



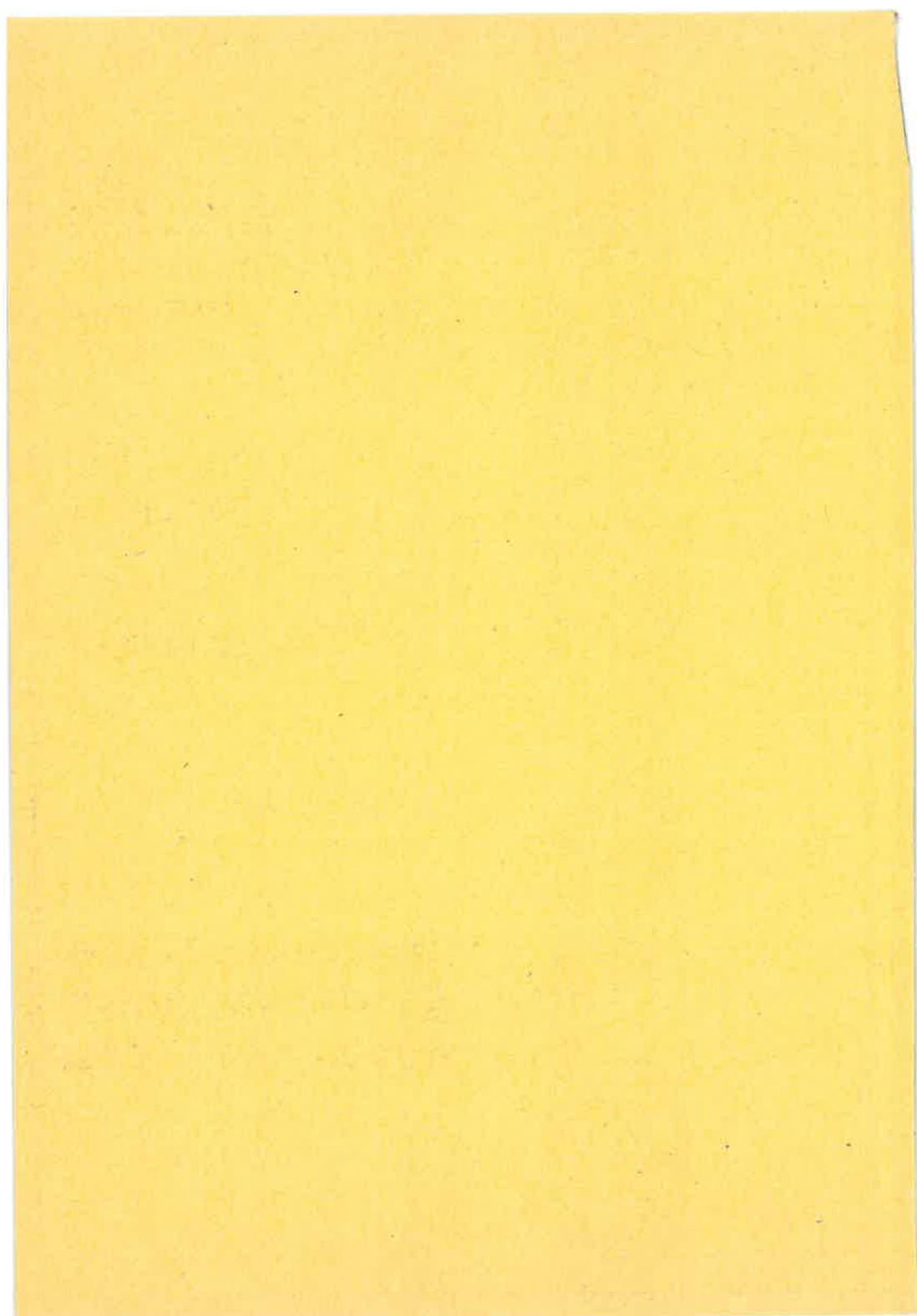
**BAUGRUNDINSTITUT
STUTTGART**

1982

MITTEILUNG 18

WALTER KOBLER

**UNTERSUCHUNGEN ÜBER
BÖSCHUNGS- UND GRUNDBRUCH
BEI BEGRENZTEN LASTFLÄCHEN**





**BAUGRUNDINSTITUT
STUTTGART**

1982

MITTEILUNG 18

WALTER KOBLER

**UNTERSUCHUNGEN ÜBER
BÖSCHUNGS- UND GRUNDBRUCH
BEI BEGRENZTEN LASTFLÄCHEN**

Das Baugrundinstitut ist unter der Bezeichnung

"INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK"

eine Einrichtung der Universität Stuttgart

D 93

ISBN 3-921837-18-9

Gegen Vervielfältigung und Übersetzung bestehen keine
Einwände, es wird lediglich um Quellenangabe gebeten.
Herausgegeben 1982 im Eigenverlag des Baugrundinstituts

VORWORT DES HERAUSGEBERS

Während die Bodenmechanik bei nichtbindigen Bodenarten über versuchsmäßig abgesicherte Tragfähigkeitsbeiwerte beim Grundbruchnachweis verfügt, gilt dasselbe für bindige Böden keineswegs, da sich großmaßstäbliche Versuche bei diesen Böden nur mit großem Aufwand realisieren lassen. Es war daher bisher nicht bekannt, ob die eingeführten technischen Regeln zuverlässig sind, weder für das Rechteck-Fundament im ebenen Gelände und schon gar nicht für den geböschten Fall.

Im folgenden werden daher großmaßstäbliche Serienversuche an einer natürlichen Lehm Böschung und ihre Auswertung mit einem relativ einfachen Berechnungsmodell vorgelegt. Als Grenzlast wird hier der Beginn der Bodenverdrängung (meßbarer Beginn waagerechter Verschiebungen) gewählt, was bei dem eher spröden Bruchverhalten des Lehmes vernünftig war, aber bei der Bewertung berücksichtigt werden sollte.

Überraschend ist, wie rasch die Böschung aufhört, die Traglast zu beeinflussen, wenn das Fundament sich von der Böschungskante entfernt. Die dabei erhaltenen Tragfähigkeitsbeiwerte stimmen mit der österreichischen Norm besser überein als mit der deutschen DIN 4017. Im ganzen wird aber das bauaufsichtlich eingeführte Verfahren nachträglich bestätigt.

Da die Böschung nur so hoch hergestellt wurde, wie das für die Ausformung des Bruchkörpers notwendig war, konnte der Aufwand in Grenzen gehalten werden. Zudem geht die Böschungshöhe hier, wo die Massenkräfte vernachlässigbar sind im Vergleich zur Oberflächenlast, in das Problem nicht ein.

Frappierend ist die Übereinstimmung zwischen den Großversuchen und den Modellversuchen (Maßstab 1:10 und 1:20), sofern auch bei den Modellversuchen ungestörter Versuchsboden verwendet wurde, was eine aufwendige Entnahmetechnik erforderte. Bei Vergleichsuntersuchungen mit gestörtem Material, das künstlich wieder auf die ursprüngliche Dichte und Scherfestigkeit gebracht wurde, ergab sich dagegen ein völlig anderes Bruchverhalten (kleinere Bruchspannungen bei wesentlich größeren Bruchsetzungen).

Ich unterstütze die vom Verfasser entwickelten Vorschläge für einen erdstatischen Nachweis und empfehle, sie im Arbeitskreis "Berechnungsverfahren" der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau zu diskutieren.

Smoltczyk

VORBEMERKUNG DES AUTORS

Der Versuchsteil der vorliegenden Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart. Die Auswertung der Versuche sowie die Entwicklung des Rechenverfahrens unternahm ich neben meiner anschließenden Tätigkeit bei der Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (Techn. Büro - Bodenlabor).

Herrn Professor Dr.-Ing. U. Smoltczyk gilt mein besonderer Dank für die Anregung zu dieser Arbeit, die Unterstützung bei der Durchführung und die Übernahme des Hauptberichts.

Herrn Professor Dr.-Ing. J. Giesecke danke ich für wertvolle Hinweise bei der Abfassung der Arbeit sowie für die Übernahme des Mitberichts.

Ferner gilt mein Dank den früheren Kolleginnen und Kollegen am Institut - insbesondere Herrn Prof. Dr.-Ing. P. Gußmann - sowie den studentischen Hilfskräften für ihre Unterstützung und Mithilfe.

Den Firmen Hochtief AG. Essen, R. Schauffele, Schwieberdingen, sowie den Ziegelwerken Layher, Markgröningen, danke ich für die Überlassung von Bauteilen für die Belastungseinrichtung bzw. des Versuchsgeländes. Dem Innenminister des Landes Nordrhein-Westfalen danke ich für die finanzielle Förderung der Feldversuche.

Stuttgart im November 1982

Kobler

KURZFASSUNG

Die Tragfähigkeit eines bindigen Bodens äußert sich als Grundbruch bzw. bei geringem Abstand der Last von einer Böschung als Böschungsbruch. Während bei der Grundbruchberechnung die Berücksichtigung begrenzter Lastflächen über Formbeiwerte erfolgt, ist dies bei den üblichen Böschungsberechnungen nicht möglich; hier können nur unendliche lange Streifenlasten zugrunde gelegt werden.

Die durchgeführten großmaßstäblichen Feldversuche in Lößlehm (Grundbruch-Böschungsbruch eben und räumlich) dienten einerseits zur Überprüfung der eingeführten Rechenverfahren (DIN 4017 und DIN 4084), andererseits lieferten die beobachteten Bruchbilder die Grundlage für die Ableitung eines allgemeinen Rechenverfahrens, das auch die Berücksichtigung begrenzter Lastflächen beim Böschungsbruch, und damit des räumlichen Zustands, erlaubt. Sowohl bei der Nachrechnung der Feldversuche als auch bei Vergleichsuntersuchungen mit in der Literatur veröffentlichten Verfahren zeigte dieser Rechenansatz gute Übereinstimmungen.

Die Anwendung des abgeleiteten Rechenverfahrens in der Praxis wird durch ein Rechenprogramm und Bemessungsdiagramme erleichtert.

SUMMARY

"Investigations concerning slope failure and bearing failure, by limiting load surfaces"

The bearing capacity of a cohesive soil shows itself either as a bearing failure or, with the load at a short distance from a slope, as a slope failure. Whereas for the bearing capacity calculation, spatial load surfaces are considered by shape coefficients, this is not possible for the usual slope calculations; here, basically, only infinitely long strip loads could be considered up to now.

The large-scale field tests carried out in Lößlehm (two-dimensional and three-dimensional bearing failures/slope failures) served on the one hand for the testing of the established calculation methods (according to German Standards DIN 4017 and DIN 4084), and on the other hand afforded observation of the bearing mode which formed the basis for the derivation of a more general calculation method, which also allowed for consideration of the spatial failure surfaces. The calculation assumptions made gave good agreement not only for the verification of the field tests but also for comparative investigations with methods published by other authors.

In practice, the application of the derived calculation method is made available through a computer program as well as by graphs.

INHALT

	Seite
BEZEICHNUNGEN	10
1. EINLEITUNG	12
2. STAND DER TECHNIK	15
2.1 Allgemeines	15
2.2 Räumliche Rechenverfahren mit keilförmigem Bruchkörper	15
2.3 Räumliche Rechenverfahren nach der Grenzgleichgewichtsmethode	16
2.3.1 Allgemeine Betrachtung	16
2.3.2 Räumliche Rechenverfahren nach dem Ganzkörperverfahren	18
2.3.3 Räumliche Rechenverfahren nach dem Lamellenverfahren	23
2.4 Sonstige Verfahren	24
2.4.1 Räumliche Rechenverfahren mit rotationsspiraloidförmigem Bruchkörper	24
2.4.2 Verfahren nach dem Charakteristiken-Verfahren	24
2.4.3 Ebenes Verfahren von MEYERHOF	25
2.5 Zusammenfassung der Rechenverfahren	27
2.6 Traglastversuche mit bindigem Boden	28
3. FELDVERSUCHE	29
3.1 Versuchsgelände	29
3.2 Bodeneigenschaften	29
3.3 Versuchseinrichtung	34
3.3.1 Belastungseinrichtung	34
3.3.2 Laststeuerung	36
3.3.3 Krafteinleitung und Lagerungsbedingungen	38
3.4 Meßprogramm	41
3.4.1 Meßwerterfassung	41
3.4.2 Anordnung der Wegaufnehmer	42
3.4.3 Meßwertverarbeitung	44
3.4.4 Genauigkeit und Empfindlichkeit	44
3.4.5 Feststellung der Bruchflächen	45

	Seite
3.5 Versuchsdurchführung	46
3.5.1 Allgemeines	46
3.5.2 Versuchsvorbereitung	47
3.5.3 Versuchsprogramm	51
4. VERSUCHSERGEBNISSE	55
4.1 Allgemeines	55
4.2 Grundbruchversuche	57
4.3 Böschungsversuche	62
4.3.1 Versuchsauswertung und allgemeine Ergebnisse	62
4.3.2 Ebene Versuche	65
4.3.3 Räumliche Versuche	68
4.4 Analyse der Bruchbilder	72
5. MODELLVERSUCHE	77
5.1 Versuchsbeschreibung	77
5.2 Ergebnisse der Modellversuche	77
6. BERECHNUNGSVERFAHREN	86
6.1 Allgemeines	86
6.2 Ebenes Rechenverfahren	86
6.3 Räumlicher Ansatz	95
6.3.1 Allgemeines	95
6.3.2 Berücksichtigung der Kohäsion in den Seitenflächen	96
6.3.3 Berücksichtigung der Reibung in den Seitenflächen	98
6.4 Rechenprogramm	104
7. VERGLEICHSRECHNUNGEN	106
7.1 Allgemeines	106
7.2 Nachrechnung der ebenen Versuche	107
7.3 Vergleichsrechnung eben, $\phi = 0$	109
7.4 Vergleichsrechnung räumlich, $\phi = 0$	111
7.5 Vergleichsrechnung räumlich, $c = 0$	113
7.6 Nachrechnung der räumlichen Versuche	116

	Seite
8. VORSCHLAG ZUR ERMITTLUNG DER BRUCHLAST EINER BELASTETEN BÖSCHUNG	119
8.1 Allgemeines	119
8.2 Untersuchungsschritte	119
8.3 Darstellung der Ergebnisse	123
9. ZUSAMMENFASSUNG	129
 ANLAGEN	 133
Anlage 1: Last-Setzungs-Kurven, Oberflächen- und Sandschlitz- verformungen ausgewählter Versuche	134
Anlage 2: Rechenprogramm "EBEN/SCHRÄG"	156
Anlage 3: Rechenprogramm "BRUCHLAST RÄUMLICH/EBEN"	157
Anlage 4: Rechenprogramm "COULOMB"	158
 SCHRIFTTUM	 159

BEZEICHNUNGEN

A	m	Lastabstand (von Böschungskante bis Vorderkante Lastplatte)
B	m	Breite der Lastplatte ($\perp$ zur Böschungskante)
c'	kN/m ²	eff. Kohäsion des Bodens
c_u	kN/m ²	Kohäsion des undrainierten Bodens
C_1, C_2	kN	Kohäsionskraft in Lamellensohle
C_s	kN	Kohäsionskraft in Lamellengrenze
C_1^*, C_2^*	kN	Kohäsionskraft in Lamellenseitenfläche
C_1', C_2'	kN	Summe der Kohäsionskräfte in Lamellensohle und Lamellenseitenfläche
C_1'', C_2''	kN	Summe der Kohäsionskräfte und Seitenreibungskräfte
D	m	Einbindetiefe des Fundaments
F_1, F_2	m ²	Seitenfläche der Lamellen
G_1, G_2	kN	Gewicht der Lamellen
H	m	Böschungshöhe
H*	m	Böschungshöhe bis zum Austritt der Bruchlinie
K	1	Erddruckbeiwert
K_O	1	Erdruhedruckbeiwert
L	m	Länge der Lastplatte ($\parallel$ zur Böschungskante)
l_1, l_2	m	Länge der Lamellensohle
l_s	m	Länge der Lamellengrenze
n	1	Lamellenanzahl
P	kN	Last auf Lastplatte bzw. Bruchlast
Q_1, Q_2	kN	Reaktionskraft in Lamellensohle
R	m	Kreisradius
R^g, R^p	kN	Reibungskraft in Lamellenseitenfläche
$\overline{R^g}, \overline{R^p}$	kN	reduzierte Reibungskräfte
s_f	m	Bruchsetzung

v	mm/min	Belastungsgeschwindigkeit
z_s	m	Schwerpunktordinate
α_1, α_2	°	Neigungswinkel der Lamellensohle
α_s	°	Neigungswinkel der Lamellengrenze
β	°	Böschungswinkel
γ	kN/m ³	Wichte des Bodens
ΔS	kN	Lamellenzwischenkraft
ε	°	Neigung der Lamellenzwischenkraft ΔS
ϕ'	°	eff. Reibungswinkel des Bodens
η	1	Sicherheitsbeiwert
σ_{of}	kN/m ²	Bruchspannung (Versuch/Rechnung)
σ_o	kN/m ²	Sohlspannung unter Lastplatte
Δ	%	proz. Abweichung zwischen Versuch und Rechnung

Die Fußzeiger 1 und 2 beziehen sich auf die Lamellennummer, die Fußzeiger A und B auf die Teillamellen von Lamelle ①. Der Kopfzeiger g steht für Eigengewicht, der Kopfzeiger p für Belastung.

Weitere Bezeichnungen sind im Text erläutert.

1. EINLEITUNG

Die vorliegende Arbeit befaßt sich mit der Belastung eines bindigen Bodens durch begrenzte Lastflächen. Dabei betrifft der Fall "Grundbruch" die Belastung des horizontalen Halbraums, während beim Fall des Böschungsbruchs die Bruchlinie in der geneigten Böschung austritt.

Im folgenden sollen auch die Begriffe "eben" und "räumlich" im Sinne dieser Arbeit definiert werden. Dabei bezieht sich "eben" stets auf eine unendlich lange Lastfläche, also ein Streifenfundament, so wie es in Bild 1.1.a für den Böschungsbruch dargestellt ist.

Unter "räumlich" wird dagegen immer die Wirkung einer begrenzten Lastfläche (Rechteckfundament) verstanden.

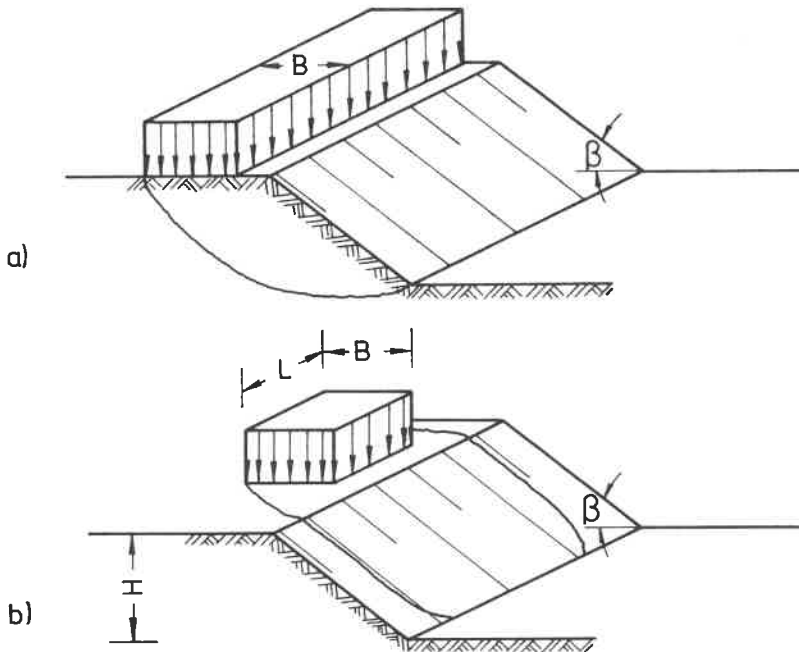


Bild 1.1: Definition von "eben" und "räumlich"

- a) ebener Fall: unendlich langes Streifenfundament
- b) räumlicher Fall: räumlich begrenzte Lastfläche

Der räumliche Böschungsbruch ist also das Versagen einer unendlich langen Böschung, wie es von einer räumlich begrenzten Last unter Ausbildung einer Bruchmuschel entsprechend Bild 1.1.b erzwungen wird. Der Begriff "räumlich" bezieht sich hier also nie auf die Geometrie der Böschung (z.B. vorspringende oder rückspringende Ecken), sondern allein auf den Einfluß der Belastung.

Bei dem für die Baupraxis empfohlenen Nachweis der Böschungsbruchsicherheit nach DIN 4084 wird ein ebener Verformungszustand vorausgesetzt. Nach einem Hinweis in DIN 4084 Beiblatt 1 liegt man auf der sicheren Seite, wenn man den räumlichen Fall (Bild 1.1.b) in derselben Weise wie den ebenen berechnet.

Dieses Vorgehen, das die räumliche Wirkung nicht berücksichtigt, ist sehr unbefriedigend, da ein ebener Fall in Wirklichkeit nur selten vorliegt. In den weitaus meisten Fällen ist von einer begrenzten Länge der Belastungskörper auszugehen, und hier wird im allgemeinen durch die Vernachlässigung der räumlichen Wirkung der Last eine unnötige zusätzliche Sicherungsmaßnahme oder eine sonstige unökonomische Böschungsbildung erforderlich. Dies gilt neben Einzelfundamenten an Böschungen besonders auch für konzentrierte Oberflächenlasten von Baumaschinen und Hebezeugen an Baugruben und Leitungsgräben, wo ohne Berücksichtigung der räumlichen Wirkung u.U. Lastabstände von der Böschungskante eingehalten werden müssen, die technische und wirtschaftliche Probleme mit sich bringen.

