkörpers I wird nach Gl. 6.22 berechnet:

$$G_1' = G_{1f} + G_{1u} = V_{1f} \cdot \gamma + V_{1u} \cdot \gamma'$$

Die Teilvolumina des Bruchkörpers I oberhalb (V_{1f}) und unterhalb (V_{1u}) des Grundwasserspiegels ergeben sich unabhängig von der Schlitzgeometrie zu:

$$V_{1f} = \frac{1}{2} \cdot L_f \cdot (B_f + (t_1 - t_w) \cdot \cot \alpha_1) \cdot t_w \quad \text{Gl. 6.40}$$

$$V_{1u} = \frac{1}{2} \cdot L_f \cdot (t_1 - t_w)^2 \cdot \cot \alpha_1$$

Die Reibungskräfte infolge des Eigengewichts in den Seitenflächen des Bruchkörpers I werden in reduzierter Form nach Gl. 6.35 mit Hilfe der neuen Schwerpunktkordinaten Z_{sfl} und Z_{sul} berechnet:

$$Z_{sfl} = \frac{1}{3} \cdot \frac{3t_1 - 2t_w}{2t_1 - t_w} \quad \text{Gl. 6.41}$$

$$Z_{sul} = \frac{1}{3} \cdot (t_1 - t_w) \quad \text{Gl. 6.42}$$

BRUCHKÖRPER II

Das Eigengewicht wird nach Gl. 6.22 und Gl. 6.23 berechnet. Dafür werden die über und unter dem Grundwasserspiegel liegenden Teilvolumina des Bruchkörpers II benötigt:

$$V_f = \frac{1}{2} \cdot (L_f + L) \cdot A_v \cdot t_w + l_2 \cdot L \cdot t_w$$

$$V_u = V_2 - V_f \quad \text{Gl. 6.43}$$

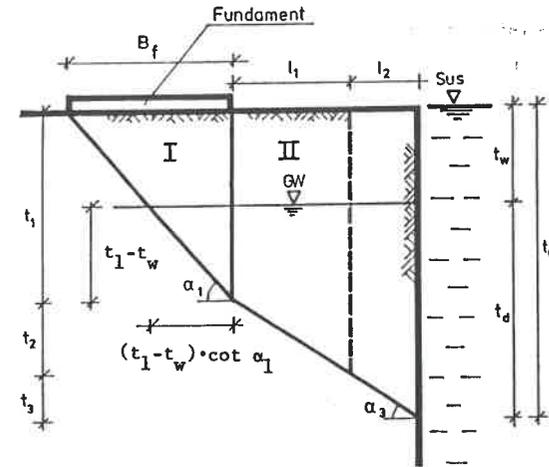


Bild 6.9 Grundwasserzustand in der Symmetrieebene bei hohem Grundwasserspiegel

Beim Schlitz mit begrenzter Länge werden die Reibungskräfte auf den Seitenflächen des Bruchkörpers II in reduzierter Form nach Gl. 6.35 berechnet. Dabei werden die Schwerpunktkordinaten nach Gl. 6.38 verwendet.

7. VERGLEICHBERECHNUNG

7.1 ALLGEMEINES

Es gibt nur wenige Verfahren für die Tragfähigkeitsberechnung eines Einzelfundamentes neben einem Schlitz. Nur das Berechnungsverfahren von PULSFORT (1986) liefert vergleichsfähige Ergebnisse.

Die Richtigkeit der Ergebnisse nach dem vorgeschlagenen Berechnungsverfahren hängt, wie die anderer prismatischer Berechnungsmodelle (LUTZ, 1983 ; PULSFORT, 1986), von dem Ansatz der Erddruckbeiwerte für die Berechnung der Schubkraft an der Seitenfläche des Bruchkörpers ab.

Um die erforderlichen Erddruckbeiwerte zu errechnen, wurden die durchgeführten kleinmaßstäblichen Versuche in Abschnitt 7.2 nachgerechnet. Die Ergebnisse sind in Abhängigkeit von der Schlitzgeometrie, Fundamentgröße und vom Fundamentabstand in Bild 7.1 dargestellt. Der Vergleich der nach dem vorgeschlagenen Verfahren berechneten Werte mit den Ergebnissen der Großversuche findet sich in Abschnitt 7.3. Die Ergebnisse sind in Tabelle 7.1 angegeben. Sie werden in den Bildern 7.2, 7.3 und 7.4 außerdem mit den Ergebnissen der Nachrechnung mittels KEM-3D verglichen.

In Abschnitt 7.4 wird die Eignung des vorgeschlagenen Verfahrens durch die Nachrechnung der Versuche von PULSFORT (1986) überprüft. Dabei wurden die Erddruckbeiwerte aus Bild 7.1 angewandt. Den Vergleich der entsprechenden Ergebnisse gibt Tabelle 7.2. In den Bildern 7.5 und 7.6 werden die errechneten Bruchgeometrien mit denen von PULSFORT (1986) (Abb.7.3 und 7.5 dort) verglichen.

Die beim Vorhandensein des Grundwassers durchgeführten Versuche wurden mit den Erddruckbeiwerten nach Bild 7.1 in Abschnitt 7.5 nachgerechnet. Die Ergebnisse werden in Tabelle 7.3 mit denen aus den Versuchen verglichen.

7.2 ANSATZ DES ERDDRUCKBEIWERTS

Die haltende Schubkraft an der senkrechten Seitenfläche des Prismas wird durch die Integration der an der Seitenfläche wirkenden Normalspannung, d.h. der Horizontalspannung im Boden, bestimmt.