Es war daher das Ziel der nachfolgend geschilderten Untersuchung, im Feldversuch unter großmaßstäblichen Bedingungen die Belastbarkeit einer Böschung aus einem gewachsenen Lößlehm bei Belastung mit rechteckigen Lastplatten zu messen und die Ausbildung des räumlichen Bruchkörpers zu beobachten. Dabei wurde zur Verdeutlichung der räumlichen Lastwirkung neben dem räumlichen auch der ebene Belastungszustand untersucht. Ferner konnte der Bezug zum Grundbruchproblem hergestellt werden, wie er sich als Sonderfall bei zunehmendem Lastabstand von der Böschungskante einstellt. Darüber hinaus wurde noch die Eignung eines kleinmaßstäblichen Modells für zusätzliche Versuche nachgewiesen.

Die Untersuchungen in dieser Arbeit sind auf den Fall des senkrecht mittig belasteten Fundaments beschränkt. Die Wahl eines bindigen Bodens war beabsichtigt, da es bisher kaum Traglastversuche auf natürlichen bindigen Böden gibt. Die meisten Tragfähigkeitsbeiwerte, z.B. beim Grundbruchnachweis (s.a. DIN 4017), gehen - soweit sie empirisch begründet sind - auf Versuche im Sand zurück. Deshalb liefert diese Untersuchung auch einen Beitrag zu der Frage, ob die in der Praxis verwendeten Kohäsions-Tragfähigkeitsbeiwerte im Versuch bestätigt werden können.

Außerdem wurde ein Rechenverfahren zur Nachrechnung der Feldversuche entwickelt, das auch bei praktischen Problemen eine einfache Ermittlung der räumlichen Bruchlast erlaubt.

2. STAND DER TECHNIK

2.1 ALLGEMEINES

Wie bereits in Abschnitt 1 ausgeführt wurde, wird unter einem räumlichen Böschungsbruch in dieser Arbeit stets der Bruch einer langen Böschung unter einer räumlich begrenzten Flächenlast verstanden (Bild 1.1.b). Deshalb werden in der folgenden Literaturübersicht nur Veröffentlichungen aufgeführt, die den räumlichen Böschungsbruch in diesem Sinne behandeln. Arbeiten, die die räumliche Wirkung von z.B. ausspringenden Ecken zum Thema haben, finden hier keine Berücksichtigung. Ebenso gehört die räumliche Betrachtung der Einspannung eines Dammes in einem engen Tal (LEFEBRE ET AL, 1973) nicht zu dem hier behandelten Problemkreis.

Soweit dies zum Verständnis der räumlichen Verfahren und für die Herleitung des eigenen Rechenverfahrens bzw. für die Vergleichsuntersuchungen unerlässlich ist, wird auch jeweils auf die Grundlagen der entsprechenden ebenen Rechenverfahren eingegangen.

2.2 RÄUMLICHE RECHENVERFAHREN MIT KEILFÖRMIGEM BRUCHKÖRPER

Alle diese Verfahren stammen aus der Felsmechanik. Sie beruhen auf der Annahme, daß der Bruch entlang von zwei gegeneinander geneigten Ebenen erfolgt. Diese ebenen Gleitflächen entsprechen den Kluftscharen oder Schichtflächen im Felsmaterial (Bild 2.1).

Als Beispiele seien die Arbeiten von WITTKÉ (1965), JAEGER (1971), HOEK/BRAY (1974) und KOVARI/FRITZ (1976) genannt.

Bei einigen dieser Verfahren können zwar auch äußere Belastungen mit berücksichtigt werden, die Bruchfigur läßt sich aber nur bedingt variieren und kaum der Belastung anpassen. Dem Bruchmechanismus liegt stets die Annahme zugrunde, daß er durch vorgegebene ebene Schwächezonen erzwungen wird und sich nicht unter der alleinigen Wirkung der Belastung frei entwickeln kann. Deshalb eignen sich diese Verfahren nicht bei belasteten homogenen Böschungen. Im ebenen Zustand wird als Sonderfall dieser Verfahren eine Gleitebene entsprechend der Erddrucktheorie von Coulomb erhalten. Diese Lösung liefert aber bei bindigem Boden normalerweise eine zu große

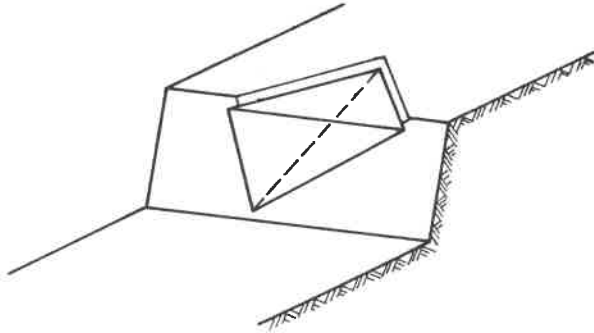


Bild 2.1: keilförmiger Bruchkörper

Bruchlast. In Abschnitt 7.3 wird eine solche Betrachtungsweise für den Spezialfall des Böschungswinkels $\beta = 90^\circ$ bei einem Lastabstand $A = 0$ verwendet.

2.3 RÄUMLICHE RECHENVERFAHREN NACH DER GRENZGLEICHGEWICHTS-METHODE

2.3.1 Allgemeine Betrachtung

Bei der Grenzgleichgewichtsmethode erfolgt die Standsicherheitsberechnung einer Böschung durch die Gleichgewichtsbetrachtung der an dem starren Bruchkörper wirkenden Kräfte bzw. Momente. Dabei muß das Gleichgewicht für den gesamten Bruchkörper erfüllt sein. Als Bruchfläche wird üblicherweise eine Kreiszylinderfläche verwendet, die bei der ebenen Betrachtung unendlich lang ist. Die gewählte Bruchfläche muß so lange variiert werden, bis die ungünstigste und damit die kritische Bruchfigur erhalten wird. Die Berücksichtigung von äußeren Lasten kann entweder durch Einbeziehung in das Eigengewicht oder durch Ansatz eines äußeren Momentes erfolgen.

Zur Durchführung der Standsicherheitsberechnung nach dieser Methode wurden verschiedene Verfahren entwickelt, auf die aber hier nicht weiter eingegangen werden soll. Diese Verfahren lassen sich

grundsätzlich unterscheiden in Lamellenverfahren und in lamellenfreie bzw. Ganzkörper-Verfahren.

Bei den Lamellenverfahren wird der Bruchkörper in einzelne Lamellen unterteilt. Bei der Gleichgewichtsbetrachtung an den Lamellen müssen auch die Schnittkräfte in den Lamellenseiten berücksichtigt werden. Die einzelnen Lamellenverfahren unterscheiden sich hinsichtlich der Annahmen von Ansatzpunkt, Größe oder Richtung dieser Lamellenseitenkräfte. Das in DIN 4084, Abs. 11.2, erläuterte Verfahren, das auf BISHOP (1954) zurückgeht, setzt beispielsweise die Wirkungsrichtung der Lamellenseitenkräfte horizontal an.

Bei den hier angestellten Vergleichsuntersuchungen wurde das Lamellenverfahren nach DIN 4084 in der Programmfassung von DU THINH (1976) mit Ergänzung von SCHAD (1979) verwendet. Mit diesem Programm ist eine automatische volle Kreisvariation möglich und damit die rasche Ermittlung der Bruchlast.

Bei den Lamellenverfahren kann die vertikale Belastung anteilig in das jeweilige Lamellengewicht eingerechnet werden. Dadurch wird bei einer großen Lamellenzahl der statische Fehler klein und außerdem eine wirklichkeitsnahe Normalspannungsverteilung in der Gleitfläche erreicht (WRIGHT ET AL, 1973).

Zur Entwicklung und Unterscheidung der Lamellenverfahren sei auf folgende Veröffentlichungen verwiesen: SMOLTCZYK (1975), FRANKE (1967), WOLDT (1978), GUSSMANN (1978).

Bei den Ganzkörperverfahren erfolgt die Gleichgewichtsbetrachtung an dem gesamten Bruchkörper. Hierzu sind Annahmen über die Normalspannungsverteilung in der Bruchlinie und damit über Richtung und Angriffspunkt der Reibungskraft zu treffen (z.B. FRÖHLICH, 1950; BOROWICKA, 1970).

Allgemein ist für fast alle Verfahren zu bemerken, daß von den 3 statischen Gleichgewichtsbedingungen meist nicht alle erfüllt werden. Für unbelastete Böschungen ist normalerweise der hieraus resultierende Fehler vernachlässigbar (ca. 10%). Bei großen äußeren Lasten kann der Fehler aber eine wesentliche Größe erhalten. Deshalb wird bei der Ableitung des eigenen Rechenverfahrens in Ab-

schnitt 6 das Verfahren von GUSSMANN (1978) zugrunde gelegt, bei dem alle drei Gleichgewichtsbedingungen erfüllt sind.

2.3.2 Räumliche Rechenverfahren nach dem Ganzkörperverfahren

BRINCH HANSEN (1966) stellte einige einfache Überlegungen zur Traglast bei undrainierten Bedingungen an (Reibungswinkel $\phi = 0$, Kohäsion $c = c_u$). Dabei wird der räumliche Sicherheitsbeiwert η_r dadurch ermittelt, daß die Sicherheit η^0 , die bei ebener Betrachtung durch eine entsprechende Variation der Kreiszyylinderfläche bestimmt wurde, mit dem Beiwert f_r multipliziert wird. Der räumliche Sicherheitsbeiwert η_r ergibt sich so zu

$$\eta_r = \eta^0 \cdot f_r,$$

wobei

$$f_r = 1 + \frac{F}{2 \cdot S \cdot L}$$

ist (Bezeichnungen siehe Bild 2.2).

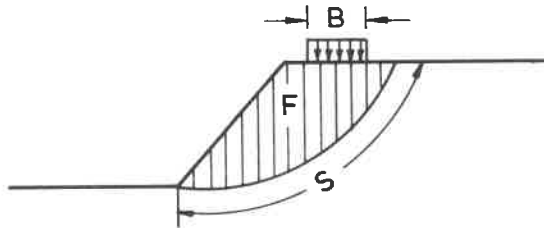


Bild 2.2: Bezeichnungen bei BRINCH HANSEN

- L = Länge der Belastung (parallel zur Böschungskante)
- S = Länge der Bruchlinie
- F = Oberfläche des Erdkörpers oberhalb der Bruchlinie
- B = Breite der Belastung

Mit diesem Ansatz wird im Prinzip die Erhöhung der Standsicherheit des räumlichen Falles gegenüber dem ebenen dadurch abgeschätzt, daß in den beiden seitlichen Endflächen des Bruchkörpers (Fläche F in Bild 2.2) die Kohäsion angesetzt und bei der Sicherheitsbestimmung mit berücksichtigt wird. Allerdings liegt dieser Betrachtung die Geometrie des ebenen Falles zugrunde; es wird also unterstellt, daß der bei der ebenen Berechnung kritische Bruchkörper auch im räum-

lichen Fall maßgebend bleibt.

Das Verfahren von BALIGH/AZZOUZ (1975) beruht auf denselben Voraussetzungen (rein kohäsiver Boden mit $c = c_u$, $\phi = 0$, Gleichgewichtsbetrachtung an Kreiszyylinderfläche nach TAYLOR). Zur Berücksichtigung der räumlichen Verhältnisse werden hier auf die Endflächen Kegel bzw. Ellipsoide aufgesetzt, deren Länge jeweils mit der kreiszylindrischen Rutschfläche bis zur minimalen Sicherheit variiert wird.

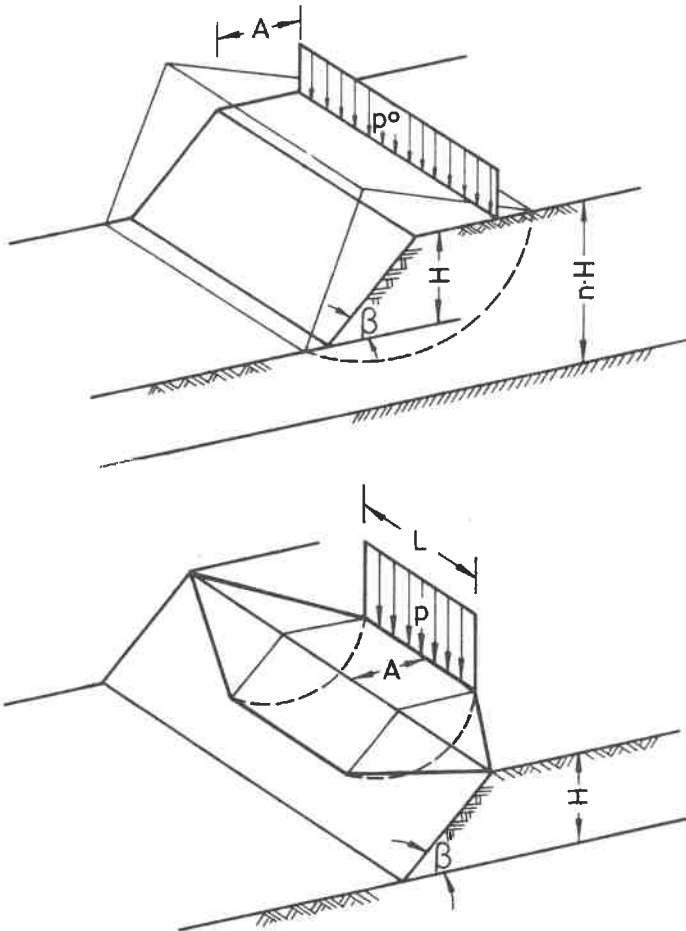


Bild 2.3: Verfahren AZZOUZ/BALIGH - Berücksichtigung von Streckenlasten im ebenen und räumlichen Zustand

In der Arbeit AZZOUZ/BALIGH (1976) wird dieses Verfahren auf mit Linienlasten belastete Böschungen erweitert, der entsprechende Bruchvorgang ist für den ebenen und räumlichen Zustand in Bild 2.3 dargestellt.

Dabei wird jedoch unterstellt, daß die Sicherheit der Böschung ohne Belastung nur sehr gering ist, so daß die Last die Bruchfigur nicht beeinflußt, sondern lediglich zu einer Erhöhung des antreibenden Moments beiträgt.

Im folgenden werden die Bezeichnungen der Originalarbeit verwendet, wobei der Kopfzeiger ° für den ebenen Fall steht und der Fußzeiger _{cr} den kritischen (Bruch-)Zustand bezeichnet.

Die Darstellung der Lösung erfolgt in Diagrammen, die so aufgebaut sind, daß zunächst in Abhängigkeit von Lastabstand, Böschungsneigung, Böschungshöhe, Wichte und Kohäsion die kritische Streckenlast p_{cr}° für den ebenen Fall ermittelt wird. Die Bruchlast bei räumlich begrenzter Streckenlast wird dann bestimmt mit $p_{cr} = f_L \cdot p_{cr}^{\circ}$, wobei f_L in Abhängigkeit von der normierten Lastlänge L/H als Funktion von $(\gamma \cdot H/c)$ und A/H für verschiedene Böschungsneigungen dargestellt ist.

Aus diesen Beziehungen für die Linienlast werden auch Diagramme für Streifenfundamente als ebener Fall und für Quadratfundamente als ebener Fall und für Quadratfundamente als räumlicher Fall abgeleitet (Bild 2.4).

Dabei wird für drei verschiedene Verhältnisse B/H die kritische bezogene Bruchlast q_{cr}/c dem bezogenen Lastabstand A/H gegenübergestellt. Scharparameter sind dabei die Böschungsneigung β und die "inkrementelle" Stabilitätszahl

$$\Delta \frac{\gamma \cdot H}{c} = \left(\frac{\gamma \cdot H}{c} \right)_{cr} - \frac{\gamma \cdot H}{c}.$$

Dabei ist $(\gamma \cdot H/c)_{cr}$ die kritische Stabilitätszahl für die Böschung unter Eigengewichtsbelastung, wie sie von TAYLOR (1937) in Abhängigkeit von Böschungsneigung und der Tiefe der Felsschicht (Faktor n in Bild 2.3 oben) bestimmt wurden. Für Böschungswinkel β kleiner als ungefähr 60° und $n = \infty$ gilt $(\gamma \cdot H/c)_{cr} = 5,53$. Bei

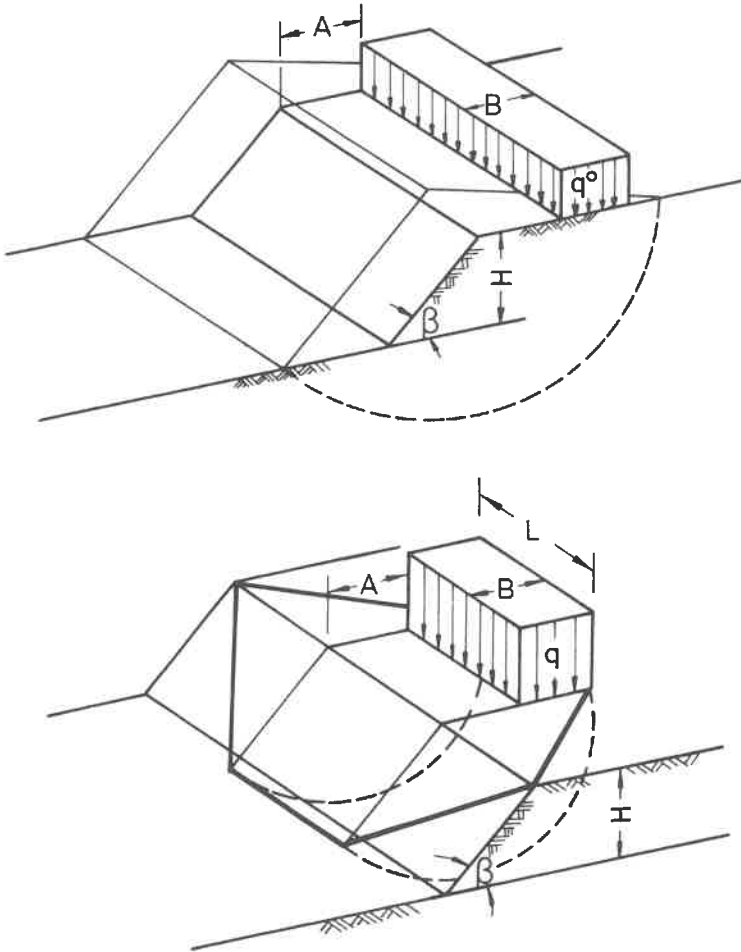


Bild 2.4: Verfahren AZZOUZ/BALIGH - Berücksichtigung von Streifen- und Rechteckfundament

steilerer Böschungsneigung nimmt die kritische Stabilitätszahl ab und erreicht bei $\beta = 90^\circ$ den Wert 3,83.

Die Stabilitätszahl $N_s = \gamma \cdot H/c$ betrachtet die Verhältnisse der untersuchten Böschung. Für $N_s < (\gamma \cdot H/c)_{cr}$ ist die nur durch Eigengewicht belastete Böschung standsicher, für $N_s = (\gamma \cdot H/c)_{cr}$ tritt der Bruch ein.

Die inkrementelle Stabilitätszahl $\Delta\gamma \cdot H/c$ stellt die Differenz

zwischen der kritischen Stabilitätszahl $(\gamma \cdot H/c)_{cr}$ und der Stabilitätszahl N_g dar. Sie ist somit ein Maß für die Bruchgefährdung der unbelasteten Böschung bzw. für die zusätzlich aufnehmbare äußere Belastung.

Bei einem kleinen $\Delta\gamma \cdot H/c$ ist also auch nur eine kleine Last aufnehmbar. Für $\Delta\gamma \cdot H/c = 0$ erreicht die Böschung unter Eigengewicht allein den Bruchzustand, es kann folglich keine äußere Belastung aufgenommen werden.

Durch die Beschränkung des Verfahrens auf den Sonderfall $\phi = 0$ wird zwar das Problem der Normalspannungsverteilung in der Gleitfläche umgangen. Allerdings ist die Lösung für den üblichen Fall eines Bodens mit Reibung nicht anwendbar und daher nur in Sonderfällen brauchbar.

Für die Vergleichsuntersuchungen in Abschnitt 7 leistet dieses Verfahren jedoch eine wertvolle Hilfe. In den Bildern 7.2 und 7.3 werden ausgewählte Kurven der Diagramme von AZZOUZ/BALIGH (1976) mit den Ergebnissen des eigenen Rechenansatzes für den Sonderfall des rein kohäsiven Bodens verglichen.

BILZ/BRÖDEL (1980) verallgemeinern das Verfahren BALIGH/AZZOUZ (1975) für einen realen Boden mit Reibung und Kohäsion, indem sie beim lamellenlosen Böschungsverfahren auf den Kreiszylinder seitlich Kegelflächen aufsetzen. Die Übertragung der bei rein kohäsiven Böden gewonnenen Ergebnisse auf einen Reibungsboden erscheint jedoch sehr problematisch, da in dem aufgesetzten Kegel nicht nur das antreibende Moment infolge Eigengewicht zunimmt, sondern auch eine entsprechende Reibungskraft in der Gleitfuge erzeugt wird, die die Sicherheit entsprechend erhöht.

Die Berechnung der Böschungssicherheit erfolgt mit einem Programm, wobei die Kegelabmessungen im Programm berechnet und die Kreise durchvariiert werden. Allerdings beinhaltet dieses Verfahren einige Ungenauigkeiten bei der Bestimmung der Spannungsverteilung in der Gleitfuge. Die Resultierende der Normalspannungen in der Gleitfuge infolge von Eigengewicht und äußerer Belastung wird in dem Punkt angesetzt, wo Normalkraft und Gewicht dieselbe Richtung haben, also unter dem Kreismittelpunkt. Diese Bedingung erscheint

willkürlich und wirklichkeitsfern, erlaubt aber ein einfaches Verfahren.

Wie bei den Vergleichsuntersuchungen in Abschnitt 7 gezeigt wird, weist das Verfahren BILZ/BRÖDEL zum Teil große Abweichungen zu den Versuchsergebnissen auf. Beim Vergleich der ebenen Lösung in Abschnitt 7.2 treten bei der Böschungsneigung $\beta = 45^\circ$ Abweichungen von etwa 50 % auf (siehe Tabelle 10). Bei der steileren Böschung ($\beta = 60^\circ$) ist die Übereinstimmung wesentlich besser.

Für den räumlichen Fall wurden freundlicherweise vom Institut für Ingenieur- und Tiefbau der Bauakademie Leipzig zwei Versuche mit dem Originalprogramm nachgerechnet. Die Gegenüberstellung dieser Rechenergebnisse mit den Versuchen und dem eigenen Rechenverfahren ist in Tabelle 11 dargestellt. Danach sind die nach BILZ/BRÖDEL berechneten Bruchlasten etwa zweimal so groß wie die Versuchsergebnisse bzw. die eigenen Rechenergebnisse.

2.3.3 Räumliche Rechenverfahren nach dem Lamellenverfahren

HOVLAND (1977) und HERZOG (1981) leiten aus dem Lamellenverfahren des ebenen Zustands allgemeine Verfahren ab, indem der Rutschkörper in Längs- und Querrichtung in Lamellen eingeteilt wird. Dadurch entsteht ein System von Säulen, wo an jeder Säule die entsprechenden Kräfte (z.B. Eigengewicht, Wasserdruck) angesetzt werden. Zur Gleichgewichtsberechnung erfolgt die Aufsummierung dieser Kräfte in beiden Richtungen. Die Kräfte, die zwischen den einzelnen Säulen wirken, werden bei beiden Verfahren vernachlässigt. Dazu wendet HOVLAND die in Amerika übliche "Ordinary Method of Slices" (OMS) an, und HERZOG beruft sich auf BRETH (1956). In diesem Zusammenhang muß aber darauf hingewiesen werden, daß sich die an ebenen Sonderfällen festgestellten Erkenntnisse bezüglich des Fehlers aus der Vernachlässigung der Lamellenseitenkräfte nicht verallgemeinern lassen und z.B. bei äußeren Lasten nicht gelten. Deshalb ist es auch unzulässig, bei der räumlichen Betrachtung die Lamellenseitenkräfte in Querrichtung nicht zu berücksichtigen, da sie ganz wesentlich zur Seitenreibung und damit zur räumlichen Tragwirkung beitragen (AZZOUZ/BALIGH, 1978).

Beide Verfahren sind nur zur Nachrechnung von bereits erfolgten

Rutschungen geeignet, da keine Variationsgeometrie vorgegeben ist. Die Lamellenteilung muß vielmehr in den entsprechenden Schnitten durch einen beobachteten Rutschkörper festgelegt werden. Deshalb ist es nur bedingt möglich, die Bruchfigur zu variieren, zumal beide Verfahren nicht automatisierbar sind, und somit eine volle Variation der Bruchfigur unmöglich ist.

Obwohl beide Verfahren bei der Nachrechnung bereits eingetretener Schadensfälle zweifellos hilfreich sind, können sie im Rahmen dieser Arbeit weder zur Nachrechnung der Feldversuche noch zu Vergleichsuntersuchungen herangezogen werden.

2.4 SONSTIGE VERFAHREN

2.4.1 Räumliches Rechenverfahren mit rotationsspiraloidförmigem Bruchkörper

Das von KARSTEDT (1980) vorgelegte Rechenverfahren geht von einem Bruchkörper aus, der durch Rotation einer logarithmischen Spirale um eine Achse entsteht. Diese Rotationsachse verläuft parallel zur Böschungslinie und durch den Pol der Spirale. Das Verfahren gilt nur für kohäsionslose Böden, also für $c = 0$. Außerdem ist das Modell nur bei belasteten Böschungen anwendbar.

In der Arbeit sind für den Fall eines 10 x 10 m großen Gebäudes die kritischen Bauwerkslasten für einige Reibungswinkel und Böschungssneigungen angegeben. Dabei werden die rückwärtigen Ecken des Gebäudes als Zwangspunkte für die Bruchkörperbegrenzung zugrunde gelegt.

Für die Auswertung der eigenen Feldversuche ist auch dieses Verfahren nicht verwendbar, da es nur für nicht bindige Böden gilt. Die Ergebnisse werden jedoch z.T. in Abschnitt 7 für Vergleichsuntersuchungen herangezogen.

2.4.2 Verfahren nach dem Charakteristiken-Verfahren

Die auf der Grundlage des Gleitflächen- bzw. Charakteristikenverfahrens von SOKOLOVSKI (1960) entwickelten Lösungen sind statisch verträglich und zulässig. Die damit errechneten Bruchlasten sind

somit als untere Schranke für die tatsächlichen Bruchlasten anzusehen. Mit dieser Methode sind für den ebenen Fall einer belasteten Böschung Tabellenwerke oder Rechenprogramme (z.B. SALDEN, 1980) erstellt worden.

Hier soll nur auf die Tafeln von PREGL/TALMANN (1978) näher eingegangen werden, da sie bei der Auswertung der Grundbruchversuche und bei den Vergleichsuntersuchungen Verwendung fanden.

Diese Tafeln berücksichtigen neben verschiedenen Böschungswinkeln auch Fundamentneigungen und schräge Lasten. Der Einfluß räumlich begrenzter Lastflächen soll hierbei durch entsprechende Formbeiwerte erfaßt werden, wie sie von der Grundbruchberechnung her bekannt sind.

Als Sonderfall ist in den Tafeln auch der Grundbruch enthalten. Ein Vergleich mit den Werten der DIN 4017 Teil 1 ergibt bei größeren ϕ -Werten ein kleineres Kohäsionsglied. Dies entspricht in der Tendenz der in Abschnitt 4.1 vorgeschlagenen Abminderung der Kohäsionswerte.

Ansonsten sind diese Tabellen aber für die Auswertung der eigenen Versuche nicht verwendbar, da nur flache Böschungsneigungen bis zu 30° vorgesehen sind. Außerdem wird die Böschungsneigung stets auf Werte $\beta < \phi$ beschränkt, damit die Böschungen auch ohne Kohäsion standsicher sind.

2.4.3 Ebenes Verfahren von MEYERHOF

Das von MEYERHOF (1957) vorgestellte ebene Verfahren zur Bestimmung der Bruchlast von belasteten Böschungen wird hier noch vorgestellt, da es bei den Vergleichsuntersuchungen angewendet wird.

MEYERHOF unterscheidet zwischen zwei Bruchmöglichkeiten (Bild 2.5):

- a. dem "Böschungsbruch", bei dem die Rutschfläche als Fußpunkt- oder Basiskreis auftritt, und
- b. dem "Grundbruch", wo sich ein Bruchvorgang ereignet, bei dem die Bruchlinie oberhalb des Fußpunkts in der Böschung austritt.

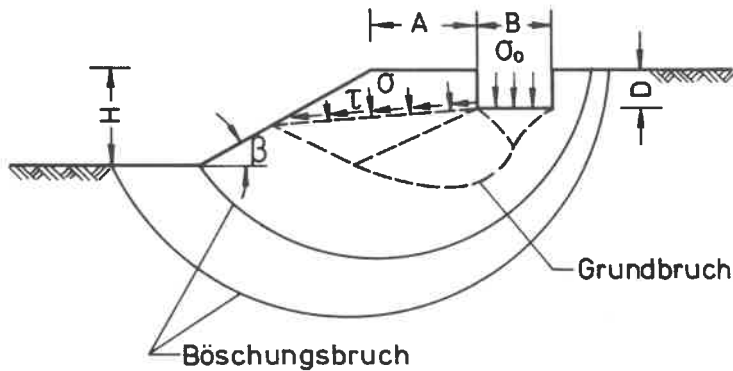


Bild 2.5: Bruchmöglichkeiten nach MEYERHOF

Den Fall "Grundbruch" löst MEYERHOF nach der bekannten Grundbruchtheorie des plastischen Gleichgewichts, wo die Einflüsse von Kohäsion, seitlicher Auflast und Bodeneigengewicht jeweils getrennt an verschiedenen Gleitflächen untersucht werden. Eine sehr grobe Näherung stellt dabei außerdem die Annahme dar, daß σ und τ gleichmäßig über die geneigte Ersatzoberfläche verteilt sind (siehe Bild 2.5).

Die Erfassung des "Böschungsbruchs" erfolgt durch die Verwendung der dimensionslosen Parameter von JANBU (1954). Allerdings werden dort die Oberflächenlasten als unendlich ausgedehnt betrachtet und nicht als Streifenlasten. Wie der Übergang zwischen Böschungsbruch und Grundbruch im einzelnen aussieht, wird in der Arbeit nicht näher ausgeführt, doch scheinen die Kurven zwischen den jeweiligen Extremen einfach interpoliert zu sein.

Die Bruchspannung einer belasteten Böschung ergibt sich zu

$$\sigma_{of} = c \cdot N_{cq} + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma q}$$

mit B = Fundamentbreite
 c = Kohäsion des Bodens
 γ = Wichte des Bodens
 N_{cq} und $N_{\gamma q}$ = dimensionslose Koeffizienten, die aus Dia-

grammen entnommen werden können und von folgenden Faktoren abhängen:

Lastabstand A

Fundamentbreite B

Reibungswinkel ϕ

Böschungswinkel β

Einbindetiefe D

Stabilitätszahl $N_s = \gamma \cdot H/c$.

Dabei ist zu beachten, daß N_{cq} für $\phi = 0$ und $N_{\gamma q}$ für $c = 0$ bestimmt wurde, und somit zur Herleitung dieser Koeffizienten verschiedene Bruchfiguren Verwendung fanden. Ferner liegt der Untersuchung im Fall des Böschungsbruchs immer die Annahme $B = \infty$ von JANBU zugrunde, obwohl in den Diagrammen eine endliche Lastbreite B angegeben ist. Die Diagramme für N_{cq} und $N_{\gamma q}$ liegen nur für die beiden Sonderfälle $\phi = 0$ und $c = 0$ vor, so daß eine Anwendung auf reale Böden nicht möglich ist. Aus der Grundbruchtheorie ist bekannt, daß die N_c -Werte stark von ϕ abhängig sind. Deshalb ist eine Anwendung dieser Theorie von MEYERHOF nur für reinen Reibungsboden bzw. für reinen kohäsiven Boden möglich.

In diesem Zusammenhang muß darauf hingewiesen werden, daß die in Bild 2.5 dargestellte Unterscheidung zwischen Grundbruch und Böschungsbruch nur bei dem Verfahren von MEYERHOF angewendet wird. Im übrigen gilt weiterhin die Definition von Abschnitt 1, nach der jeder durch eine Böschung beeinflusste Bruchvorgang als Böschungsbruch bezeichnet wird, während sich ein Grundbruch stets im ebenen Gelände ereignet.

2.5 ZUSAMMENFASSUNG DER RECHENVERFAHREN

Für die Problemstellung der vorliegenden Arbeit liegen bisher nur wenige Untersuchungen vor, von denen wiederum die meisten nur Sonderfälle betreffen und nicht auf einen allgemeinen Fall angewendet werden können. Entweder verwenden sie nur nichtbindigen bzw. rein kohäsiven Boden, oder sie lassen sich nicht an die geometrischen Gegebenheiten anpassen.

Lediglich die Arbeit von BILZ/BRÜDEL (1980) stellt ein Rechenpro-

gramm vor, das allgemein verwendbar scheint. Die damit erzielten Ergebnisse liegen aber so weit neben den Versuchsergebnissen, daß hier Unstimmigkeiten in der Programherleitung vorliegen müssen.

2.6 TRAGLASTVERSUCHE MIT BINDIGEM BODEN

Für die Durchführung der eigenen Feldversuche konnte nicht auf die Erfahrungen anderer Autoren zurückgegriffen werden, da großmaßstäbliche Traglastversuche in bindigem Boden nicht vorliegen. Es sind zwar Versuchsserien in der Zentrifuge bekannt, doch lassen sich diese Ergebnisse nicht auf Feldversuche übertragen.

Lediglich die Arbeit von UCHIDA/HIRATA (1977) ist mit unseren Untersuchungen thematisch verwandt. Dort wurden Versuche an gestört eingebauten Schluffböschungen angestellt.

Die Größe des Versuchskastens betrug $1 \times 1 \times 2,35$ m. Eine Seitenwand war aus Glas, um die Bruchentwicklung beobachten zu können. In dem eingebauten Boden wurde eine Böschung modelliert und mit einer Lastplatte bis zum Bruch belastet. Dabei wurden Böschungsneigung, Lastplattengröße und -abstand variiert.

Einzelne Versuchsergebnisse werden in der englischen Kurzfassung nicht mitgeteilt, ebenso fehlen dort die Scherparameter und Angaben zur genauen Geometrie. Lediglich ein Vergleich von Versuchsergebnissen mit Rechenergebnissen in Abhängigkeit von der Böschungsneigung ist dargestellt. Er zeigt für kleinere Böschungsneigungen zu große, für große Böschungsneigungen zu kleine Bruchlasten im Vergleich mit der Rechnung.

In der Arbeit werden offensichtlich ebene Verhältnisse untersucht. Angaben über die Ausschaltung der Seitenreibung an der Glaswand fehlen. Die beobachteten Bruchbilder dürften deshalb ebenso wie die Bruchlasten durch Reibungseinflüsse verfälscht sein.

Trotz einiger offensichtlicher Mängel ist diese Arbeit sehr interessant, da hier erstmals über Versuche an belasteten Böschungen in bindigen Böden berichtet wird. Auch wenn keine verwertbaren quantitativen Aussagen gemacht werden, so sind die bei der Bruchausbildung beobachteten Tendenzen sehr hilfreich für die Beurteilung der Bruchbilder der eigenen Versuche.

3. FELDVERSUCHE

3.1 VERSUCHSGELÄNDE

Die Versuche wurden in den Jahren 1977 bis 1979 in einer Lehmgrube etwa 1 km westlich von Markgröningen (Baden-Württemberg, NW von Stuttgart) durchgeführt. Dort stand ein ungefähr 40 m x 20 m großes Teilgelände für die Untersuchungen zur Verfügung.

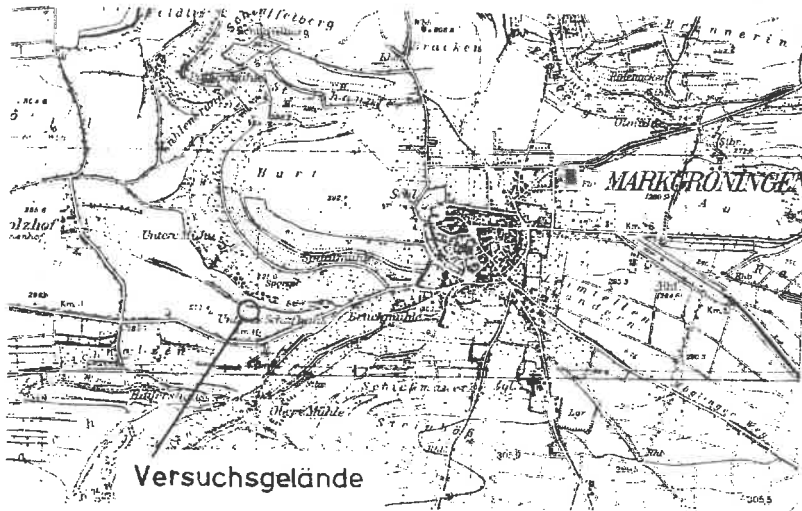


Bild 3.1: Lage des Versuchsgeländes

In Bild 3.1 ist die Lage des Versuchsgeländes in einem Ausschnitt aus der Topographischen Karte 1 : 25 000, Blatt 7020 Bietigheim, eingezeichnet (Rechtswert 35 04 950; Hochwert 54 18 250; Höhe etwa 250 m NN). Das umzäunte Gelände mit der Belastungseinrichtung ist in Bild 3.2 zu sehen.

3.2 BODENEIGENSCHAFTEN

Bei der Auswahl des Geländes wurde neben einer ungestörten Nutzungsmöglichkeit über einen längeren Zeitraum hinweg vor allem großer Wert auf eine weitgehende Homogenität des Bodens gelegt. Die an 3 Stellen bei einer Voruntersuchung des Untergrunds entnommenen Bodenproben zeigten in ihrer Kornverteilung und Scherfestig-



Bild 3.2: Blick auf das Versuchsgelände

keit eine sehr gute Übereinstimmung. Außerdem wurde das gesamte Versuchsgelände mit der Schlitzsonde auf ausreichende Schichtdicke des Lößlehms - hier waren mindestens 2 m zu fordern - untersucht, wobei gleichzeitig festgestellt wurde, daß der Lehm überwiegend kalkfrei war, so daß mit den im Löß sonst häufigen Kollapserscheinungen nicht gerechnet zu werden brauchte.

Die nach jedem Versuch an den in Bild 3.3 bezeichneten Stellen entnommenen Sonderproben, insgesamt 26, wurden im bodenmechanischen Labor des Instituts untersucht. Die Ergebnisse dieser Laboruntersuchungen finden sich in SMOLTCZYK/KOBLER (1980).

Bild 3.4 zeigt das Kornverteilungsband, woraus sich die Klassifizierung als toniger bis stark toniger Schluff ergibt. Der Tongehalt schwankt zwischen 10 % und 33 % (Mittelwert 22,5 %, Standardabweichung 5,7 %). In Bild 3.5 ist der Zusammenhang zwischen dem Tonanteil und der Plastizitätszahl I_p dargestellt. Die Regressionsgerade zeigt mit $r = 0,74$ den Trend zu einer linearen Beziehung, während sich, s. Bild 3.6, für die Beziehung zwischen der effektiven Kohäsion c' und dem Tonanteil mit $r = 0,39$ keine verwertbare Korrelation ergibt.

Aufgrund der Versuchsergebnisse erschien es angebracht, das Versuchsgelände in 3 Bereiche einzuteilen, wobei als Bereich A das Teilgebiet mit dem höchsten Tongehalt und der größten Kohäsion bezeichnet wird. Die Bereiche B und C entsprechen dann Gebieten mit abnehmendem Tongehalt des Lößlehms.

Für die endgültige Festlegung der Bereichsgrenzen, wie sie in Bild

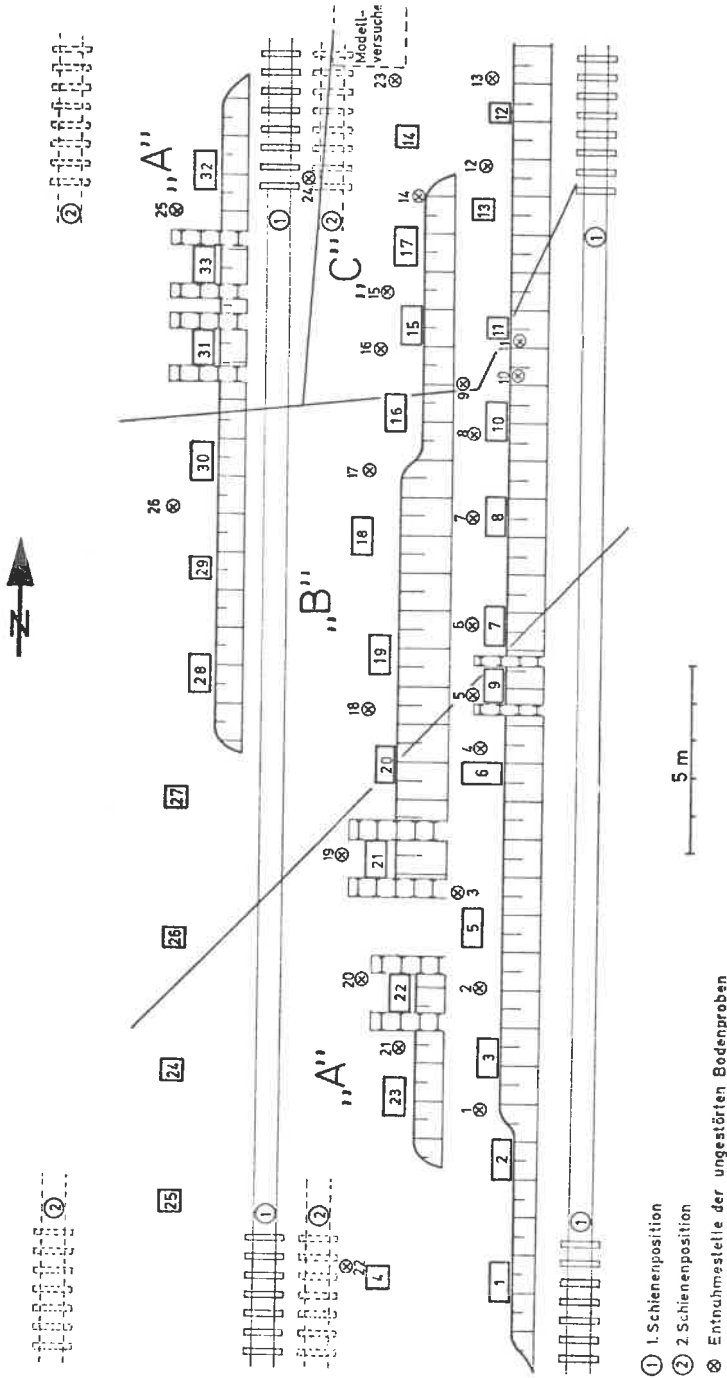


Bild 3.3: Entnahmestellen der Proben und Einteilung der Untersuchungs-
bereiche

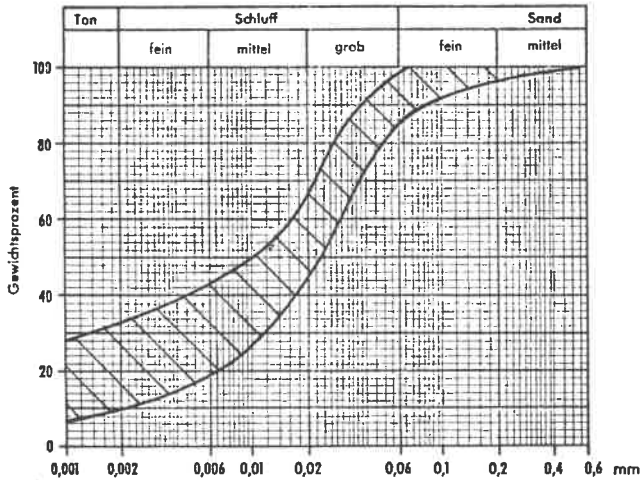


Bild 3.4: Kornverteilungsband des Versuchsbodens

3.3 eingezeichnet sind, wurden außerdem noch die in den Versuchen beobachteten unterschiedlichen Merkmale des Untergrunds mit berücksichtigt, die im Bruchzustand (s. z.B. Abschnitt 4.1) und beim Abgraben (unterschiedliche Festigkeit) festgestellt wurden.