Sie wird aus der Vertikalspannung und dem Erddruckbeiwert berechnet:

$\sigma_y = K_y \cdot \sigma_z$. Aufgrund dieses Ansatzes spielt die Annahme einer Vertikalspannungsverteilung σ_z im Boden und des Erddruckbeiwerts K_y im vorgeschlagenen Berechnungsverfahren eine sehr große Rolle.

In dem vorgeschlagenen Berechnungsverfahren wird der Verlauf der Vertikalspannung im Boden infolge Eigengewicht nach dem Ansatz von PRATER (1973)

und infolge Fundamentbelastung nach KOBLER (1982) angenommen. Die errechnete Vertikalspannung im Boden wird jeweils nach GUSSMANN/LUTZ (1981a) abgemindert. Dadurch wird die Vertikalspannungsverteilung im Boden unabhängig vom Fundamentabstand, der Fundamentgröße und der Schlitzgeometrie.

Bei der Rückrechnung der kleinmaßstäblichen Versuche wurden die erforderlichen Erddruckbeiwerte aus den gemessenen Bruchlasten berechnet. Dabei waren die Erddruckbeiwerte unterschiedlich in Abhängigkeit vom Fundamentabstand, der Fundamentgröße und der Schlitzlänge.

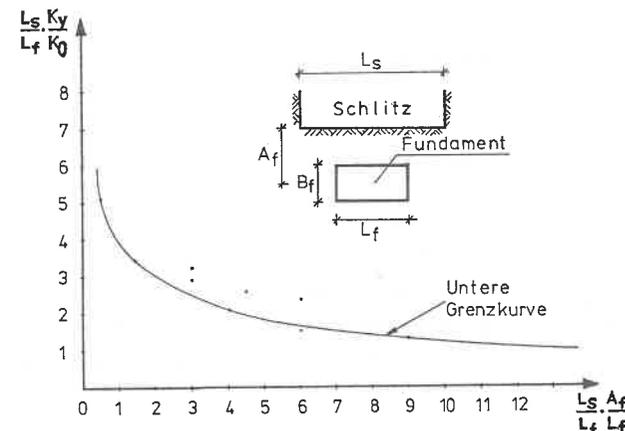


Bild 7.1 Rückrechnung des Erddruckbeiwertes bei den kleinmaßstäblichen Versuchen

Bei kleiner werdendem Fundamentabstand vom Schlitz oder bei kleiner Schlitzlänge stieg der erforderliche Erddruckbeiwert in Richtung des passiven Erddruckbeiwerts an (LUTZ, 1983). Je kleiner die bezogene Schlitzlänge L_s/L_f wurde, desto größer mußte der Erddruckbeiwert gewählt werden.

In Bild 7.1 sind die Abweichungen des erforderlichen Erddruckbeiwerts in Abhängigkeit vom bezogenen Fundamentabstand A_f/L_f und der bezogenen Schlitzlänge L_s/L_f aus der Rückrechnung der Kleinversuche dargestellt. Die Kurve zeigt die untere Grenze der errechneten Werte.

7.3 VERGLEICH DES VORGESCHLAGENEN VERFAHRENS MIT GROSSVERSUCHEN

Für die Nachrechnung der Großversuche nach den in Abschnitt 6 vorgeschla-

genen Verfahren wurden die in Versuchen bestimmten Bodenkennwerte angewandt (Tabelle 3.2).

Die Berechnungen wurden mit verschiedenen Erddruckbeiwerten durchgeführt. Aus Tabelle 7.1 ist zu entnehmen, daß aufgrund der im Boden vorhandenen scheinbaren Kohäsion ein kleinerer Erddruckbeiwert erforderlich ist. Die Tendenz der Abweichung in Abhängigkeit von Schlitzlänge, Fundamentlänge und -abstand entspricht derjenigen der im trockenen Sand durchgeführten Kleinversuche.

Aufgrund der größeren Abweichung von der Homogenität und einer Schwankung der scheinbaren Kohäsion im Untergrund streuen die erforderlichen Erddruckbeiwerte etwas stärker als die aus den Kleinversuchen.

In den Bildern 7.2, 7.3 und 7.4 sind die Ergebnisse der Nachrechnung nach KEM-3D und dem vorgeschlagenen Verfahren vergleichsweise angegeben.

Die Bruchspannung nimmt mit zunehmendem Fundamentabstand zu. Die Ergebnisse des vorgeschlagenen Verfahrens sind etwas größer als die Versuchsergebnisse. Mit den Erddruckbeiwerten aus der unteren Grenzkurve nach Bild 7.1 wurden stets ca. 10 % größere Werte errechnet. Die Ursache dafür ist die im Boden vorhandene scheinbare Kohäsion. Bei kleinem Fundamentabstand, d.h. $A_f = 0.5$ m und 0.75 m, zeigt das vorgeschlagene Verfahren gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen.

In Bild 7.3 ist die Tragfähigkeit eines Fundamentes neben Schlitzten unterschiedlicher Länge gezeigt. Mit dem vorgeschlagenen Verfahren mit den Erddruckbeiwerten der unteren Grenzkurve nach Bild 7.1 kann der Einfluß der Schlitzlänge relativ gut erfaßt werden.

In Bild 7.4 sind die errechnete und gemessene Tragfähigkeit eines Fundamentes neben den Schlitzten in unterschiedlich dichtem Untergrund dargestellt. Die gemessenen Werte liegen zwischen den aus dem vorgeschlagenen Verfahren errechneten und denen aus der KEM-3D. Sie stimmen miteinander fast überein. Die Tragfähigkeit eines Fundamentes neben dem Schlitz wächst deutlich mit zunehmender Lagerungsdichte des Untergrundes an, aber nicht so stark wie bei den Grundbruchversuchen.

7.4 NACHRECHNUNG DER ERGEBNISSE VON PULSFORT

Zum Vergleich wurden die Versuchsserien 400 und 500 von PULSFORT (1986), die ohne Einbindung und ohne Leitwand im trockenen Sand durchge-

VERSUCH BEZEICH- NUNG	SCHLITZ		FUNDAMENT		BRUCHSPANNUNG		
	LÄNGE L_s (m)	TIEFE T_s (m)	LÄNGE/BREIT. L_f/B_f (m)/(m)	LAGE A_f (m)	VERSUCH K_a (kN/m ²)	EIG.VERFAHREN K_0 (kN/m ²)	(kN/m ²)
FL100	1.0	2.5	.5/.5	.75	617	380	490
FL250	2.5	2.5	.5/.5	.75	439	373	469
FT100	1.5	1.0	.5/.5	.75	487	433	571
FT150	1.5	1.5	.5/.5	.75	472	362	454
FT200	1.5	2.0	.5/.5	.75	336	362	454
FT300	1.5	3.0	.5/.5	.75	341	362	454
FF25	1.5	3.0	.25/.25	.625	651	584	728
FF75	1.5	3.0	.75/.75	.875	373	308	395
FP100	1.5	3.0	1.0/.5	.75	279	226	257
FA50	1.5	3.0	.5/.5	.50	154	191	241
FA100	1.5	3.0	.5/.5	1.00	511	640	816
FA125	1.5	3.0	.5/.5	1.25	753	900	1159
FA150	1.5	3.0	.5/.5	1.50	833	1072	1392

Tabelle 7.1 Nachrechnung der Großversuche

führt wurden, mit dem Erddruckbeiwert aus der unteren Grenzkurve nach Bild 7.1 nachgerechnet. Dabei zeigten die errechneten Werte insgesamt eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen nach PULSFORT, obwohl die Versuche in einer anderen Bodenart durchgeführt wurden (Tabelle 7.2).

Bei den Versuchen 414 und 419 (in Versuchsserie 400) wurden etwas größere und bei Versuchen 424, 429 und 434 etwas kleinere Werte errechnet. Der Unterschied war jedoch vernachlässigbar klein.

In der Versuchsserie 500 wurde eine geringfügig kleinere Bruchspannung berechnet, wenn der Fundamentabstand nicht zu groß war.

In den Bildern 7.5 und 7.6 sind die berechneten Bruchfiguren in der Symmetrieebene (Schnitt I-10 nach Bild 4.6) vergleichsweise neben den Figuren von PULSFORT (1986) angegeben.

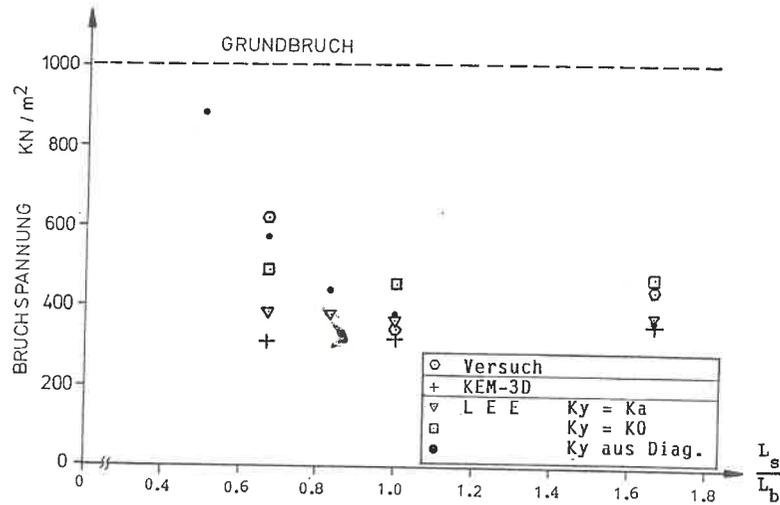


Bild 7.3 Tragfähigkeit eines Fundamentes neben unterschiedlich langen Schlitzen ($L_f/B_f = 0.5 \text{ m}/0.5 \text{ m}$, $A_f = 0.75 \text{ m}$, Vorschubgeschwindigkeit in Fundamentmitte 0.2 mm/min)