Durch die Streuung der Bodenkennwerte ist die Unterscheidung der Bereiche in den Diagrammen der Bilder 3.5 und 3.6 nicht klar zu erkennen, doch zeigt sich in beiden Auftragungen, von Ausnahmen abgesehen, ein mit dem Tonanteil fallender Trend beim Übergang vom Bereich A über B nach C. Innerhalb dieser Teilbereiche wurden die Mittelwerte der Bodenkennwerte gebildet, die trotz Streuung der Einzelwerte einen eindeutigen Trend zeigen.

Bei der Bestimmung der Mittelwerte der Scherfestigkeit wurde von der Darstellung der Versuchsergebnisse eines Bereichs in einem Diagramm mit den Achsen

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad \text{und} \quad \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$$

ausgegangen, da sich hier die Mohr'schen Spannungskreise als einzelne Punkte darstellen lassen. Aus den maximalen Spannungspunkten sämtlicher Versuche eines Bereichs wurde mit der Methode der kleinsten Fehlerquadrate eine Regressionsgerade ermittelt, die in die Mohr'sche Bruchgerade umgerechnet werden kann und so die mittleren

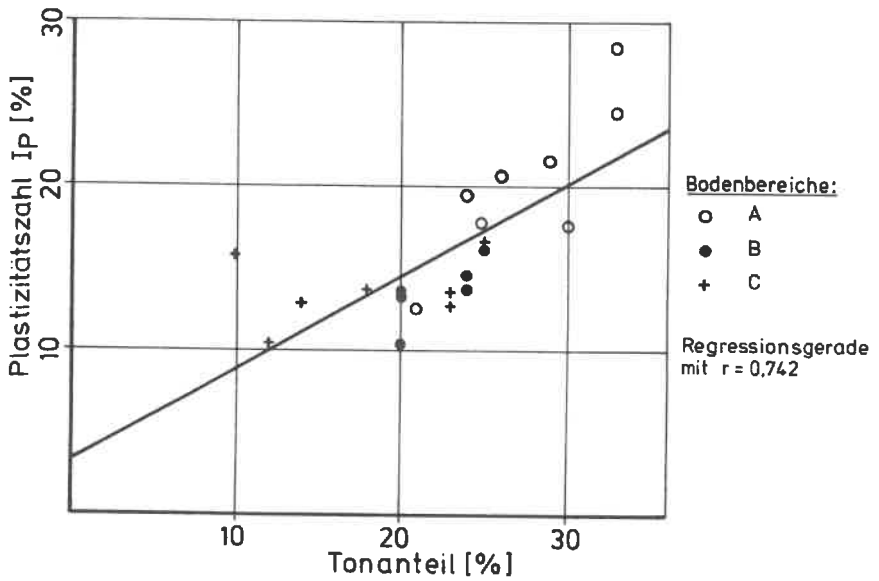


Bild 3.5: Abhängigkeit der Plastizitätszahl I_p vom Tonanteil

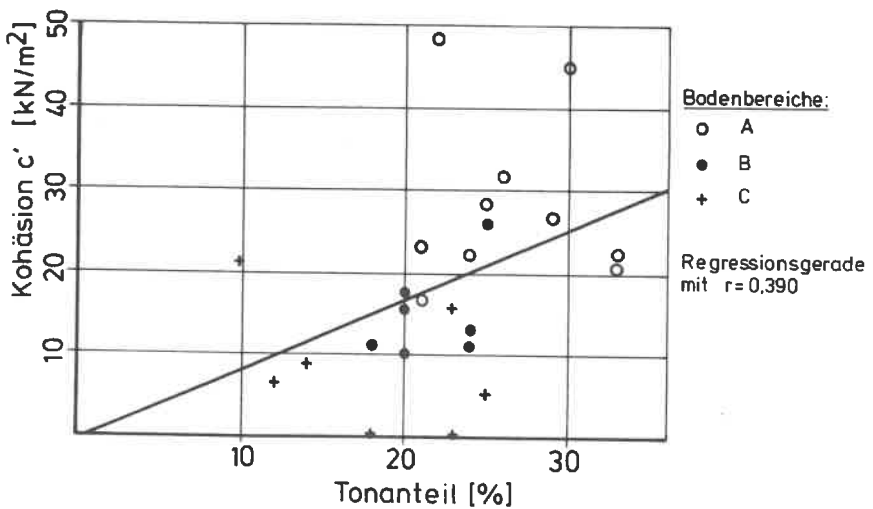


Bild 3.6: Abhängigkeit der effektiven Kohäsion c' vom Tonanteil

Scherparameter ϕ' und c' eines jeden Bereichs liefert.

Bodenbereich	A	B	C	Gesamtmittel
Tongehalt in (%):				
Mittelwert	26,4	21,6	17,9	22,5
Standardabweichung	4,6	2,7	6,0	5,7
Scherparameter:				
ϕ' ($^{\circ}$)	26,6	28,6	29,0	28,1
c' (kN/m ²)	24,2	17,3	10,0	17,7
Korrelationskoeffizient	0,986	0,993	0,988	0,989
Wichte (kN/m ³)				
Mittelwert	19,5	19,0	18,9	19,2
Standardabweichung	0,51	0,54	0,86	0,66

Tabelle 1: Bodenkennwerte in den Teilbereichen A - C

In Tabelle 1 sind die Mittelwerte für Tongehalt, Scherfestigkeit und Wichte der einzelnen Bodenbereiche mit den zugehörigen Standardabweichungen und Korrelationskoeffizienten angegeben.

3.3 VERSUCHSEINRICHTUNG

3.3.1 Belastungseinrichtung

Bei der Vielzahl der geplanten Versuche konnte das Widerlager für die aufzubringenden Lasten am wirtschaftlichsten durch ein verschiebliches Gegengewicht hergestellt werden. Dazu dienten zwei

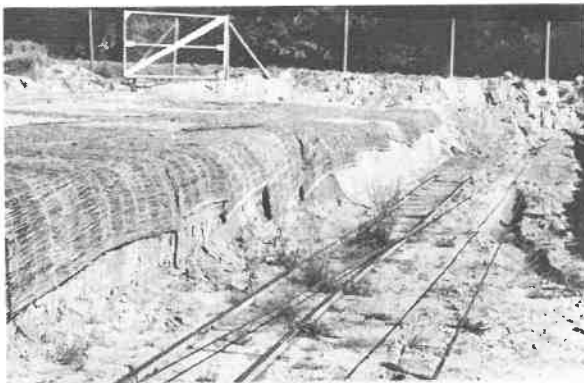


Bild 3.7.: Verschiebebahn für den talseitigen Ballastkasten

Ballastkästen, die so ausgelegt wurden, daß sie, mit Erde gefüllt, ein Gewicht von je 200 kN hatten. Sie wurden auf Fahrgestelle von Feldbahnloren montiert.

Die Ballastkästen wurden mit zwei 9 m langen Stahltraversen IPE 500 zu einer Brücke verbunden; über die ganze Einrichtung wurde ein Schutzdach gespannt. Sie konnte mit Seilwinden längs des abgegrabenen Geländesprungs um 35 m verzogen werden.

Bild 3.7 zeigt den mit einer Laderaupe abgegrabenen Geländesprung mit den Feldbahngleisen für den talseitigen Ballastkasten. Die Geländeoberfläche wurde mit PE-Folien und Strohmatte vor Austrocknung geschützt. Die Feinprofilierung für die eigentliche Versuchsböschung erfolgte jeweils erst kurz vor Versuchsbeginn durch Abgraben von Hand (Bild 3.20).

Die Lastplatten wurden mit einem elektronisch gesteuerten hydraulischen Servozyylinder belastet (Bilder 3.8 und 3.9). Er gibt seine Last über ein Querjoch auf die Brückenträger ab.

Das gesamte Belastungssystem ist in Bild 3.10 dargestellt und zeigt die Situation für die in Bild 3.11 mit (1) bezeichnete

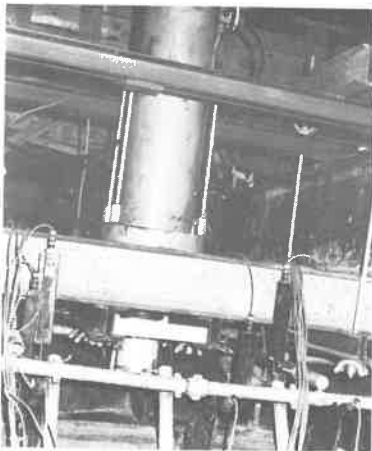


Bild 3.8: Verankerung der Presse auf dem Querjoch

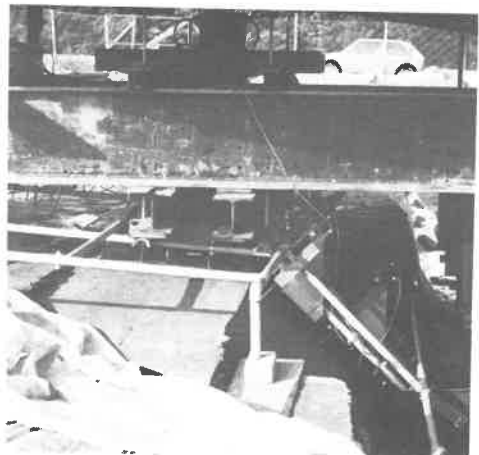


Bild 3.9: Abstützung des Querjochs auf die Traversen

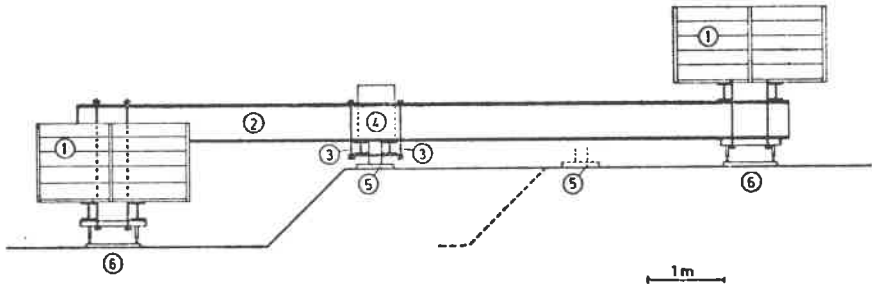


Bild 3.10: Belastungseinrichtung:

- (1) - Ballastkästen; (2) - Brückenträger aus 2 IPE500; (3) - Querjoch; (4) - Hydraulische Presse (500 kN); (5) - Lastplatte;
- (6) - Feldbahngleise

1. Anordnung der Gleise (durchgezogen gezeichnet), in der die Versuche V1 bis V13 durchgeführt wurden. Nach dem Abgraben des durch diese Versuchsreihe gestörten Bodenvolumens mit der Laderaupe konnten dann an der in Bild 3.10 gestrichelt eingetragenen neuen Böschung die Versuche V14 bis V23 ausgeführt werden.

Schließlich wurde auch dieser Bodenbereich abgeschoben und die Lastbrücke auf die in Bild 3.11 gestrichelt eingezeichnete Schienenposition 2 umgesetzt. Nur für dieses Umsetzen war ein Autokran erforderlich (Bild 3.12); das Verschieben von Versuchsort zu Versuchsort erfolgte mit Seilwinden und Umlenkrollen ohne fremde Hilfe. In dieser 2. Position wurden die Versuche V24 bis V33 gefahren.

3.3.2 Laststeuerung

Die Steuerung des Belastungsvorgangs geschah durch eine elektronische Regelung, die speziell für Lastplattenversuche entwickelt wurde. Sie steuert das an der hydraulischen Presse angebrachte Servoventil an und regelt so den Öldruck mit sehr hoher Genauigkeit. Die Anlage wurde von ULRICH (1976) für Lastplattenversuche auf weichem Seeton eingesetzt und von ihm ausführlich beschrieben.

Die Versuche können sowohl mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit als auch mit konstanter Last gefahren werden. Die Kraftmeßdose, durch die die Last von der Presse in die Lastplatte eingeleitet

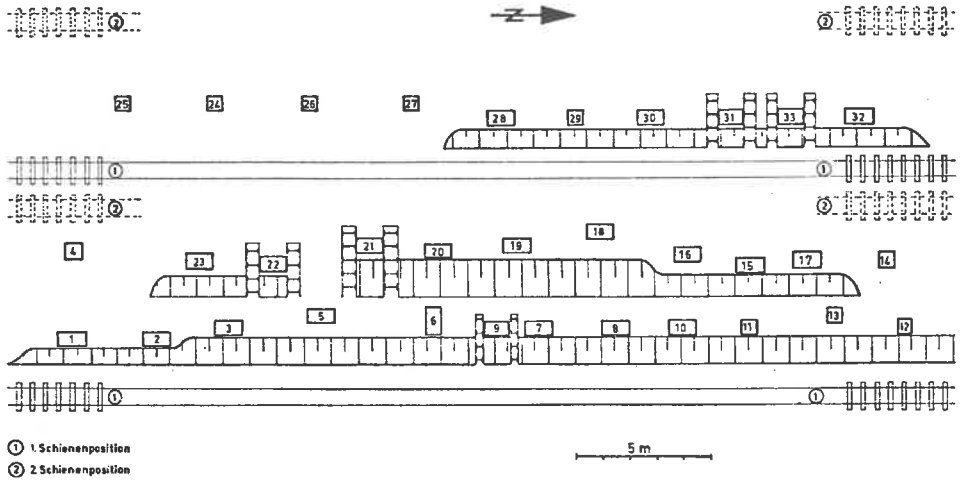


Bild 3.11: Anordnung der Versuche im Gelände



Bild 3.12:

Umsetzen der Ballastkästen
mit einem Autokran

wird, dient nicht nur der Kraftmessung, sondern liefert bei Laststeuerung auch den Istwert der Kraft an den Regelkreis der Steuerungseinrichtung.

Bei geschwindigkeitskonstanten Versuchen ist zusätzlich noch ein Wegaufnehmer erforderlich, der die Mittelpunktverschiebung der Lastplatte mißt. Die Geschwindigkeitsregelung erfolgt in der Weise, daß der von einem Motorpotentiometer vorgegebene Sollwert mit der Ausgangsspannung des Wegaufnehmers als dem Istwert laufend verglichen wird; der Regelkreis steuert den Vorschub über das Servoven til so, daß Sollwert und Istwert möglichst genau übereinstimmen. Der Wegaufnehmer wurde an einem eigenen, besonders steifen Meßgestell befestigt, damit sich eventuelle Traversenverformungen und Erschütterungen nicht auf die Vorschubgeschwindigkeit auswirken konnten.

Die elektronische Steuerungseinrichtung wurde für die Böschungsversuche umgerüstet, weil hier größere Lasten erforderlich waren als bei den älteren Versuchen. In Verbindung mit einer Präzisionskraftmeßdose konnte eine maximale Last von 300 kN erzeugt werden. Als Wegaufnehmer diente ein Potentiometer, das bei einem maximalen Weg von 200 mm einen Geschwindigkeitsbereich zwischen 0,05 und 0,50 mm/min zuließ.

3.3.3 Krafteinleitung und Lagerungsbedingungen

Zur Belastung des Bodens wurden 3 verschiedene Lastplatten verwendet:



Bild 3.13: Starre Lastplatte

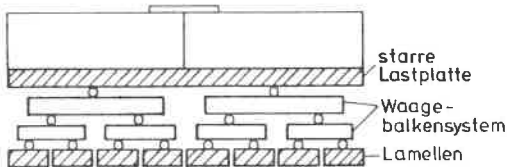
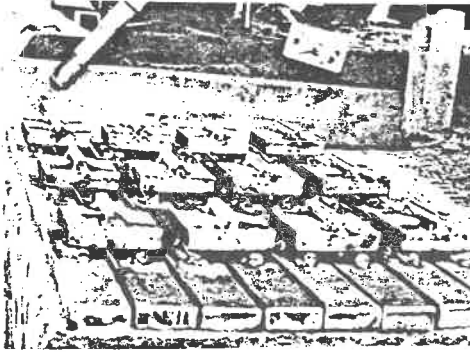


Bild 3.14:

Einachsrig schlaaffe Lastplatte;

- oben Lamellen und Waagebalken;
- unten Systemskizze

- 50/50 cm starr;
- 50/100 cm starr;
- 50/100 cm in Längsrichtung starr, in Querrichtung biegeweich.

Die starren Lastplatten bestanden aus 24 mm dicken Stahlplatten mit 10 cm hohen aufgeschweißten Verstärkungsrippen (Bild 3.13).

Die schlaaffe Lastplatte wurde aus 8 einzelnen Stahllamellen zusammengestellt. Die Last verteilt sich von der starren Lastplatte über ein Waagebalkensystem so, daß jede Lamelle auch bei unterschiedlicher Setzung denselben Anteil an der Gesamtlast erhält (Bild 3.14).

Die Lastplatten haben oben in der Mitte eine gehärtete ebene Stahlplatte, auf die die Kraftmeßdose ihre Last abgibt (Bild 3.13). Der Lastknopf der Kraftmeßdose hat einen Durchmesser von 44 mm und ist als Kugelsegment mit einem Radius von 400 mm ausgebildet. Dadurch wird die Last punktförmig eingeleitet, und die Lastplatte kann sich frei verdrehen, wobei ein kleines rückdrehendes Moment infolge der Krümmung des sphärischen Lastknopfs (max. Hebelarm 22 mm) stabilisierend wirkt.

Eventuelle Horizontalverschiebungen der Lastplatte werden nur durch die Reibung zwischen Lastplatte und Kraftmeßdose behindert. Beim Belastungsvorgang selbst konnte keine Verschiebung des Lastangriffspunkts festgestellt werden. Erst beim Entlasten trat bei kleinen Vertikalkräften mit einem plötzlichen Ruck eine Verschie-

bung der Belastungseinrichtung bis zu 3 cm nach hinten ein. Daraus folgt:

- a. Die Horizontalkraft ist stets kleiner als die Reibungskraft ($\mu = 0,15$ für die Reibung von Stahl auf Stahl);
- b. durch die quasi unverschiebliche Lasteinleitung werden Horizontalverschiebungen der Lastplatte nicht vollständig verhindert, da die ganze Belastungseinrichtung bei unbeabsichtigten Horizontalkräften bis zu 3 cm elastisch nachgibt.

Die bei den Versuchen vorhandene Art der Lasteintragung ist also ein Kompromiß, der zwischen den beiden Idealbedingungen der horizontal unverschieblichen und der horizontal frei verschieblichen Lastplatte liegt. Diese beiden erstrebenswerten Versuchsbedingungen sind jedoch nur mit erheblich größerem Aufwand realisierbar.