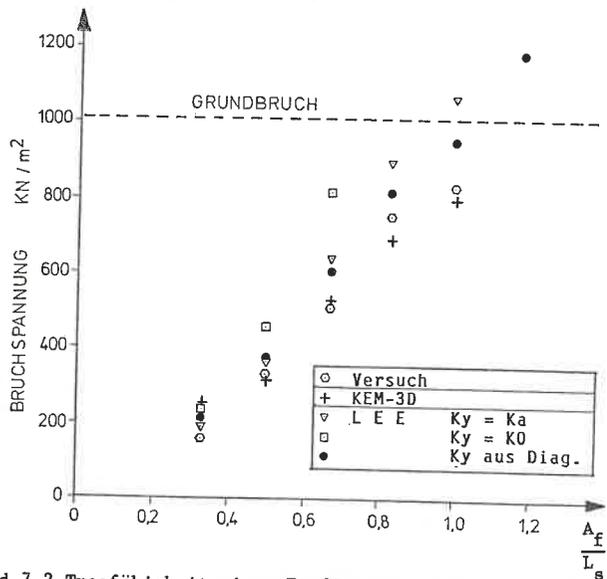


Bild 7.2 Tragfähigkeit eines Fundamentes neben dem Schlitz in Abhängigkeit vom Fundamentabstand ($L/T = 1.5 \text{ m}/3.0 \text{ m}$, $L_f/B_f = 0.5 \text{ m}/0.5 \text{ m}$, $A_f = 0.75 \text{ m}$, Vorschubgeschwindigkeit in Fundamentmitte 0.2 mm/min)

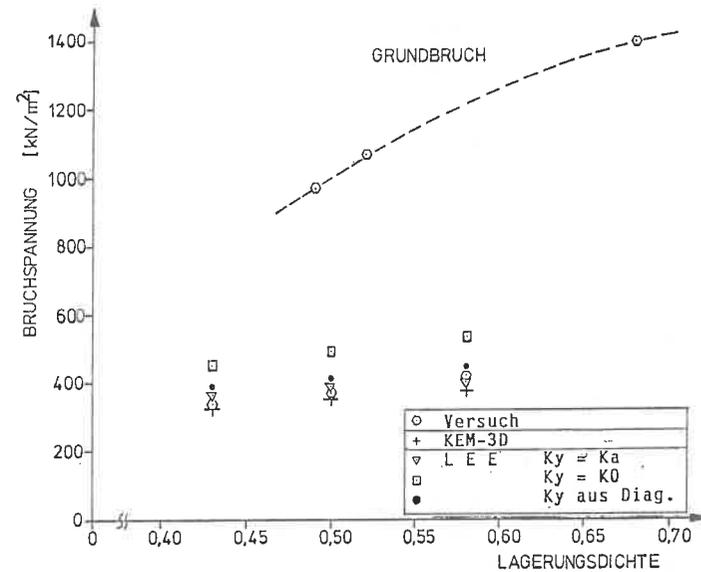


Bild 7.4 Tragfähigkeit eines Fundamentes neben dem Schlitz in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte des Untergrundes ($L/T = 1.5 \text{ m}/3.0 \text{ m}$, $L_f/B_f = 0.5 \text{ m}/0.5 \text{ m}$, $A_f = 0.75 \text{ m}$, Vorschubgeschwindigkeit in Fundamentmitte 0.3 mm/min)

Bei der Versuchsserie 400 (Bilder 7.5 und 7.7) stimmen die Ergebnisse nach der vorgeschlagenen Berechnungsmethode mit denen aus den Versuchen und dem Berechnungsverfahren nach PULSFORT ($\varphi = 46^\circ$, $\alpha_p = 0^\circ$, $\varphi/3$) gut überein (α_p siehe Bild 2.5).

Bei der Versuchsserie 500 (Bilder 7.6 und 7.8) ergeben sich etwas tiefere Bruchkörper als bei PULSFORT ($\varphi = 46^\circ$, $\alpha_p = \frac{2}{3}\varphi$).

Der Unterschied ist jeweils minimal.

Je größer die auf die Schlitzlänge bezogene Fundamentlänge (L_f/L_s) ist, desto kleiner wird der Unterschied zwischen beiden Berechnungsmethoden.

7.5 EINFLUSS DES GRUNDWASSERS

Die Versuche VW5, VW15, VW25 und VW45 (Grundwasser vorhanden) wurden mit dem Erddruckbeiwert nach Bild 7.1 nachgerechnet. Dabei zeigte sich eine deutliche Abminderung mit ansteigender GW-Spiegelhöhe (Tabelle 7.3).

VERSUCH BEZEICH	SCHLITZ		FUNDAMENT		BRUCHLAST		ERDRUCK- BEIWERT (Bild 7.1) K_y/K_0
	LÄNGE	TIEFE	LÄNGE	BREIT.LAGE	VERSUCHE	BERECHG.	
	L_s (m)	T_s (m)	L_f/B_f (m)/(m)	A_f (m)	PULSFORT (kN)	LEE (kN)	
414	0.3	1.2	0.2/0.1	0.14	1.63	1.74	2.57
419	0.3	1.2	0.2/0.1	0.19	2.30	2.39	2.27
424	0.3	1.2	0.2/0.1	0.24	3.50	3.20	2.10
429	0.3	1.2	0.2/0.1	0.29	4.70	4.11	1.97
434	0.3	1.2	0.2/0.1	0.34	5.01	4.92	1.80
514	0.3	1.2	0.1/0.1	0.14	1.00	0.92	0.70
519	0.3	1.2	0.1/0.1	0.19	1.52	1.23	0.58
524	0.3	1.2	0.1/0.1	0.24	1.93	1.58	0.50
529	0.3	1.2	0.1/0.1	0.29	2.11	1.98	0.45
530	0.3	1.2	0.1/0.1	0.30	2.14	2.04	0.43
534	0.3	1.2	0.1/0.1	0.34	2.16	2.39	0.40
535	0.3	1.2	0.1/0.1	0.35	2.01	2.69	0.38

Tabelle 7.2 Vergleichsberechnung für die Werte von PULSFORT (1986)

VERSUCH BEZEICH	SCHLITZ		FUNDAMENT		BRUCHSPANNUNG		GW-SPIEGEL UNTER GOK t_w (m)
	LÄNGE	TIEFE	LÄNGE/BREIT.ABS.	VER- SUCH	NACH- RECHN.		
	L_s (m)	T_s (m)	L_f/B_f (m) (m)	(kN/m^2)	(kN/m^2)		
VW 5	0.3	0.9	0.1/0.1	0.15	30.65	10.28	0.04
VW15	0.3	0.9	0.1/0.1	0.15	45.97	43.77	0.14
VW25	0.3	0.9	0.1/0.1	0.15	71.85	66.21	0.25
VW45	0.3	0.9	0.1/0.1	0.15	65.04	64.43	0.39
VL30	0.3	0.9	0.1/0.1	0.15	64.00	64.43	kein Wasser

Tabelle 7.3 Nachrechnung der Versuche mit Grundwasser

Bei sehr hohem GW-Spiegel weichen die errechneten Werte stark von den

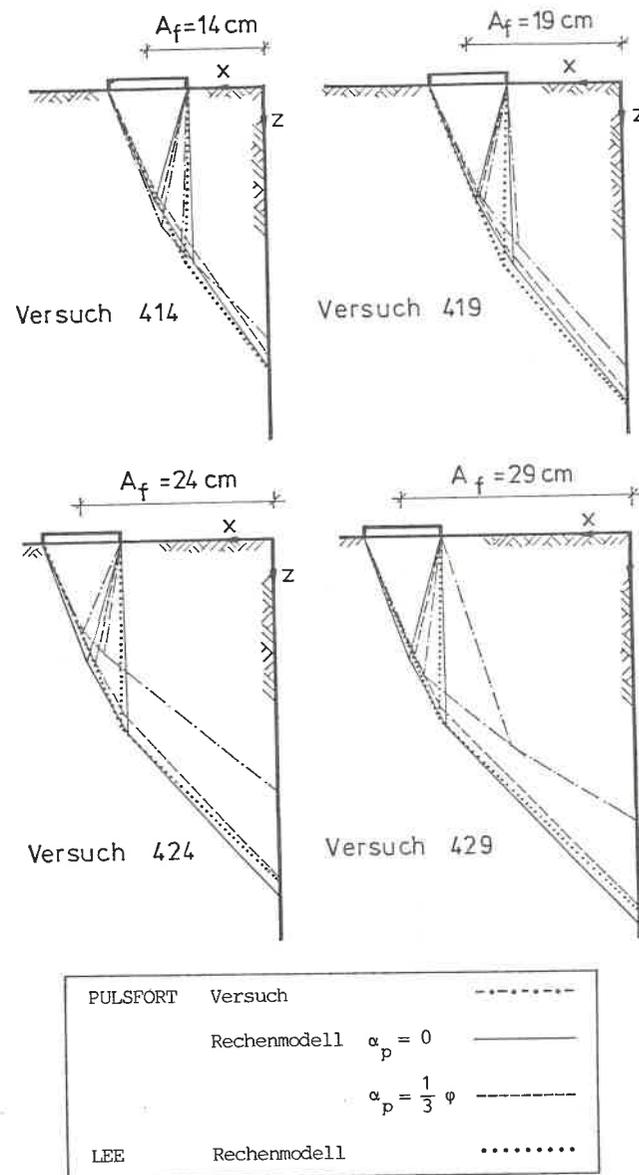


Bild 7.5 Vergleich der rechnerischen Bruchfiguren mit denjenigen nach PULSFORT (1986) (Versuchsserie 400)

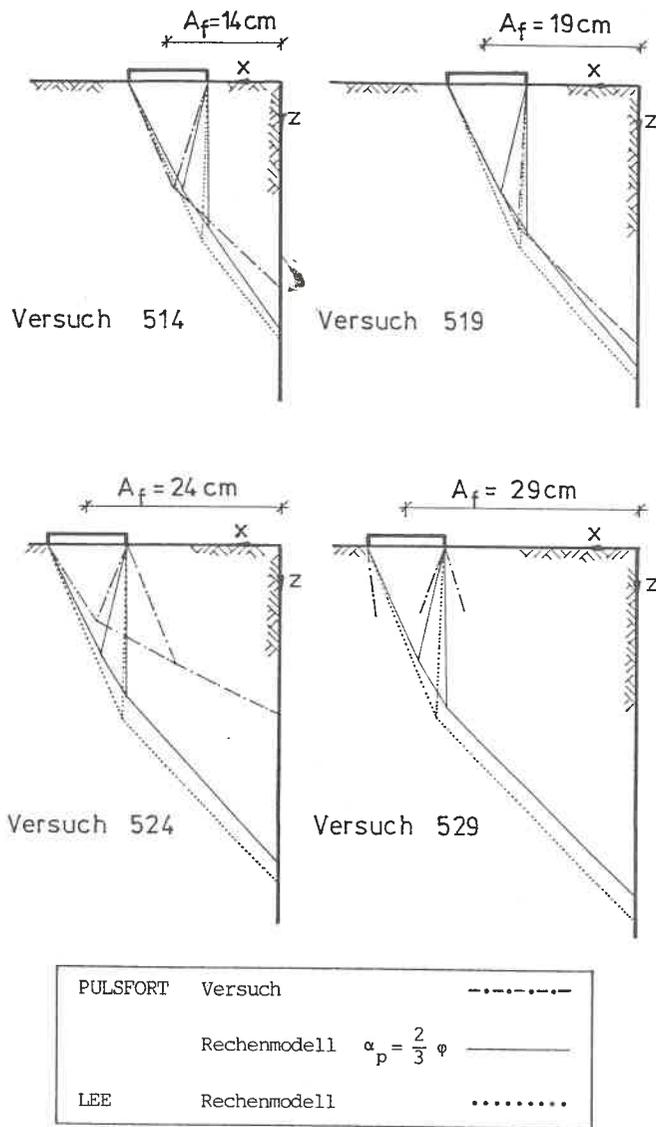


Bild 7.6 Vergleich der rechnerischen Bruchfiguren mit denjenigen nach PULSFORT (1986) (Versuchsserie 500)