Die gewählte Lagerungsart ist zwar statisch oder kinematisch nicht eindeutig, sie entspricht aber de facto dem häufigen Fall des Einzelfundaments unter einer Stütze. Außerdem sind die hier erzielten Versuchsergebnisse bis zum Beginn des Bodenversagens auch für die

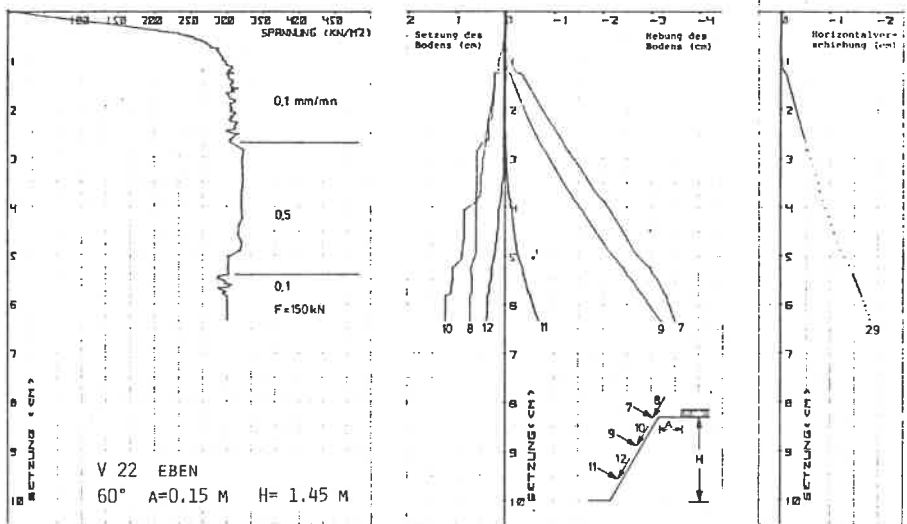


Bild 3.15: Versuchsbeispiel V22:

Beginn der Horizontalverschiebung der Lastplatte und der Bodenverdrängung als Bruchkriterium

o.g. Idealbedingungen weitgehend gültig, da die an der Lastplatte gemessenen Horizontalverschiebungen erst mit dem Bruch einsetzen. Dies konnte auch in den Modellversuchen, s. Abschnitt 5, belegt werden, wo der ganze Versuchskasten auf Rollen gelagert war.

In Bild 3.15 sind nebeneinander die Lastsetzungskurve, der Verlauf der Oberflächenverformungen an der Böschung und die Horizontalverschiebung der Lastplatte von Versuch V22 dargestellt. Die Horizontalverschiebungen beginnen bei etwa 1 cm Lastplattensetzung; gleichzeitig signalisiert die beginnende Oberflächenverformung an der Böschung das seitliche Verdrängen des Bodens. Dies fällt in der Lastsetzungskurve mit dem Übergang der Kurve in den Versagensbereich zusammen. Gleichzeitig verläuft von diesem Punkt ab die Lastsetzungskurve bei den verschiebungsgesteuerten Versuchen un-
stetig. Das rührt daher, daß sich der Boden jetzt zwar im Bruchzustand befindet, beim kontinuierlichen Nachdrücken der Lastplatte aber eine intermittierende Folge von Gleichgewichts- und Bruch-Zwischenzuständen durchlaufen wird, wie es für Böden mit innerer Reibung charakteristisch ist. Dieser Vorgang läßt sich allerdings nur bei hinreichend langsamem Vorschub beobachten: bei 5-fach schnellerem Vorschub, s. Bild 3.15, steht für einen Aufbau von Verfestigungs-Zwischenzuständen keine ausreichende Entwicklungszeit mehr zur Verfügung, so daß das Material dauernd plastisch bleibt.

3.4 MESSPROGRAMM

3.4.1 Meßwerterfassung

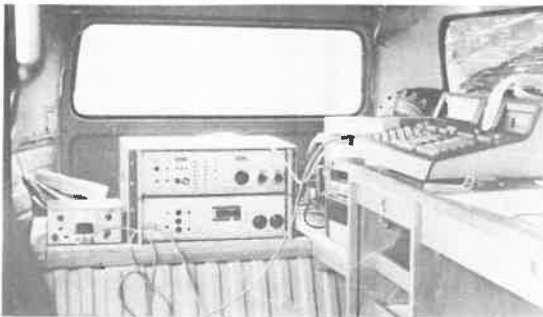


Bild 3.16: Meßwagen mit Datenerfassungsanlage und Steuereinrichtung

Zur Erfassung der Meßdaten (Last; Oberflächenverformung) wurde eine programmgesteuerte Datenerfassungsanlage verwendet, die in einem als Meßwagen benutzten institutseigenen VW-Bus installiert war. Bild 3.16 zeigt den mobilen Meßplatz.

Von einem Tischrechner wurde eine Umschaltgruppe mit 30 Meßstellen (Scanner) gesteuert, wobei der Rechner automatisch sämtliche Meßstellen nacheinander abfragte, die Meßwerte auf einer Datenkassette speicherte und mit einem Thermodrucker ausdrückte. In Verbindung mit einer Zeitsteuerung konnten auch die Zeitabstände zwischen den einzelnen Meßzyklen programmgesteuert werden, so daß der gesamte Meßvorgang während eines Versuchs automatisch erfolgte. Ein an den Rechner angeschlossenes Schreibgerät (Plotter) zeichnete zur Kontrolle des Versuchsablaufs außerdem die wichtigsten Versuchsdaten als Lastsetzungskurve auf; Bild 3.15 ist ein Beispiel dafür.

Mit den 30 Meßstellen waren 29 Wegaufnehmer und die Kraftmeßdose verbunden. Die Wegaufnehmer konnten unmittelbar an den Scanner angeschlossen werden und wurden über eine externe Stromquelle mit Energie versorgt. Da die Kraftmeßdose auch zur Steuerung der Last benötigt wurde, war sie direkt mit der Hydraulik-Regelautomatik verbunden, die ein entsprechend verstärktes Ausgangssignal an die Umschaltgruppe lieferte.

3.4.2 Anordnung der Wegaufnehmer



Bild 3.17: Meßgestell und Anordnung der Weggeber

Die Setzung der Lastplatte wurde in der Regel von 4 Wegaufnehmern erfaßt. Zur Messung der Oberflächenverformungen neben der Lastplatte und an der Böschung waren 25 Geber vorgesehen.

Das Meßgestell zur Befestigung der Weggeber bestand aus 5/4"-Rohren, die zu einem Rahmen von

5,0/2,5 m verschraubt waren (Bild 3.17).

Dieser Rahmen stand an den Eckpunkten auf 30 cm langen Standrohren, die zur Stabilisierung leicht in den Boden eingeschlagen wurden. Zur Befestigung der Geber an der Böschung kragten am Rohrrahmen zwei etwa 1 m lange Rohre aus. Dieses Rohrgestell war durch dazwischen geschraubte Rohre sehr vielseitig verwendbar und konnte in einfacher Weise den unterschiedlichen Versuchsbedingungen (verschiedene Böschungswinkel, unterschiedlicher Lastabstand von der Böschungskante, Grundbruchversuche, Versuche mit schlaffer Last) angepaßt werden.

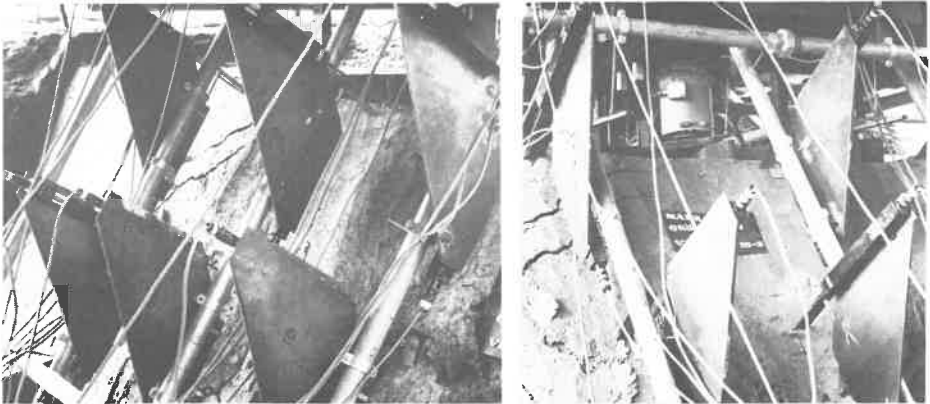


Bild 3.18: Befestigung und Anordnung der Geber an der Böschung

An der Böschung wurden die Geber paarweise auf ein Blech geschraubt, um die Verformungen parallel und senkrecht zur Böschung messen zu können, Bild 3.18. Die senkrecht zum Boden stehenden Geber wurden auf Stahlplättchen gesetzt, so daß sich der Boden relativ zum Geber verschieben konnte, ohne daß dieser sich verklemmte. Für die Geber parallel zur Böschung wurden Blechstreifen senkrecht in den Boden eingedrückt, durch die die Bodenbewegung auf den Geber übertragen wurde. Die Verteilung der Weggeber bei den verschiedenen Versuchsarten ist in Tabelle 2 angegeben.

Versuchsart	Geber an der Lastplatte	Geber neben der Lastplatte	Geber an der Böschung
Böschung, starre Lastplatte	3 vertikal 1 horizontal	Je 2-3 seitlich, 1-2 hinter der Lastplatte	3 Profile mit je 3 normal und 3 tangent. z. Böschg.
Böschung, schlaaffe Lastplatte	3 vertikal, 1 horiz. für Gesamtbewegg.; 16 auf Lamellen	1 hinter der Lastplatte	1 Profil mit 6 Gebern, wie oben
Grundbruchversuch	3 vertikal, 1-2 horizontal	2 Profile in 2 rechtwinkligen Achsen; 4 Geber in Diagon.	—

Tabelle 2: Anordnung der Weggeber

3.4.3 Meßwertverarbeitung

Mit den auf Magnetkassetten gespeicherten Versuchsdaten können für die Versuchsauswertung die gewünschten Kurven programmgesteuert gezeichnet werden. Dies sind insbesondere die Last-Setzungskurve, Zeit-Setzungskurve und die Verformungen der Bodenoberfläche neben der Lastplatte und an der Böschung. Die Kurven sind auszugsweise als Anlage 1 beigelegt. Die vollständigen Versuchskurven sind im Forschungsbericht SMOLTCZYK/KOBLER (1980) wiedergegeben.

3.4.4 Genauigkeit und Empfindlichkeit

Die Kraftmeßdose ist eine Präzisionswägezelle der Genauigkeitsklasse 0,1 % und hat eine Empfindlichkeit von 2 mV/V. Sie ist zwischen -10° und +70° C temperaturkompensiert.

Bei den Weggebern beträgt die Linearität ihrer Kennlinie 0,1 %; die Verschiebungen können auf 0,01 mm genau gemessen werden. Der Einfluß von Temperaturänderungen und Netzspannungsschwankungen auf die Stromversorgung und die Weggeber liegt im Verlauf eines Versuchs bei 0,2 mm.

Infolge seiner großen Spannweite ist das Meßgestell nicht vollständig starr. Erschütterungen durch unbeabsichtigtes Anstoßen bei der Versuchsüberwachung, Berühren durch Katzen und Vögel oder Sprengungen im ca. 300 m entfernten Steinbruch rufen geringe

Schwingungen des Meßgestells hervor. Da das Gestell danach nicht exakt in seine Ausgangslage zurückgeht, äußert sich eine solche Störung durch einen Signalsprung bei fast allen Gebern.

Bei großen Verschiebungen des Bodens senkrecht zur Achse eines Gebers kann es, vor allem beim Abrutschen vom Stahlplättchen, zum Verklemmen des Gebers kommen. Ferner können sich die Blechstreifen zum Messen der Verschiebungen parallel zur Böschung beim Auftreten von Oberflächenrissen lockern und schräg stellen oder am Meßgestell anstoßen.

Durch diese Einflüsse waren einige Oberflächenmessungen teilweise gestört, ließen aber meist noch eine Deutung des Versuchs zu.

3.4.5 Feststellung der Bruchflächen

Zur Untersuchung der Verformungen innerhalb des Bodens wurden vor dem Versuch mit einer 2 cm dicken Nutsonde Löcher in den Boden gebohrt. Die Bohrungen wurden mit Sand verfüllt und nach dem Versuch vorsichtig freigegraben. Im Bild 3.19 erkennt man die Anordnung der Bohrungen unter der Lastplatte und in der Böschung und ihre

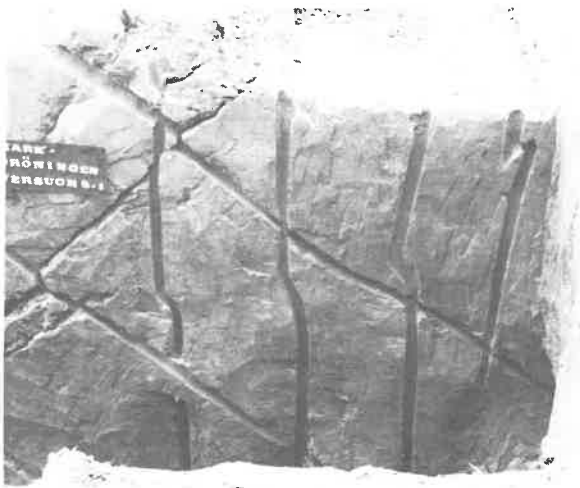


Bild 3.19: Verformungen der mit Sand gefüllten vertikalen und diagonalen Bohrungen

Verformungen nach dem Freilegen. Die Bohrungen wurden zur Dokumentation direkt auf Folien durchgezeichnet. Die fotografischen Verkleinerungen dieser so gewonnenen Abbildungen sind in SMOLTCZYK/KOBLER (1980) jedem Versuchsblatt und auch in Anlage 1 auszugs-

weise beigelegt. Sie ergeben in Verbindung mit den Graphen der Oberflächenverformungen ein vollständiges Bild vom Versagen des Bodens.

Zum Nachweis der Verdichtung unter der Lastplatte war ursprünglich geplant, die Änderung der Wichte mit kleinen Ausstechzylindern zu ermitteln. Dies ergab wegen der großen Streuung der Versuchsergebnisse (bei nur geringer zu erwartender Änderung der Meßgröße) keine klaren Aussagen, so daß auf diese Untersuchungen fortan verzichtet werden mußte.

3.5 VERSUCHSDURCHFÜHRUNG

3.5.1 Allgemeines

Für die Gesamtdurchführung des Untersuchungsvorhabens war ein Zeitbedarf von zwei Jahren eingeplant. Dabei sollte das erste Jahr hauptsächlich für Planung, Aufbau und Test der Versuchseinrichtung verwendet werden, während das zweite Jahr für die eigentliche Versuchsdurchführung vorgesehen war.

Zwar konnte die Versuchseinrichtung fristgerecht fertiggestellt werden, und auch die 6 Vorversuche wurden planmäßig im Herbst 1977 abgeschlossen. Der weitere Versuchsablauf verzögerte sich jedoch durch das sehr niederschlagsreiche Frühjahr 1978. Hier war ein Beginn der Versuchstätigkeit erst im Juni 1978 möglich, da vorher das Gelände für die abschnittswisen Planierarbeiten mit der Laderaupe nicht befahren werden konnte.

Auch der weitere Verlauf des Untersuchungsvorhabens war stark von der Witterung abhängig. Insbesondere konnte die Feinplanung eines Versuchs nur bei längerfristig niederschlagsfreiem Wetter in Angriff genommen werden, da bereits geringe Regenmengen den Boden oberflächlich aufweichten, eine Störung des Bodengefüges bewirkten und außerdem die Bearbeitung des Bodens unmöglich machten. Erst beim Belastungsvorgang selbst war man von der Witterung unabhängig, da in dieser Versuchsphase der maßgebende Bodenbereich durch das über der Belastungseinrichtung angebrachte Schutzdach weitgehend geschützt war.

Daher war im Jahr 1978 zusätzlich zu dem verspäteten Beginn auch kein zügiger Versuchsfortschritt möglich, so daß vor Frosteinbruch lediglich 17 der vorgesehenen 24 Versuche ausgeführt waren. Dadurch wurde eine Verlängerung des Projekts erforderlich, um das vorgesehene Untersuchungsprogramm vollständig zu erfüllen. Aber auch hier konnte erst im Juli 1979 mit den Versuchen begonnen werden, da vorher das Gelände für die Planier- und Umsetzarbeiten (Autokran) nicht befahrbar war.

Durch die Verlängerung des Untersuchungsvorhabens bestand zwar zeitlich die Möglichkeit, fragwürdige Versuche zu wiederholen. So wurde bei den ebenen Versuchen mit 60° Neigung der Versuch V22 wegen schlechter Übereinstimmung mit der Vergleichsrechnung (siehe Abschnitt 4.3.2) mit V31 und V33 zweimal wiederholt. Damit war jedoch der zur Verfügung stehende Geländeteil verbraucht, so daß die wünschenswerte Wiederholung weiterer Versuche, die offensichtlich infolge von Bodenheterogenitäten oder sonstigen Mängeln nicht einwandfrei erscheinen (siehe Diskussion der räumlichen Versuche in Abschnitt 4.3.3), nicht mehr erfolgen konnte. Dies hätte ein kostspieliges Umsetzen der gesamten Versuchseinrichtungen in einen anderen Geländeteil erfordert. Da jedoch durch die witterungsbedingten Verzögerungen der finanzielle Rahmen des Untersuchungsvorhabens bereits gesprengt war, bestand hierzu keine Möglichkeit mehr.

Nur durch den selbstlosen Einsatz der studentischen Hilfskräfte, die den überwiegenden Teil der Arbeiten ausführten, war es überhaupt möglich, die Feldversuche, deren Gesamtkosten von ca. DM 250 000,-- zu über 70 % Personal- und Fahrtkosten ausmachten, im vorgesehenen Umfang durchzuführen.

Die Versuchsdaten sämtlicher Versuche sind in Tabelle 3 verzeichnet. Dabei zeigen die Versuchsnummern den zeitlichen Ablauf der Versuchsdurchführungen an. Die Anordnung der Versuche im Gelände ist dem Lageplan (Bild 3.11) zu entnehmen.

3.5.2 Versuchsvorbereitung

Wie bereits in Abschnitt 3.3.1 erwähnt ist, bestanden die vorbe-

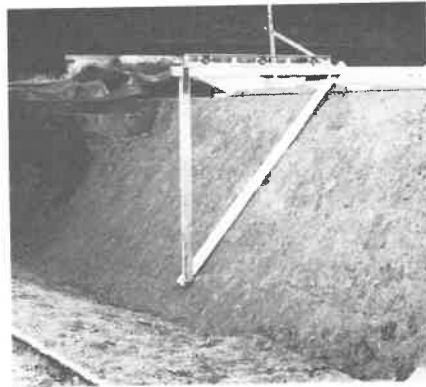
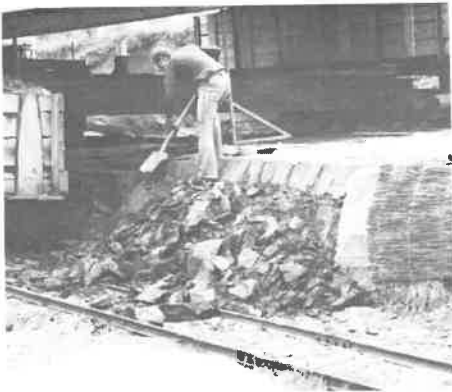
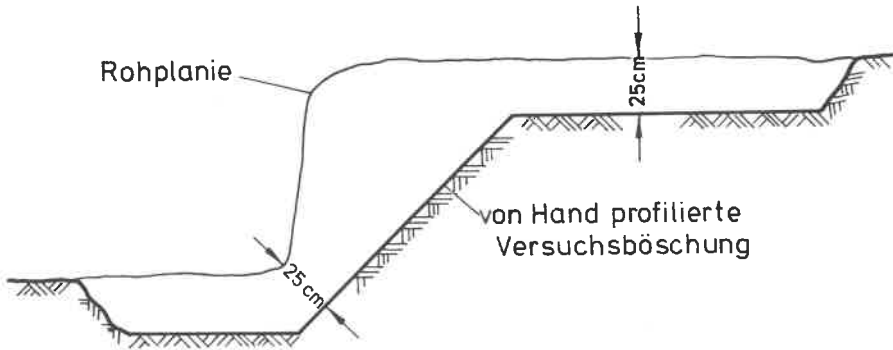


Bild 3.20: Feinplanieren der Böschung

reitenden Erdarbeiten zunächst abschnittsweise in der Herstellung eines Rohplanums mit der Laderaupen. Dazu wurde ca. 50 cm Boden abgeschoben und ein ca. 1 m hoher Geländesprung hergestellt. Dieses Rohplanum wurde zum Schutz gegen Durchfeuchtung und Austrocknung mit PE-Folien und Strohmatten abgedeckt (Bild 3.7).

Um für die Versuche einen weitgehend ungestörten Boden zu haben, erfolgte das Profilieren der eigentlichen Versuchsböschung erst kurz vor dem Versuch von Hand. Dabei wurde besonders darauf geachtet, daß überall mindestens 25 cm Boden abgegraben wurden (Bild 3.20).

Nach dem Abteufen und Verfüllen der Sandbohrungen, siehe Abschnitt 3.4.5, und dem Verlegen der Lastplatte in einem etwa 0,5 cm dicken Sandbett wurde die Lastbrücke über den Versuchspunkt gefahren und die Presse über dem Mittelpunkt der Lastplatte zentriert. Das Senkrechtstellen des Hydraulikzylinders geschah mit Hilfe von Stahlplatten, die zwischen Querjoch und Traversen eingeschoben wurden. Beim Belastungsvorgang blieb der Hydraulikzylinder nicht ganz lotrecht, da durch die Dehnung der Verankerungsglieder und leichtes Anheben des Ballasts eine Verdrehung der Traversen möglich war. Dieses Torsionsmaß betrug maximal 2 cm auf 9 m Traversenlänge.