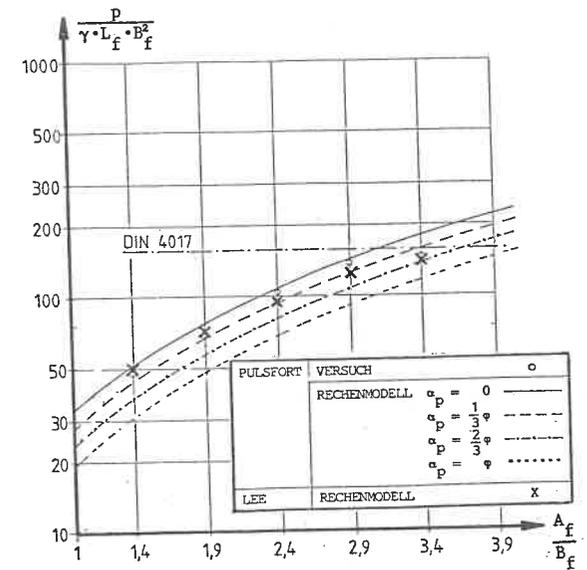


Bild 7.7 Vergleich der Berechnungsergebnisse mit denjenigen nach PULSFORT (Versuchsserie 400)

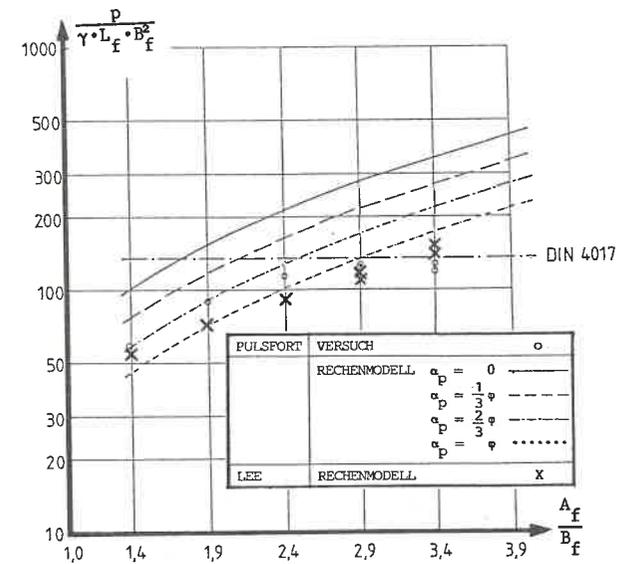


Bild 7.8 Vergleich der Berechnungsergebnisse mit denjenigen nach PULSFORT (Versuchsserie 500)

Versuchsergebnissen ab. Beim Versuch **VW5** waren die im Versuch gemessenen Werte dreimal größer als die berechneten Werte. Die Ursache für diese Abweichung ist die scheinbare Kohäsion in der Naßzone über dem Grundwasserspiegel.

Beim Versuch **VW25** lag der GW-Spiegel 25 cm unter Geländeoberkante und damit praktisch im unteren Teil des Bruchkörpers II. Damit wird der untere Teil in der Naßzone ausgebildet. Die Bruchspannung ist dadurch größer als die des Versuches **VL30**, der im trockenen Sand durchgeführt wurde.

Die Einwirkung des Grundwassers ist beim Versuch **VW25** am größten und wird mit absinkender GW-Spiegelhöhe kleiner.

Liegt der GW-Spiegel tiefer als der Bruchkörper, hat das Grundwasser praktisch keinen Einfluß auf die Fundamenttragfähigkeit (**VW45**).

8. ZUSAMMENFASSUNG

Für die Standsicherheitsberechnung eines suspensionsgestützten Schlitzes im Sand unter Einwirkung einer auf ein daneben stehendes Fundament aufgetragenen großen äußeren Last, wurden die Tragfähigkeit des Fundaments und die von ihm erzwungenen Bruchmechanismen untersucht.

Dazu wurden Schlitzversuche mit Variation der Schlitzgeometrie (L_s/T_s), der Fundamentgröße (L_f/B_f), des Fundamentabstandes von der Schlitzwand (A_f) und der Dichte des Untergrunds durchgeführt.

Die Versuche wurden in zwei unterschiedlichen Maßstäben durchgeführt. Die großmaßstäblichen Versuche fanden in einer freien Versuchsgrube und die kleinmaßstäblichen in einem Versuchskasten im Labor statt.

Für die Obergrenze der Tragfähigkeit eines Fundamentes neben dem Schlitz und für die Überprüfung der eingebauten Versuchsschüttung wurden zusätzlich Grundbruchversuche durchgeführt.

Die Schlitzte wurden durch das Herausziehen einer Schlitzschablone hergestellt und dabei durch hydrostatischen Wasserdruck gestützt.

Das Fundament wurde jeweils mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit weggesteuert. Während der Fundamentbelastung wurden die auf das Fundament aufgetragene Auflast, die Geländesetzung um das Fundament und den Schlitz und die Horizontalverschiebung der Erdwand gemessen.

Der Einfluß wechselnder GW-Spiegelhöhen im Boden auf die Tragfähigkeit eines Fundamentes neben dem Schlitz wurde in kleinmaßstäblichen Versuchen untersucht.

Der räumliche Verlauf der Bruchfigur infolge Fundamentbelastung wurde durch die Beobachtung von Markierungsschichten im Boden und von Markierungspunkten auf der Oberfläche bestimmt.

Die Versuchsergebnisse zeigen :

- Die Grenzlaster eines Fundamentes bei den Schlitzversuchen ist von der Schlitzgeometrie (L_s/T_s), der Fundamentgröße (L_f/B_f), dem Fundamentabstand (A_f) und der Lagerungsdichte abhängig.
- Die Bruchlast nimmt wie beim Grundbruch mit zunehmender Lagerungsdichte zu, während die Fundamentsetzung mit größer werdender Lagerungsdichte abnimmt.
- Auch die Bruchfiguren sind von der Schlitzgeometrie (L_s/T_s), der

Fundamentgröße (L_f/B_f) und dem Fundamentabstand (A_f) abhängig.

- Direkt unter dem Fundament bildet sich ein keilförmiger Bruchkörper in Abhängigkeit von der Fundamentgröße (L_f/B_f) und dem Fundamentabstand (A_f) aus. Bei einem geringen Schlitz einfluß oder bei einer großen Lagerungsdichte unterteilt sich dieser Bruchkörper. Im Normalfall, also bei nah am Schlitz stehenden Fundamenten, tritt das nicht ein.
- Zwischen Fundament und Schlitz wird als Fortsetzung des keilförmigen Bruchkörpers ein muschelförmiger Bruchkörper ausgebildet, der eine entscheidende Rolle für die Standsicherheit eines Schlitzes spielt.
- Der muschelförmige Bruchkörper geht von der vorderen Fundamentecke aus und verbreitert sich in Schlitzrichtung unter einem bestimmten Winkel ϕ , der von der Bodenart abhängig ist.
- Bei sehr langen und tiefen Schlitzten bildet sich der muschelförmige Bruchkörper ohne Störung aus und schneidet die Schlitzwand mit der Länge L_b und Tiefe T_b in Abhängigkeit von der Fundamentlänge L_f und dem Fundamentabstand A_v . Die Länge L_b ergibt sich für einen Boden unabhängig von der Schlitzgeometrie zu:
$$L_b = L_f + 2 \cdot A_v \cdot \tan \phi$$
- Ist $L_b < L_s$, wird die Bruchkörperbildung infolge Fundamentbelastung nicht von der Schlitzlänge beeinflusst. Es entsteht ein Bruchkörper mit der Länge L_b unabhängig von der Schlitzlänge L_s . Die Tragfähigkeit nimmt nicht mit der Schlitzlänge ab.
- Ist die Schlitzlänge L_s kleiner als die Länge L_b ($L_s < L_b$), wird die Bruchkörperbildung im Schlitzbereich begrenzt. Es bildet sich eine Zwangsgleitfuge durch die Schlitzecke aus.
- Die Tragfähigkeit eines Fundamentes neben dem Schlitz nimmt bei Auftreten einer Zwangsgleitfuge wegen deren Stützwirkung zu. Der Einfluß der Zwangsgleitfuge, und damit der Stützwirkung, nimmt mit dem Verhältnis L_b/L_s , d.h. mit der Fundamentlänge (L_f) und dem Fundamentabstand (A_v), zu.
- Mit zunehmendem Fundamentabstand vom Schlitz wächst die Stützwirkung in

der Zwangsgleitfuge und führt zu einem Übergang zum Grundbruchverhalten. Bei einem Fundamentabstand in der Größenordnung der Schlitzlänge (L_s) zeigt sich bereits ein ausgeprägtes Grundbruchverhalten.

- Ist die Schlitztiefe kleiner als T_b ($T_s < T_b$), wird die Zwangsgleitfuge durch die Schlitzunterkante bestimmt. Die Bruchlast nimmt mit zunehmender Schlitztiefe T_s ab.
 - Ist $T_s > T_b$, wird die Bruchkörperform nicht von der Schlitztiefe T_s beeinflusst. Die Bruchlast bleibt konstant.
 - Die Bruchkörperbildung wird in einer bestimmten Tiefe begrenzt. Diese Grenztiefe entspricht etwa der Schlitzlänge. Bei großem Fundamentabstand wird durch den Übergang zum Grundbruch kein tieferer Bruchkörper ausgebildet.
 - Das im Boden vorhandene Grundwasser hat einen Einfluß auf die Tragfähigkeit eines Fundamentes neben dem Schlitz. Ist die Tiefe t_w im Boden unter Geländeoberkante kleiner als die Tiefe T_b ($t_w < T_b$), so wird die Tragfähigkeit des Fundamentes abgemindert. Zugleich wird die Tiefe T_b des Bruchkörpers größer. Die Geländesetzung neben Schlitz und Fundament ist größer bei hohem Grundwasserstand. Die Geländesetzung und die Tragfähigkeitsabminderung eines Fundamentes nehmen mit ansteigendem Grundwasserspiegel zu.
 - Die Einwirkung des Grundwassers nimmt mit fallendem GW-Spiegel ab und ist ab einer bestimmten Tiefe ($t_w > T_b$) vernachlässigbar, d.h. es stellt sich keine Tragfähigkeitsabminderung ein.
- Die durchgeführten Versuche wurden mit Hilfe der Methode der räumlichen Kinematischen Elemente (KEM-3D) nach GUSSMANN (1986) mit einem Berechnungsmodell aus 4 Elementen mit 6 geometrischen Variablen nachgerechnet. Aus den Versuchsbeobachtungen wurde ein eigenes vereinfachtes Berechnungsverfahren aus zwei auf ebenen Gleitflächen abrutschenden, starren und monolithischen Teilbruchkörpern für die Berechnung der Tragfähigkeit eines Einzelfundamentes neben suspensionsgestützten Schlitzten vorgeschlagen. Bei der Berechnung der haltenden Schubkräfte an den senkrechten Seitenflächen des Berechnungsmodells wurde der Vertikalspannungsverlauf im Boden