Bei den ebenen Versuchen mußte nach dem Planieren der Böschung zu beiden Seiten der Lastplatte ein etwa 60 cm breiter Graben ausge-

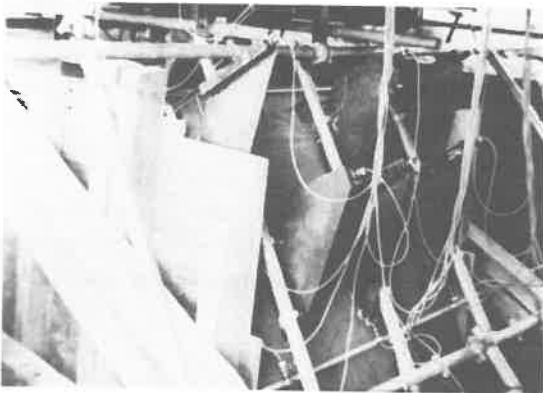


Bild 3.21: Ebener Versuch: Verschalung der Seitenflächen

hoben werden, wie im Lageplan (Bild 3.11) bei den entsprechenden Versuchen eingezeichnet ist. Die Seitenflächen des auf diese Weise entstandenen Erdkörpers wurden sorgfältig mit einer Kartätsche abgezogen und mit einer Holzschalung versehen (Bild 3.21). Die Reibung zwischen Boden und Schalung konnte durch mehre-



Bild 3.22: Ebener Versuch
nach der
Durchführung

re Lagen PE-Folie weitgehend ausgeschaltet werden. Um ruhedruckähnliche Bedingungen an den freigelegten Erdf Flächen zu erreichen, war es erforderlich, die Verschaltungen an den beiden Seiten mit 3 Schalankern zusammenzuspannen und gegen das Erdreich zu verkeilen. Auf diese Weise war näherungsweise, wie in Abschnitt 4.3.2 gezeigt wird, ein ebener Formänderungszustand gewährleistet.

In Bild 3.22 wird der Bruchzustand eines ebenen Versuchs gezeigt, wobei die seitliche Verschaltung bereits entfernt ist.

Für die Vorbereitung eines Versuchs waren im Normalfall zwei Arbeitstage erforderlich. Dabei entfiel auf die einzelnen Arbeitsvorgänge ungefähr folgender Zeitaufwand:

Abgraben und Feinplanieren	10 bis 15 h
Verfahren und Zentrieren der Belastungseinrichtung	6 h
Montage der Weggeber	2 bis 5 h.

Diese genannten Richtzeiten setzen jedoch gesammelte Erfahrungen und Routine voraus. In der Anfangsphase benötigte man deshalb erheblich mehr Zeit.

Darüber hinaus war bei den ebenen Versuchen ein wesentlich höherer Arbeitsaufwand für die Erdarbeiten und die seitliche Verschaltung erforderlich. Auch für den Umbau der Meßeinrichtung von Grundbruch auf Böschungsbruch und beim Wechsel der Böschungsneigung benötigte man zusätzliche Zeit.

Zu diesen Zeiten müssen noch nach Versuchsende ca. 2 Arbeitsstunden für die Demontage der Wegaufnehmer und 8 bis 10 Arbeitsstunden für das Freigraben und Aufzeichnen der Sandbohrungen (Abschnitt 3.4.5) hinzugerechnet werden.

3.5.3 Versuchsprogramm

Insgesamt wurden 33 Versuche ausgeführt. Bei 14 Versuchen handelte es sich um Böschungsversuche mit einem Böschungswinkel von 45° , 13 waren Böschungsversuche mit einem Böschungswinkel von 60° , die restlichen 6 Versuche waren Grundbruchversuche. Sämtliche Versuchsdaten sind in Tabelle 3 aufgeführt.

Die Böschungsversuche wurden mit zwei verschiedenen Lastplatten $1,0 \times 0,5$ m und $0,5 \times 0,5$ m durchgeführt, wobei außerdem der Abstand zwischen Lastplatte und Böschungskante variiert wurde. Bei den Grundbruchversuchen konnte nur die quadratische Lastplatte ($0,5 \times 0,5$ m) verwendet werden, da das Gegengewicht der Ballastkästen für die größere Lastplatte nicht mehr sicher ausreichte. Die Last wurde sowohl geschwindigkeitsgesteuert mit verschiedenen Vorschubgeschwindigkeiten als auch lastgesteuert, in mehreren Laststufen bis zum Bruch, aufgebracht.

Bei den lastgesteuerten Versuchen ist die Bruchlast von der Anzahl der Laststufen und von den festzulegenden Verformungskriterien - z.B. unter $0,02$ mm/min -, bei denen die Last wieder gesteigert werden kann, abhängig. Eine zu hohe Laststufe führt zu ungenauen Ergebnissen, während eine Vielzahl feiner Abstufungen extrem lange Versuchszeiten (z.B. bei V10 über 23 Stunden) erfordert.

Demgegenüber haben geschwindigkeitsgesteuerte Versuche den großen Vorteil, daß der Einfluß der Geschwindigkeit durch eine Geschwindigkeitsvariation während des Versuchs ermittelt werden kann. Die meisten Versuche wurden deshalb geschwindigkeitsgesteuert gefahren, und zwar mit $v = 0,1$ mm/min, was noch vernünftige Versuchszeiten bei einem hinreichend genauen Ergebnis brachte. Auf den Einfluß der Belastungsart und -geschwindigkeit auf die Bruchlast wird in Abschnitt 4.1 ausführlicher eingegangen.

Die Anordnung der Versuche im Gelände wurde so gewählt, daß zusammengehörende Versuche, die der Untersuchung eines bestimmten Einflusses dienten, möglichst dicht nebeneinander lagen, um den Einfluß der Inhomogenität des Bodens klein zu halten. Zum Zeitpunkt der Versuche lagen jedoch die Ergebnisse der bodenmechanischen

Versuch- Nr.	Versuchsart	Böschungswinkel β [°]	Lastabstand A [m]	Lastplatte B/L [m]	Böschungshöhe [m]	Belastungsart	Versuchsdatum	Versuchsdauer [Std.]	max. Lastplatten- setzung [cm]
1	Böschungsbruch räumlich	60	0	0,5 / 1	1	3 Laststufen ohne Kriterium	5.9.77	0,5	1,6
2	Böschungsbruch räumlich	60	0	0,5 / 1	1	14 Laststufen ohne Kriterium	14.9.77	6	8,0
3	Böschungsbruch räumlich	45	0	0,5 / 1	1	16 Laststufen Krit. bis 320 kN/m ² , 0,02 mm/min	26.9.77	13,5	7,8
4	Grundbruch	-	-	0,5 / 0,5	-	7 Laststufen Krit. : 0,02 mm/min	4.10.77	10,5	10,0
5	Böschungsbruch räumlich	45	0,5	0,5 / 1	1	4 Laststufen ohne Kriterium	6.10.77	4,8	7,5
6 *	Böschungsbruch räumlich	45	0	1 / 0,5	1	14 Laststufen ohne Kriterium	18.10.77	14,3	11,8
7	Böschungsbruch räumlich	45	0	0,5 / 1	1	$v = 0,5$ mm/min	14.6.78	1,3	4
8	Böschungsbruch räumlich	45	0	0,5 / 1	1	$v = 0,05$ mm/min	28.6.78	7,7	2,5
9	Böschungsbruch eben	45	0	0,5 / 1	1	$v = 0,25$ mm/min	29.6.78	3,0	5
10	Böschungsbruch räumlich	45	0	0,5 / 1	1	20 Laststufen Krit. bis 360 kN/m ² , 0,01 mm/min	5.7.78	23,2	8,1
11	Böschungsbruch räumlich	45	0	0,5 / 0,5	1	$v = 0,1$ mm/min	12.7.78	6,1	4,3
12	Böschungsbruch räumlich	45	0	0,5 / 0,5	1	6 Laststufen Krit. 0,05 mm/min ab 340 kN/m ² , $v = 0,5$ mm/min	7.8.78	4,2	8,4
13	Böschungsbruch räumlich	45	0,5	0,5 / 0,5	1	$v = 0,1$ mm/min (0,5)	10.8.78	7,4	6,7
14	Grundbruch	-	-	0,5 / 0,5	-	$v = 0,1$ mm/min ab 500 kN/m ² versch. Geschw.	30.8.78	10,8	8
15	Böschungsbruch räumlich	60	0	0,5 / 1	1,4	$v = 0,1$ mm/min ab 170 kN/m ² $v = 0,5$ mm/min	26.9.78	9,6	5,5
16	Böschungsbruch räumlich	60	0,5	0,5 / 1	1,4	$v = 0,1$ mm/min (0,5) versch. Geschw.	28.9.78	6,4	8,3
17	Böschungsbruch räumlich	60	0,25	0,5 / 1	1,4	$v = 0,1$ mm/min ab 170 kN/m ² versch. Geschw.	3.10.78	6,7	8,8
18	Böschungsbruch räumlich	45	0,75	0,5 / 1	1,55	$v = 0,1$ mm/min ab 300 kN/m ² versch. Geschw.	11.10.78	7	12,0

19	Böschungsbruch räumlich	45	0,25	0,5 / 1	1,5	$v = 0,5 \text{ mm/min}$ v. 0,1 mm/min ab 420 kN/m ² versch. Geschw.	17.10.78	8,2	6
20	Böschungsbruch räumlich	45	0	0,5 / 1	1,5	$v = 0,1 \text{ mm/min}$ ab 240 kN/m ² versch. Geschw.	24.10.78	5,5	7,8
21	Böschungsbruch eben	45	0,25	0,5 / 1	1,5	$v = 0,1 \text{ mm/min}$ ab 280 kN/m ² versch. Geschw.	8.11.78	6,9	7,7
22	Böschungsbruch eben	60	0,15	0,5 / 1	1,45	$v = 0,1 \text{ mm/min}$ ab 300 kN/m ² versch. Geschw.	15.11.78	5,9	6,3
23	Böschungsbruch räumlich	60	0,25	0,5/1 achlöff	1,5	$v = 0,1 \text{ mm/min}$ (am Schluß $v = 0,5 \text{ mm/min}$)	29.11.78	5,75	4,5
24	Grundbruch	-	-	0,5 / 0,5	-	$v = 0,5 \text{ mm/min}$	3.7.79	3,9	11,0
25	Grundbruch	-	-	0,5 / 0,5	-	$v = 0,1 \text{ mm/min}$ ab 600 kN/m ² 4 Laststufen	5.7.79	7,3	7,0
26	Grundbruch	-	-	0,5 / 0,5	-	12 Laststufen Krit. : 0,03 mm/min	10.7.79	20,5	14,0
27	Grundbruch	-	-	0,5 / 0,5	-	$v = 0,1 \text{ mm/min}$ ab 560 kN/m ² ; $v = 0,5 \text{ mm/min}$	17.7.79	10	11,0
28	Böschungsbruch räumlich	60	0,15	0,5 / 1	1,1	$v = 0,5 \text{ mm/min}$	19.7.79	2,4	7,0
29	Böschungsbruch räumlich	60	0,15	0,5 / 0,5	1,1	$v = 0,5 \text{ mm/min}$	24.7.79	2,3	7,0
30	Böschungsbruch räumlich	60	0,15	0,5 / 1	1,2	$v = 0,1 \text{ mm/min}$ ab 300 kN/m ² versch. Geschw.	26.7.79	8,7	7,0
31	Böschungsbruch eben	60	0,15	0,5 / 1	1,2	$v = 0,1 \text{ mm/min}$ ab 320 kN/m ² ; $v = 0,5 \text{ mm/min}$	7.8.79	9,0	10,0
32	Böschungsbruch räumlich	60	0,15	0,5/1 achlöff	1,2	$v = 0,1 \text{ mm/min}$	14.8.79	4,2	2,5
33	Böschungsbruch eben	60	0,15	0,5/1 achlöff	1,2	$v = 0,1 \text{ mm/min}$ ab 300 kN/m ² ; $v = 0,5 \text{ mm/min}$	21.8.79	5,7	5,5

* = Bei V 6 : kurze Lastplattenseite parallel zur Böschungskante
wegen starker Schiefstellung keine Berücksichtigung
bei Auswertung

Tabelle 3: Versuchsprogramm

Laboruntersuchungen noch nicht vor, so daß die später getroffene Einteilung in Bodenbereiche (siehe Abschnitt 3.2) bei der Versuchsplanung noch nicht berücksichtigt werden konnte.

Es sollten, neben der eigentlichen Betrachtung der räumlichen Wirkung, insbesondere folgende Einflüsse untersucht werden: Belastungsart, Lastabstand, Lastplattenlänge und der Unterschied zwischen starrer und schlaffer Last. Die Untersuchung dieser Einflüsse konnte jedoch bei den Böschungsversuchen mit 45° und 60° Neigung und auch bei den Grundbruchversuchen nicht vollständig erfolgen.

Bei den Grundbruchversuchen konnte z.B. aus oben genannten Gründen weder die Lastplattenlänge variiert noch der ebene Zustand simuliert werden. Dagegen ließ sich aber bei diesen 6 Versuchen sehr deutlich der Einfluß der Belastungsart zeigen. Andererseits waren bei den räumlichen Versuchen, wie bei der vergleichenden Betrachtung in Abschnitt 4.3.3 festgestellt wird, einzelne Versuche offensichtlich mit Fehlern behaftet, so daß auch hier nicht alle Versuche den gewünschten Vergleich zuließen.

Die folgende Zusammenstellung soll beispielhaft zeigen, wie die Untersuchung der einzelnen Einflüsse erfolgen sollte.

- | | |
|------------------------|---|
| (1) Belastungsart | V7 - V8 - V10 / V28 - V30 |
| (2) Lastabstand | V15 - V17 - V16 / V20 - V19 - V18 |
| (3) räumliche Wirkung | V7 - V9 / V19 - V21 / V30 - V31 / V32 - V33 |
| (4) Last schlaff/starr | V31 - V33 / V17 - V23 / V30 - V32 |
| (5) Lastplattenlänge | V28, V30 - V29 |

4. VERSUCHSERGEBNISSE

4.1 ALLGEMEINES

Im folgenden sollen die Ergebnisse der Feldversuche diskutiert werden. Dabei werden zunächst in Abschnitt 4.2 die sechs im ebenen Gelände durchgeführten Grundbruchversuche behandelt. Es sind dies die Versuche V4, V14, V24, V25, V26 und V27 (Tabelle 4). Diese Versuche zeigen ein entsprechend der Streuung der Bodeneigenschaften unterschiedliches Setzungsverhalten und bestätigen somit die in Abschnitt 3.2 getroffene Einteilung des Versuchsgebiets in verschiedene Bodenbereiche.

Die Grundbruchversuche bilden die obere Grenze für die Tragfähigkeit einer Böschung bei zunehmendem Lastabstand von der Böschungskante. Insofern zeigte sich z.B. bei V18 mit einem Lastabstand von $A = 0,75$ m an der Böschung keinerlei Verformung mehr, so daß hier bereits die für den normalen Grundbruch im ebenen Gelände maßgebenden Bedingungen erreicht waren.

Anschließend an die Grundbruchversuche werden die Ergebnisse der Böschungsversuche dargestellt, und zwar zunächst in Abschnitt 4.3.2 der 5 ebenen Versuche, bei denen der Einfluß der Seitenreibung entsprechend Abschnitt 3.5.2 ausgeschaltet war. Die Versuche V9 und V21 wurden bei einer Böschungsneigung von $\beta = 45^\circ$, aber unterschiedlichem Lastabstand, durchgeführt. Dagegen erfolgten die 3 Versuche mit der Böschungsneigung $\beta = 60^\circ$ (V22, V31 und V33) alle mit demselben Lastabstand $A = 0,15$ m und mit derselben Belastungsgeschwindigkeit, wobei bei V33 die schlaaffe Lastplatte verwendet wurde.

In Abschnitt 4.3.3 erfolgt die Zusammenstellung für die räumlichen Böschungsversuche, und zwar in Tabelle 6 für den Böschungswinkel 45° und in Tabelle 7 für 60° Böschungsneigung.

Sowohl die Grundbruchversuche als auch die ebenen Böschungsversuche können mit den maßgebenden Richtlinien DIN 4017 bzw. DIN 4084 überprüft werden. Die Vergleiche der Versuchsergebnisse mit den Rechenwerten können in den Tabellen 4 bzw. 5 erfolgen.

Zur Nachrechnung der räumlichen Versuche wird in Abschnitt 6 ein Rechenverfahren hergeleitet. Der Vergleich der Versuche mit diesem Rechenverfahren erfolgt in Abschnitt 7.6 (Tabelle 11).

Der Einfluß der Belastungsart auf die Bruchspannung läßt sich anhand der Grundbruchversuche und einiger Böschungsversuche verdeutlichen.

Bei den Grundbruchversuchen läßt sich durch Vergleich innerhalb der Bodenbereiche zeigen, daß geschwindigkeitsgesteuerte Versuche mit kleiner Geschwindigkeit (V25, V27 mit $v = 0,1$ mm/min) die kleinsten Bruchwerte liefern, während diese bei den lastgesteuerten Versuchen (V4, V26) um rd. 8 % höher liegen. Versuch 24 mit $v = 0,5$ mm/min liegt im Bruchwert zwischen V4 und V25 und etwa 6 % über V25. Bei V27 erfolgte ab 560 kN/m^2 eine Erhöhung der Vorschubgeschwindigkeit auf $0,5 \text{ mm/min}$, was sich in einer 4 %igen Laststeigerung äußerte.

Auch bei den Böschungsversuchen läßt sich der Einfluß der Belastungsart beim Vergleich der Versuche V7, V8 und V10 darstellen. Die Änderung der Geschwindigkeit von $0,05$ auf $0,50 \text{ mm/min}$ (V8/V7) erhöhte die Last um 3,5%; der lastgesteuerte Versuch 10 liegt 15 % darüber.

Diese Beobachtungen müssen jedoch noch unter Berücksichtigung lokaler Bodenunterschiede gewertet werden. So wies beispielsweise V10, wenn man die Probe 10 zugrunde legte, eine örtlich relativ hohe Scherfestigkeit auf, was sich auch in einer extrem großen Bruchscholle äußerte.

Durch Einbeziehung der Versuche, bei denen während des Versuchs die Vorschubgeschwindigkeit variiert wurde, z.B. V20, läßt sich aber der Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit unabhängig von Bodenheterogenitäten feststellen. Im Mittel ergab sich bei $v = 0,50 \text{ mm/min}$ eine Laststeigerung von rd. 7 % gegenüber $v = 0,10 \text{ mm/min}$, während bei $v = 0,05 \text{ mm/min}$ die Last gegenüber $v = 0,10 \text{ mm/min}$ um ca. 2 % abnahm. Die meisten Versuche wurden mit $v = 0,10 \text{ mm/min}$ geführt; das ergab noch vernünftige Versuchszeiten, und die Abweichungen gegenüber der kleineren Geschwindigkeit waren gering.

Bei den lastgesteuerten Versuchen ergaben sich höhere Bruchlasten, da sich bei den einzelnen Laststufen jeweils ein Gleichgewichtszustand infolge lokaler Verfestigung bilden konnte, was sich im Abklingen der Setzungen äußerte. Dagegen wurden bei den geschwindigkeitsgesteuerten Versuchen solche Verfestigungen sofort überdrückt, wobei sich allenfalls eine kurzzeitige Spannungsspitze zeigte.

4.2 GRUNDBRUCHVERSUCHE

Die Grundbruchversuche lassen sich in zwei Gruppen einteilen. Die erste Gruppe bilden die Versuche V4, V24 und V25, die alle im Bodenbereich A liegen (Bild 3.3). Hier war bei den Oberflächenverformungen eine einheitliche Tendenz festzustellen: die der Lastplatte am nächsten stehenden Geber mit einem Abstand von etwa 10 cm zeigten nach anfänglicher Setzung bei zunehmender Lastplattensetzung eine starke Hebung. Auch bei der zweiten Geberreihe im Abstand von etwa 0,4 m war, wenn auch zeitlich verzögert, die Verschiebungs-Umkehr bemerkbar. An den Sandschlitzten wurde eine starke seitliche Verdrängung des Bodens sichtbar, die teilweise sogar zu Überschiebungen der Sandschlitzte führte.

Als Beispiel ist in Bild 4.3 die Lastsetzungskurve von V24 dargestellt (zugehörige Oberflächen- und Sandschlitzverschiebungen siehe Anlage 1 V24). Die zu diesen Versuchen gehörenden Lastsetzungslinien münden beim Versagen des Bodens in eine senkrechte Tangente ein und weisen damit auf eine eindeutige Bruchlast σ_{of} hin (Bild 4.1).

Auch die Versuche V14, V26 und V27 lassen sich zu einer Gruppe zusammenfassen. V14 liegt im Bodenbereich C, V26 und V27 sind dem Bereich B zuzuordnen. Hier lassen sich die Oberflächenverschiebungen nicht so klar feststellen. Das liegt teilweise daran, daß diese hier viel kleiner sind als bei den Versuchen im Bereich A. Außerdem zeigen 2 dieser 3 Versuche Störungen in den Oberflächenmessungen, für die wir keine Erklärung haben und die die Interpretation erschweren.

Trotzdem läßt sich als Trend feststellen, daß die zweite Geberreihe (Abstand 40 cm von der Lastplatte) von Anfang an eine Hebung

anzeigt, während die Geber im Abstand von 10 cm Setzungen ausweisen.

Die Sandschlitzte zeigen nur eine ganz geringe seitliche Verdrängung an, die schon an den direkt außerhalb der Lastplatte befindlichen Sandschlitzten nicht mehr festzustellen ist (s. etwa Anlage 1 V27).

Die Lastsetzungskurven dieser Versuche weisen keine Bruchgrenze auf, sondern schwenken nach einem gekrümmten Anfangsbereich in eine Gerade über, d.h. die Last kann bei ständiger monotoner Zunahme der Setzung immer weiter gesteigert werden, ohne daß ein eigentliches Bruchversagen erreicht wird. Ähnlich wie DIN 1054 die Grenzlaster bei Pfahlprobelastungen definiert, wird hier als Grenzlaster σ_{of} diejenige Sohlspannung σ_o angesehen, die dem Übergangspunkt der Lastsetzungskurve vom gekrümmten Bereich in den mit gerader Endtangente entspricht (Bild 4.2).