infolge des Eigengewichts nach dem Ansatz von PRATER (1976) und derjenige infolge der Fundamentbelastung nach KOBLER (1982) angenommen. Die berechnete Vertikalspannung im Boden wurde nach GUSSMANN/LUTZ (1981) abgemindert.

Für den richtigen Ansatz der Erddruckbeiwerte an den Seitenflächen des Bruchkörpers wird ein Diagramm (Bild 7.1) für nichtbindige Böden als Ergebnis der Rückrechnung der kleinmaßstäblichen Versuche in Abhängigkeit von der Schlitzgeometrie (L_s/T_s), der Fundamentgröße (L_f/B_f) und dem Fundamentabstand (A_f) angegeben. Die Zuverlässigkeit des Diagramms in Bild 7.1 wurde durch die Nachrechnung der Versuche von PULSFORT (1986) mit den Erddruckbeiwerten des Diagramms nachgewiesen. Die Vergleichsberechnungen zeigen, daß das vorgeschlagene Verfahren gut mit den Ergebnissen der durchgeführten Versuche übereinstimmt. Voraussetzung ist die Einführung des richtigen Erddruckbeiwerts.

LEBENS LAUF

Name: Sang Duk Lee
Geburtsdatum: 03.07.54
Geburtsort: Kyung Gi-Do, Korea
Familienstand: verheiratet, 2 Kinder
Staatsangehörigkeit: koreanisch
Heimat-Anschrift: Bongmuri 376, Nam Sa-Myun, Kyung Gi-Do, Korea

1961 - 1967: Volksschule in Seoul
1967 - 1970: Middleschool in Seoul
1970 - 1973: Highschool in Seoul
03/1973 - 02/1980: Studium des Bauingenieurwesens an der SEOUL NATIONAL UNIVERSITY in Seoul, Dept. of Civil Engineering.
Abschluß: Bachelor of Science in Engineering
03/1975 - 11/1977: Wehrdienst
03/1980 - 02/1982: Vertiefung des Bauingenieurwesens an der SEOUL NATIONAL UNIVERSITY, Dept. of Civil Engineering, Graduate School.
Abschluß: Master of Science in Engineering
03/1982 - 05/1982: Assistent an der SEOUL NATIONAL UNIVERSITY, Dept. of Civil Engineering
06/1982 - 09/1982: Besuch der Deutsch-Sprachschule des Goethe-Instituts, Freiburg i.Br.
10/1982 - 06/1987: Tätigkeit als DAAD-Stipendiat am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart

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 Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund Preis: DM 25,--
- Nr. 15 Smoltczyk, U. (1981) Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangsstraßen in Siedlungen Preis: DM 12,--
Schweikert, O.
- Nr. 16 Malcharek, K. (1981) Vergleich nationaler Richtlinien für die Berechnung 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 Erddruckes Preis: DM 20,--
- Nr. 22 Vogt, N. (1984) Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten 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 einaxialer Beanspruchung Preis: DM 25,--
- Nr. 27 Lee, S.D. (1987) Untersuchungen zur Standsicherheit von Schlitzten im Sand neben Einzelfundamenten 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. Votr. 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. Votr. Baugrundtagung Berlin, S.141-161.
- [32] Schulz, H./Smoltczyk, U. (1978) Zur Ermittlung der Scherparameter überkonsolidierter Böden für Erddruckberechnungen. Votr. 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 Prüfingenieure Baustatik, 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./ Schad, H. (1980) Grundbautaschenbuch 3. Auflage, Teil 1 mit Beiträgen:
1.1 Internationale Vereinbarungen; Klassifizierung des Fachschrifttums und Symbole
1.2 Baugrundgutachten
1.7 Numerische Verfahren in der Bodenmechanik
1.10 Berechnung von Zeitsetzungen
Verlag W. Ernst u. Sohn Berlin München.
- [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./ Schad, H. (1980) Einfluß einer Mudde-Linse auf die Verschiebungen einer hinterfüllten Uferwand.
Proc. 6th Donaeurop. 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) Pfahlroste, 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. Donaeurop. CSMFE, Kishinjew, III, S.55-60.
- [70] Smoltczyk, U. (1984) Nachlese zum Erdbeben 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] Smoltczyk, 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] Smoltczyk, U. (1987) Stützmauern. Grundbautaschenbuch, Teil 3, Abschn. 3.7, 3. Auflage, W. Ernst u. Sohn.