Zur Veranschaulichung der Unterschiede zwischen den beiden Versuchstypen zeigen die Bilder 4.3 und 4.4 die Lastsetzungskurven der Versuche V24 und V27.

Bei V24 trat nach einer anfänglichen Verdichtungsphase mit Setzungen des benachbarten Bodens eine allseitige Verdrängungsbewegung mit entsprechenden Hebungen der Bodenoberfläche auf. Dagegen zeigte V27 durchgehend ein Überwiegen der Setzungen, d.h. die Verdrängungen, die auch hier auftraten, blieben sehr gering. Dieses unterschiedliche Verhalten beim Versagen des Bodens mag seinen Ursprung in der, wenn auch geringen, unterschiedlichen Lagerungsdichte haben:

V24 (Bodenbereich A) Wichte $\gamma = 19,5 \text{ kN/m}^3$

V27 (Bodenbereich B) Wichte $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$,

der eine unterschiedliche Verdichtungsfähigkeit entspricht.

Bei keinem der Grundbruchversuche konnte die Ausbildung einer Gleitscholle beobachtet werden; weder bei den Oberflächenverschiebungen in Form von einseitigen Hebungen noch an Hand entsprechenden Verformungen bei den Sandbohrungen. Es konnte immer nur eine seitliche Verdrängung des Bodens, die in allen 4 Achsenschnitten die gleiche Größenordnung erreichte, festgestellt werden. Auch die Verformungen der Oberfläche um die Lastplatte zeigten eine allseits symmetrische Tendenz.

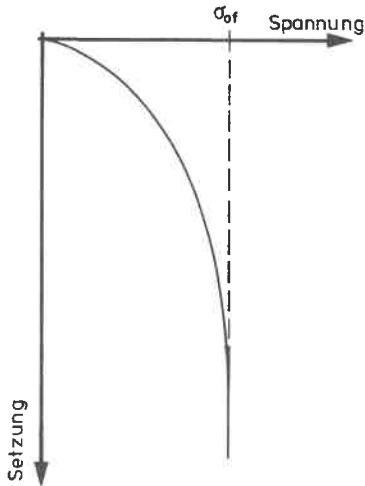


Bild 4.1: Bestimmung der Bruchspannung σ_{of}

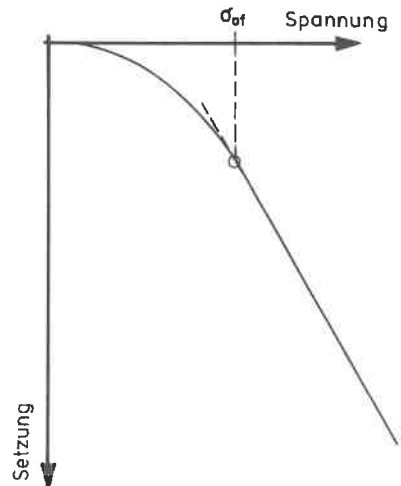


Bild 4.2: Bestimmung der Grenzspannung σ_{of}

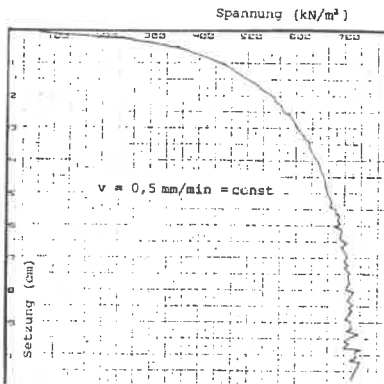


Bild 4.3: V24 - Beispiel für Bild 4.1

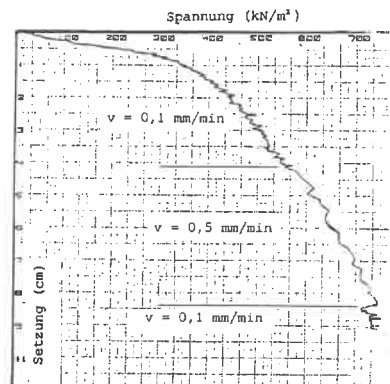


Bild 4.4: V27 - Beispiel für Bild 4.2

Versuch Nr.	Belastungsart bis zum Bruch	Versuch σ_{of} [kN/m ²]	Bereich	DIN 4017		PREGL/TALMANN	
				σ_{of} [kN/m ²]	Δ [%]	σ_{of} [kN/m ²]	Δ [%]
V 4	7 Stufen; Krit. ⁺⁾ 0,02 mm/min	735	Boden A $\phi' = 26,5$ $c' = 24$ $\gamma = 19,5$	860	17	787	7
V 24	$v = 0,5$ mm/min	720			19		9
V 25	$v = 0,1$ mm/min ab 600 5 Stufen	680			26		16
V 26	6 Stufen; Krit. ⁺⁾ 0,03 mm/min	660	Boden B $\phi' = 28,5$ $c' = 17$ $\gamma = 19,0$	740	12	672	2
V 27	$v = 0,1$ mm/min (0,5)	614			20		9
V 14	$v = 0,1$ mm/min	460	Boden C $\phi' = 29,0$ $c' = 10$ $\gamma = 19,0$	483	5	442	-4
Δ = prozentuale Abweichung der Rechenwerte vom Versuch, bezogen auf Versuchsergebnisse Krit. ⁺⁾ = Kriterium für Weiterbelastung							

Tabelle 4: Ergebnisse der Grundbruchversuche und der Vergleichsrechnung

In Bild 4.5 sind die Lastsetzungskurven aller 6 Grundbruchversuche zusammengefaßt. Der unterschiedliche Verlauf bei den einzelnen Versuchsgruppen ist klar erkennbar. Die aus diesen Kurven ermittelten Bruch- bzw. Grenzspannungen sind in Tabelle 4 aufgeführt.

In dieser Tabelle sind außer den Versuchswerten auch die mit den Bodenkennwerten der entsprechenden Bodenbereiche berechneten Grundbruchlasten nach DIN 4017 und nach PREGL/TALMANN (1978) aufgeführt. Die jeweils mit angegebenen prozentualen Abweichungen zeigen aber deutlich, daß bei hohen Kohäsionswerten (Bodenbereich A und B) die Ergebnisse von PREGL/TALMANN wesentlich besser (d.h. um ca. 10 %) mit den Versuchen übereinstimmen als die nach DIN 4017 berechneten Werte, wobei die Rechenwerte stets größer als die Versuchsergebnisse sind und damit auf der unsicheren Seite liegen. Bei V14 (Bodenbereich C) liegt die prozentuale Abweichung bei beiden Rechenverfahren in der gleichen Größenordnung, allerdings liegt hier das Ergebnis von PREGL/TALMANN bereits auf der sicheren Seite.

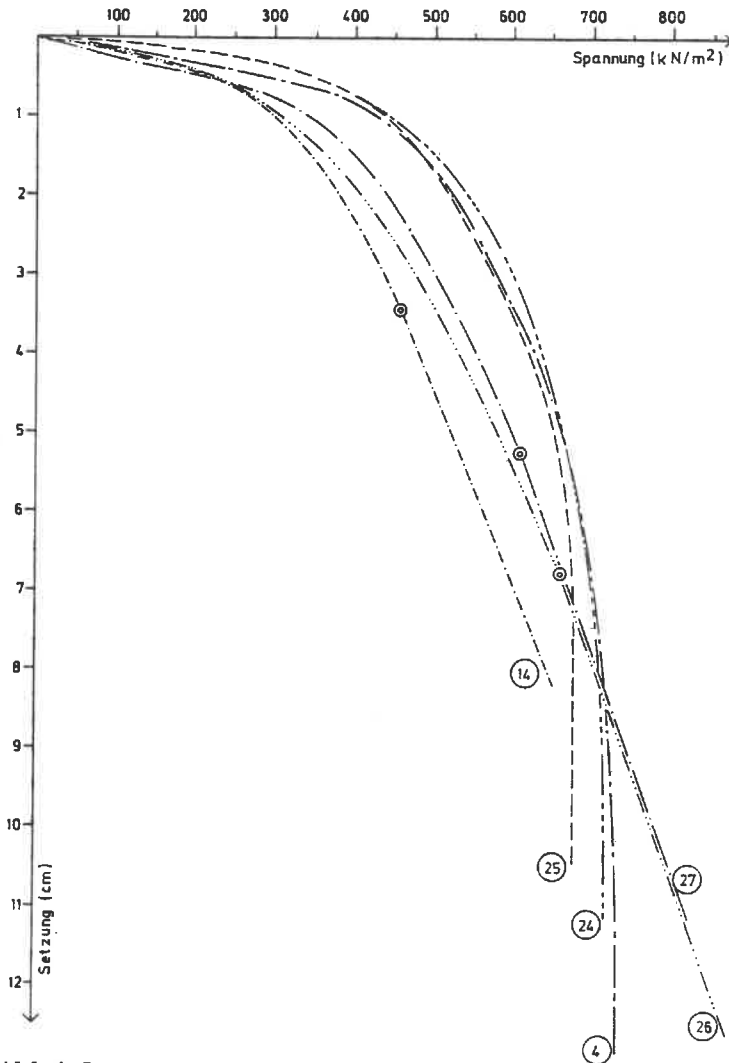


Bild 4.5: Lastsetzungskurven aller Grundbruchversuche

Die Grundbruchgleichung, die in der von Terzaghi vorgeschlagenen Form in den meisten Berechnungsverfahren verwendet wird, lautet für mittige, senkrechte Belastung und für das Fundament auf der Oberfläche (keine Einbindetiefe):

$$\sigma_{of} = \gamma \cdot B \cdot N_b \cdot v_b + c' \cdot N_c \cdot v_c$$

wobei v_b und v_c Formbeiwerte darstellen und N_b und N_c die Tragfähigkeitsbeiwerte, die sich bei den einzelnen Berechnungsverfahren entsprechend ihrer Ableitung zwar unterscheiden, aber stets Funktionen von ϕ' sind.

Bei den hier vorliegenden Fundamentabmessungen und Boden A oder B bedeutet dies, daß in der obigen Grundbruchgleichung der 1. Term (das Breitenglied) nur einen Anteil von etwa 5 % ausmacht. Die rechnerische Bruchspannung wächst also annähernd proportional zur Kohäsion.

Wenn man bedenkt, daß bei der versuchstechnischen Bestimmung der Scherparameter, insbesondere der Kohäsion, Streuungen in der Größenordnung von 15 % keine Seltenheit sind, die sich voll auf die Bruchspannung auswirken, sieht man trotz allem eine gut vertretbare Übereinstimmung der Versuche mit den Rechenwerten nach PREGL/TALMANN. Diese Tragfähigkeitsbeiwerte, die der österreichischen Grundbruchnorm zugrunde liegen, werden den Versuchen eher gerecht als die deutsche Norm, da sie den Kohäsionseinfluß weniger stark bewerten.

Es wird daher dringend empfohlen, die DIN 4017 einer kritischen Überarbeitung zu unterziehen. Dazu reichen die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche selbstverständlich nicht aus, sie zeigen aber eindeutig die Richtung, in der weitere Untersuchungen erfolgen müssen. Bis dahin sollte unbedingt bei hohen Kohäsionswerten (ab ca. 10 kN/m²) eine Abminderung der rechnerischen Bruchspannung nach DIN 4017 (bauaufsichtlich eingeführte Vorschrift) um ca. 20 % vorgenommen werden.

4.3 BÖSCHUNGSVERSUCHE

4.3.1 Versuchsauswertung und allgemeine Ergebnisse

Im Gegensatz zu den Grundbruchversuchen, bei denen sich aus der Form der Lastsetzungskurve eindeutig die Zugehörigkeit zu den entsprechenden Bodenbereichen ergab, war bei den Böschungsversuchen eine solche Abhängigkeit nicht erkennbar. Der Verlauf der Lastsetzungskurve wird hier vielmehr primär durch die Versuchsart und den

Lastabstand geprägt: bei den ebenen Versuchen läuft die Kurve im Normalfall in einer senkrechten Endtangente aus, während die räumlichen Versuche bei zunehmender Lastplattensetzung eine fortwährende Laststeigerung zeigen.

Das rührt daher, daß bei den ebenen Versuchen der Bruchkörper auf der zuerst ausgebildeten Bruchfläche weiter abrutscht (was an den gleichmäßigen Oberflächenverschiebungen an der Böschung sichtbar wird), während sich bei den räumlichen Versuchen entsprechend der Lastplattensetzung jeweils eine neue Bruchscholle ausbildet, was dann auch zu einer Zunahme der aufnehmbaren Last führt.

Zur Definition des Versagenszustands als "Bruch" wird bei den Böschungsversuchen nicht auf die Lastsetzungskurve Bezug genommen. Vielmehr wird einheitlich der Beginn der seitlichen Bodenverdrängung, sobald er sich bei den senkrecht zur Böschungsfläche angesetzten Gebern zeigt, als Bruchkriterium verwendet. Bei der Darstellung der Versuchsergebnisse in Anlage 1 ist der Beginn der Bodenverdrängung jeweils eingezeichnet. Dabei wurde so verfahren, daß die jeweils mittleren Geber der drei Meßprofile stärker gewichtet wurden, da die oberen Geber oft durch Rißbildungen und lokale Verdrängungen infolge der Lastplatteneindrückung gestört wurden. Die unteren Geber dagegen lagen größtenteils außerhalb der Bruchscholle und zeigten somit nicht immer Verdrängungsverschiebungen an.

Dieses auf der Bodenverdrängung basierende Bruchkriterium weicht bei den meisten Versuchen nur unwesentlich vom Übergangspunkt zur geraden Endtangente in der Lastsetzungskurve (Definition der Grenzlast) ab.

Wie bereits in Abschnitt 4.1 dargestellt, konnten bei den Versuchen V13 und V18 keine Verschiebungen an der Böschungsfläche nachgewiesen werden; d.h. diese Versuche stellen schon den Übergang zu den Grundbruchversuchen dar. Deswegen wurde bei diesen beiden Versuchen die Grenzlast wie bei den Grundbruchversuchen bestimmt.

Der Einfluß der Böschungshöhe wurde durch Vergleichsrechnungen mit dem EDV-Programm für das Verfahren von Krey-Bishop (DU THINH, K.; 1976) untersucht, wobei bei den ebenen Versuchen V9, V21 und V22

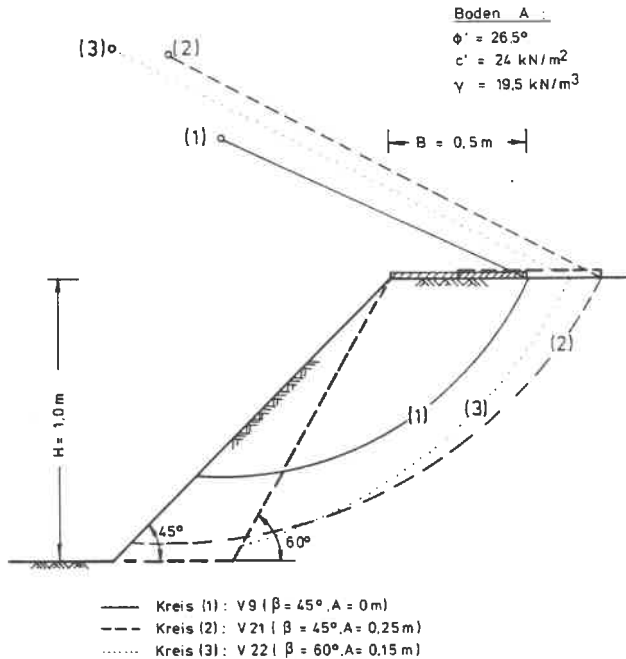


Bild 4.6: Darstellung der Bruchkreise der ebenen Versuche

mit Böschungshöhen von $H = 1 \text{ m}$ und $H = 3 \text{ m}$ gerechnet wurde. Bei $H = 1 \text{ m}$ ergab sich keine nennenswert andere Bruchlast als bei $H = 3 \text{ m}$. Das kommt daher, daß im vorliegenden Fall der Eigengewichtsanteil so gering ist, daß sich die Böschungshöhe H innerhalb gewisser Grenzen auf die Standsicherheit praktisch gar nicht auswirkt.

In Bild 4.6 sind die kritischen Bruchkreise dargestellt, wie sie sich aus der Berechnung nach Krey-Bishop ergeben. Sie treten sämtlich oberhalb des Fußes der 1 m hohen Böschung aus. Da bei den räumlichen Versuchen infolge Seitenreibung eine kleinere Bruchscholle zu erwarten war als bei den ebenen Versuchen, konnte eine Böschungshöhe von $H = 1 \text{ m}$ als für den Versuchszweck ausreichend angesehen werden.

Bei der Versuchsdurchführung konnte beobachtet werden, daß sich die

Bruchscholle tatsächlich stets oberhalb des Böschungsfußes bildete. Auch bei den Versuchen mit größerer Böschungshöhe (bis zu $H = 1,50$ m) war kein Einfluß von H auf die Bruchscholle zu beobachten; die Bruchscholle trat dann entsprechend höher in der Böschung aus. Der Versuch V20 mit $H = 1,50$ m kann im Vergleich zu V7 und V8 mit $H = 1,0$ m nicht zur Darstellung des Einflusses der Böschungshöhe verwendet werden. Die um 23 % kleinere Bruchlast in V20 ist nicht auf die größere Höhe zurückzuführen, sondern muß aus einer lokalen Bodenstörung herrühren, was sich in der Bildung einer extrem kleinen Bruchscholle bei V20 äußerte; die beiden seitlichen Meßprofile zeigten hier überhaupt keine Verschiebungen an.

Bei den Versuchen mit schlaffer Lastplatte ließ sich im Verlauf der Lastsetzungskurve bis zum Bruch kein nennenswerter Unterschied zur starren Platte bemerken. So sind beispielsweise die Bruchlasten der Versuche V31 (starr) und V33 (schlaff) fast identisch; bei den übrigen Versuchen mit schlaffer Last ist eine direkte Zuordnung durch die Lage in unterschiedlichen Bodenbereichen nicht möglich.

Nach dem Bruch zeigten die vorderen Lamellen aber eine größere Setzung, was zur Bildung einer anderen Bruchfigur führte. Dadurch ergab sich nach dem Bruch auch ein abweichender Verlauf der Lastsetzungskurve. So verlief z.B. bei V23 die Lastsetzungskurve nach dem Bruch rückläufig.

4.3.2 Ebene Versuche

Der ebene Formänderungszustand wurde durch weitgehende Ausschaltung der Reibung in den Seitenflächen erreicht, siehe Abschnitt 3.5.2.

Der Nachweis, daß tatsächlich ebene Verhältnisse herrschten, konnte mit den Oberflächenmessungen an der Böschung geführt werden, wonach die seitlichen Meßprofile dieselben Verschiebungen zeigten wie das mittlere (s.a. Anlage 1, Versuche V9, V21 und V22). Auch hätte bei einer nennenswerten Entwicklung von Schubspannungen in den Seitenflächen die Bruchfläche in der Böschung konvex geformt sein müssen. Die in Bild 3.22 gezeigte Bruchlinie von Versuch V9 ist zwar wegen einer örtlichen Bodenstörung nicht gerade, läßt aber keinen Reibungseinfluß an den Seiten erkennen.

Versuch Nr.	v	A	β	Versuch σ_{of}	Boden- bereich	Bodenkennwerte			DIN 4084	
	[mm/min]	[m]	[°]	[kN/m ²]		ϕ'	c'	γ	σ_{of}	Δ
						[°]	[kN/m ²]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[%]
9	0,25	0	45	220	A	26,5	24	19,5	240	-9
21	0,10	0,25		275	A	26,5	24	19,5	295	-7
22	0,10	0,15	60	295	lokal	23	48	20	340	-15
31	0,10			235	A	26,5	24	19,5	190	+36
33	0,10			240						+19
Δ = prozentuale Abweichung der Rechenwerte vom Versuch, bezogen auf Versuchsergebnisse										

Tabelle 5: Zusammenstellung der ebenen Versuche

In Tabelle 5 sind die Bruchlasten der 5 ebenen Versuche zusammengestellt und den nach DIN 4084 (Verfahren Krey-Bishop) und mit den Bodenwerten des Bereichs A berechneten Bruchspannungen gegenübergestellt. Dabei zeigt sich bei den Versuchen mit der Böschungsneigung 45° eine sehr gute Übereinstimmung; die Versuchsergebnisse sind um nur rd. 10 % kleiner als die berechneten Werte.

Beim Versuch V22 mit einer Böschungsneigung von 60° und A = 0,15 m ist aber das Rechenergebnis im Vergleich zum Versuchsergebnis mit den Bodenkennwerten des Bereichs A um 36 % zu klein. Hier wird eine örtlich größere Scherfestigkeit vermutet. Darauf deutet auch die bei V22 entnommene Probe 20 (Bild 3.3) mit den Scherwerten $\phi' = 23^\circ$ und $c' = 48 \text{ kN/m}^2$ hin. Ebenso beweist der Vergleich mit V21, der wegen des größeren Lastabstands und der flacheren Böschungsneigung eine wesentlich höhere Bruchspannung besitzen müßte als V22, das Vorhandensein einer örtlichen Inhomogenität des Bodens im Bereich des Versuchs V22.

Unter Berücksichtigung der örtlich zugehörigen Scherfestigkeit von V22 ($\phi' = 23^\circ$, $c' = 48 \text{ kN/m}^2$) ergab sich ein Rechenwert von 340 kN/m², dessen 15 %ige Abweichung vom Versuchsergebnis noch in einer vertretbaren Größenordnung lag (Tabelle 5). Andererseits ergab die zweimalige Wiederholung dieses Versuchs bei genau gleicher Geometrie (V31 und V33) zwar eine gegenüber V22 um 20 % klei-

nere Bruchspannung. Sie lag aber immer noch um rd. 20 % über dem Rechenwert von Bodenbereich A.

Während also die ebenen Versuche mit $\beta = 45^\circ$ unter Zugrundelegung der in Abschnitt 3.2 definierten Bodenkennwerte für den Bodenbereich A eine gute Übereinstimmung von Versuch und Rechnung ergaben, ließ sich das bei den ebenen Versuchen mit $\beta = 60^\circ$ nicht eindeutig erreichen. Zwar ergab sich bei V22 unter Verwendung der dort vorhandenen höheren Scherfestigkeit eine vertretbare Übereinstimmung. Und auch bei den beiden anderen Versuchen (V31 und V33) ließen sich mit einer erhöhten Scherfestigkeit Versuche und Rechnung gut in Einklang bringen. So ergibt z.B. eine lokal gemittelte Scherfestigkeit von $\phi' = 28^\circ$ und $c' = 30 \text{ kN/m}^2$ eine Bruchspannung von $\sigma_{\text{of}} = 250 \text{ kN/m}^2$. Dieses "Hinrechnen" der Ergebnisse mit örtlichen Scherfestigkeitswerten ist jedoch sehr unbefriedigend, zumal bei der Auswertung aller anderen Versuche das in Abschnitt 3.2 aufgestellte Konzept der drei Bodenbereiche stets zum Ziel führte, von einigen offensichtlichen "Ausreißern" abgesehen. Diese Einteilung in abschnittsweise konstante Bodenkennwerte entspricht auch dem Vorgehen in der Baupraxis, wo die Mittelwerte aus punktuell bestimmten Kennwerten für einen größeren Bauabschnitt als repräsentativ angesehen werden.

Die Zahl der vorliegenden Versuche ist freilich viel zu klein, um hieraus eine verlässliche Aussage über die Ursache des abweichenden Verhaltens der ebenen 60° -Versuche abzuleiten. Zwar läßt sich bei V22 aufgrund des Vergleichs mit V21 auf eine offenbar vorhandene höhere Bodenfestigkeit schließen. Aber bei den anderen beiden Versuchen mit $\beta = 60^\circ$ liegt der Fall nicht so eindeutig, zumal es reiner Zufall wäre, wenn gerade alle ebenen 60° -Versuche eine lokal höhere Scherfestigkeit aufweisen würden.

Zieht man auch die räumlichen Versuche mit 60° -Neigung mit in Betracht, so ergibt sich aus Tabelle 11, daß auch hier die Rechnung mehrmals kleinere Bruchlasten liefert als der Versuch. Bei den Versuchen mit 45° Böschungsneigung ist dagegen, bis auf eine Ausnahme, die rechnerische Bruchlast stets größer als das Versuchsergebnis.

Obwohl diese Beobachtungen wegen der zu geringen Versuchsanzahl

nicht statistisch abgesichert sind, so ist doch eine Tendenz erkennbar, daß die Tragfähigkeit einer steilen Böschung im Versuch höher liegt als in der Rechnung. Aufgrund dieser Information kann aber nicht entschieden werden, ob die Ursache für das andere Verhalten der steilen Böschungen tatsächlich auf ein von den Rechen-voraussetzungen abweichendes Verhalten bei Bruch oder Lastausbreitung zurückzuführen ist. Mögliche Ursachen können auch in der stärkeren Auswirkung von Bodenheterogenitäten und von Mängeln bei der Lasteintragung (z.B. Behinderung der Horizontalverschiebung) gesehen werden.

Zur Klärung dieses Sachverhaltes sind unbedingt zusätzliche Untersuchungen erforderlich. Dazu wird, aufgrund der guten Erfahrungen, die Durchführung von Modelluntersuchungen, wie sie in Abschnitt 5 beschrieben werden, empfohlen, da sie weniger aufwendig und nicht so stark von den Bodenheterogenitäten abhängig sind wie die großmaßstäblichen Feldversuche.

4.3.3 Räumliche Versuche

Die Ergebnisse der räumlichen Böschungsversuche sind in den Tabellen 6 für die Böschungsneigung von 45° und 7 für 60° zusammengestellt. Die Versuche sind jeweils nach wachsendem Lastplattenabstand und innerhalb einer Gruppe mit gleichem Lastabstand nach den Bodenbereichen geordnet. Dabei zeigte sich, daß bei Wiederholungsversuchen teilweise Streuungen auftreten, die über die Abweichungen hinausgehen, die sich aus den unterschiedlichen Belastungsarten ergeben. Besonders groß war der Unterschied zwischen V10 und V20. Diese Differenz zeigte sich auch in der Form der Bruchscholle. Bei V20 war sie so klein, daß die beiden seitlichen Meßprofile an der Böschung keine Verschiebung zeigen; die Bruchspannung war dementsprechend unverhältnismäßig gering. Bei V10, wo die Bruchspannung wegen einer örtlich höheren Bodenfestigkeit (s.a. Abschnitt 4.1) höher lag, war auch die Bruchscholle sehr groß.

Andererseits ergaben auch andere Versuche schon offensichtlich falsche Bruchlasten, die sich beim Vergleich mit anderen Versuchen zeigten. Das gilt beispielsweise auch für den Versuch V23 mit einer kleineren Bruchlast als der näher an der Böschungskante liegende

V Nr.	Belastungsart bis zum Bruch	Lastabstand A (m)	Lastplattenmaße		Bereich	Bruchspannung σ_{of} (kN/m^2)
			B (m)	L (m)		
3*	11 Stufen; ohne Kriterium	0	0,50	1,00	A	310
10	13 Stufen; Krit. 0,01 mm/min +)	0	0,50	1,00	B	350
7	$v = 0,5 \text{ mm/min}$	0	0,50	1,00	B	310
8	$v = 0,05 \text{ mm/min}$	0	0,50	1,00	B	300
20*	$v = 0,1 \text{ mm/min}$	0	0,50	1,00	B	230
11	$v = 0,1 \text{ mm/min}$	0	0,50	0,50	C	310
12	4 Stufen; Krit. 0,05 mm/min +)	0	0,50	0,50	C	270
19	$v = 0,1 \text{ mm/min}$ (0,5)	0,25	0,50	1,00	B	417
5*	3 Stufen; ohne Kriterium	0,50	0,50	1,00	A	380
13	$v = 0,1 \text{ mm/min}$ (0,5)	0,50	0,50	0,50	C	370
18	$v = 0,1 \text{ mm/min}$; ab 300 kN/m^2 ver- schied. Geschw.	0,75	0,50	1,00	B	600 (max. er- reichb.)

Krit +) = Kriterium für Weiterbelastung

* = offensichtlich mit Mängeln behaftete Versuche, die in
Tabelle 11 nicht mehr aufgeführt sind

**Tabelle 6: Räumliche Böschungsversuche mit dem
Böschungswinkel $\beta = 45^\circ$**

V Nr.	Belastungsart bis zum Bruch	Lastabstand A (m)	Lastplattenmaße		Bereich	Bruchspannung σ_{of} (kN/m^2)
			B (m)	L (m)		
1	3 Stufen; ohne Kriterium	0	0,50	1,00	A	300
2	14 Stufen; ohne Kriterium	0	0,50	1,00	A	340
15	$v = 0,1 \text{ mm/min}$	0	0,50	1,00	C	160
32	$v = 0,1 \text{ mm/min}$	0,15	0,50	1,00	A	350
28	$v = 0,5 \text{ mm/min}$	0,15	0,50	1,00	B	290
30	$v = 0,1 \text{ mm/min}$	0,15	0,50	1,00	B	260
29	$v = 0,5 \text{ mm/min}$	0,15	0,50	0,50	B	340
23*	$v = 0,1 \text{ mm/min}$	0,25	0,50	1,00	A	325
17*	$v = 0,1 \text{ mm/min}$	0,25	0,50	1,00	C	165
16	$v = 0,1 \text{ mm/min}$ (0,5)	0,50	0,50	1,00	C	250

* = offensichtlich mit Mängeln behaftete Versuche, die in
Tabelle 11 nicht mehr aufgeführt sind

**Tabelle 7: Räumliche Böschungsversuche mit dem
Böschungswinkel $\beta = 60^\circ$**

V32. Auch V 17 besitzt trotz größerem Lastabstand nur eine unwesentlich größere Bruchlast als V15. Ebenso fallen V3 und V5 aus dem Rahmen wegen offensichtlich zu geringen Bruchlasten im Vergleich mit V10 und V7 bzw. V19. Diese Versuche, die in Tabelle 6 und 7 entsprechend gekennzeichnet sind, werden bei der Nachrechnung der Versuche in Abschnitt 7.6 nicht verwendet, da sie offensichtlich mit Mängeln behaftet sind. Außerdem wurde der im Übergangsbereich gelegene Versuch V16 als ganz dem Bodenbereich C zugehörig behandelt.

Der Einfluß der räumlichen Tragwirkung des Bodens läßt sich am deutlichsten durch den Vergleich mit den ebenen Versuchen erkennen. In Tabelle 8 wurden den räumlichen Versuchen deswegen die entsprechenden ebenen gegenübergestellt und die prozentuale Lastzunahme angegeben.

V Nr.	β (°)	A (m)	B (m)	L (m)	Bereich	σ_{of} (kN/m ²)	(1)* (%)	(2)* (%)
7	45	0	0,5	1,0	B	310	41	69
9	45	0	0,5	∞	A	220	-	-
19	45	0,25	0,5	1,0	B	417	52	82
21	45	0,25	0,5	∞	A	275	-	-
32	60	0,15	0,5	1,0	A	350	46	46
33	60	0,15	0,5	∞	A	240	-	-
28	60	0,15	0,5	1,0	B	290	23	48
29	60	0,15	0,5	0,5	B	340	45	74
31	60	0,15	0,5	∞	A	235	-	-

* (1) Prozentuale Lastzunahme des räumlichen, bezogen auf den ebenen Versuch

(2) wie (1), aber bezogen auf den Bodenbereich A (entspricht einer Erhöhung der Bruchlast aus Bodenbereich B um 20 %)

Tabelle 8: Vergleich der ebenen und räumlichen Böschungsversuche

Dabei muß beachtet werden, daß die ebenen Versuche alle im Bodenbereich A lagen, die räumlichen aber meist in B, deshalb ist hier eine entsprechende Korrektur erforderlich.

Aus dem Vergleich der Versuchspaare V32/V33 (beide A) und V28/V31 (B/A) ergibt sich eine Steigerung der Bruchlast beim Übergang von Boden B zu Boden A von ca. 20 %. Der bodenabhängige Einfluß läßt sich in dieser Größenordnung auch aus Vergleichsrechnungen ermitteln. In Tabelle 8 sind daher in der letzten Tabellenspalte diejenigen prozentualen Lasterhöhungen angegeben, bei denen für die Berechnung die in Bodenbereich B gelegenen Bruchlasten um 20 % erhöht wurden.

Diese Werte zeigen eine starke Beeinflussung der Lastzunahme durch die geometrischen Bedingungen. So erkennt man deutlich eine Zunahme des räumlichen Einflusses bei steigendem Lastabstand und flacher werdender Böschung. Auch die Verkürzung der Lastplattenlänge bewirkt eine starke Lastzunahme, da sich dann der Einfluß der Seitenkräfte verstärkt bemerkbar macht. Die Größenordnung der festgestellten Lasterhöhung bei räumlicher Belastung gegenüber dem ebenen Fall von 46 % bis 82 % läßt sich in dieser Form nicht verallgemeinern, da die Lastzunahme stark von den geometrischen und bodenmechanischen Verhältnissen abhängt und nur für die vorliegenden Bedingungen gilt.

Eine Verallgemeinerung der festgestellten Tendenzen wird aber mit dem in Abschnitt 6 hergeleiteten Rechenverfahren möglich, das den räumlichen Einfluß durch die Berücksichtigung der zusätzlichen seitlichen Reaktionskräfte erfaßt. Ein Vergleich der räumlichen Versuchsergebnisse mit den Resultaten dieses Rechenansatzes erfolgt in Tabelle 11.

In Bild 4.7 sind für die Böschung unter 45° und den Bodenbereich B die Ergebnisse der räumlichen Versuche und die Rechenergebnisse für den ebenen Fall (Rechnung nach Krey-Bishop) dargestellt. Beide Kurven sind durch die rechnerische Grundbruchlast für das Streifen- bzw. Rechteckfundament begrenzt, wobei diese Grenze jeweils nach DIN 4017 und nach PREGL/TALMANN ermittelt wurde.

Bild 4.7 zeigt wie Tabelle 8 bei zunehmendem Lastabstand für den räumlichen Fall eine wesentlich stärkere Zunahme der Bruchspannung als für den ebenen. Außerdem wird bei den räumlichen Versuchen der Grundbruchzustand bereits bei einem Abstand $A = 0,75$ m erreicht,

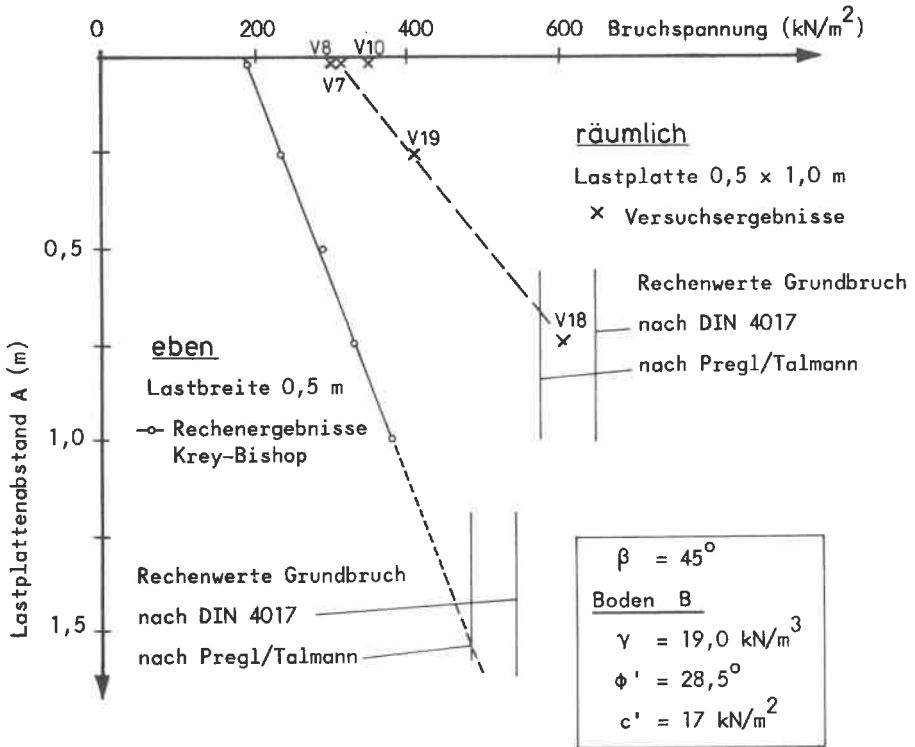


Bild 4.7: Einfluß des Lastplattenabstands A beim Vergleich räumlicher Versuche und ebener Rechnung

wie durch V18 gezeigt wird, der an der Böschung keinerlei Verschiebungen erkennen ließ. Dagegen ist bei den ebenen Zuständen der Übergang vom Böschungsbruch zum Grundbruch nach den Vergleichsrechnungen erst bei $A = 1,5 \text{ m}$, also bei doppeltem Lastabstand, zu erwarten.

In Bild 7.5 werden für die gleichen Bedingungen wie in Bild 4.7 auch die Ergebnisse des eigenen Rechenverfahrens dargestellt.

4.4 ANALYSE DER BRUCHBILDER

Die gemessenen Oberflächenverformungen und festgestellten Reißbilder (s. Anlage 1) weisen untereinander große Unterschiede auf. Dies rührt zum einen daher, daß bei den einzelnen Versuchen die Last-

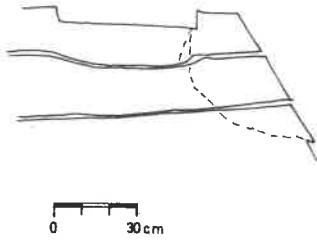


Bild 4.8:

Verformung der horizontalen
Sandbohrung unter der Last-
platte



Bild 4.9: Verdichtung und seitliche Verdrängung des Bodens
unter der Lastplatte



Bild 4.10: abgeplatzte Scholle

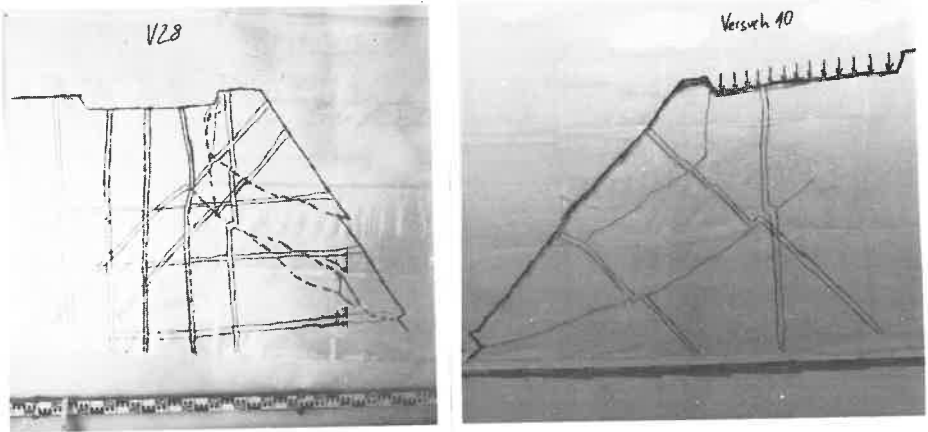


Bild 4.11: Verformung der Sandbohrungen

platte unterschiedlich weit in den Boden eingedrückt wurde und so der Bruch sich unterschiedlich stark entwickeln konnte. Läßt man darüber hinaus offensichtliche Mängel (z.B. verklemmte oder abgerutschte Aufnehmer) und Bodeninhomogenitäten außer Betracht, so kann man eine einheitliche Tendenz beim Bruch beobachten.

Der Bruchvorgang läuft danach so ab, daß sich der Boden zunächst unter der Lastplatte entsprechend der Belastung verdichtet, dabei ist die Verformung ziemlich genau auf den Bereich direkt unterhalb der Lastplatte beschränkt; eine Lastausbreitung findet nur sehr bedingt statt (siehe Bild 4.8). Der Boden im vorderen Böschungsbe- reich wird deshalb nur schwach belastet (Bild 4.9), entzieht sich bei zunehmender Lastplatteindrückung einer weiteren Verformung und platzt als Scholle ab (Bild 4.10). Dies wird noch unterstützt durch die Querdehnung und seitliche Verdrängung des Bodens unter der Lastplatte. Bei fast allen Oberflächenmessungen, wo ab einer bestimmten Verformung neben dem Abrutschen der Scholle auch eine Rotationsbewegung nach außen hin erfolgt, kann dieses beobachtet werden. An der Oberfläche lassen sich oft mehrere Schollen fest- stellen, die bei dem fortgesetzten Eindringen der Lastplatte nach- einander ausgebildet werden.

In Bild 4.11 sieht man bei der Verformung der Sandbohrungen außer- dem die Ausbildung der eigentlichen Bruchscholle. Die Bruchlinie

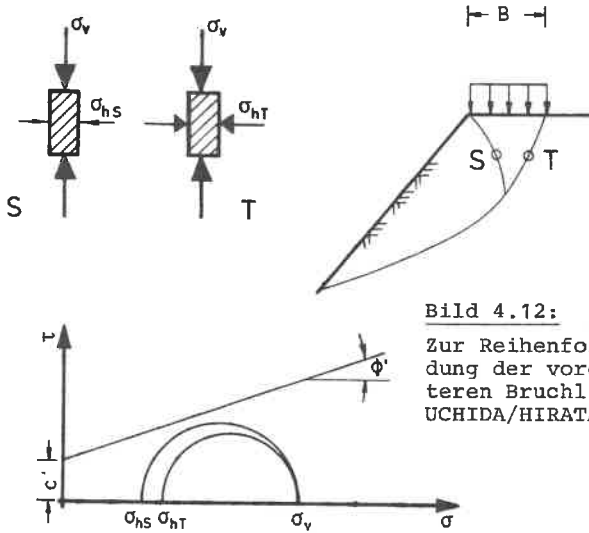


Bild 4.12:

Zur Reihenfolge der Ausbildung der vorderen und hinteren Bruchlinie nach UCHIDA/HIRATA (1977)

läßt sich aber meistens nicht über die gesamte Länge verfolgen. Dies liegt z.T. daran, daß sich infolge der behinderten Horizontalbewegung die Bruchlinie nicht ausbildet und überdrückt wird.

Daneben spielen auch die Beobachtungen von UCHIDA/HIRATA (1977) eine Rolle, die in Bild 4.12 dargestellt sind. Danach bildet sich die von der Vorderkante der Lastplatte ausgehende Bruchlinie (durch Punkt S) stets zuerst aus. Die von der Hinterkante der Lastplatte ausgehende Bruchlinie (durch Punkt T) zeigt sich erst viel später oder überhaupt nicht, da bei dem näher an der Böschung liegenden Punkt S die Horizontalspannung wegen fehlendem Widerlager stets kleiner ist als an einem weiter entfernten Punkt T. Dies bedeutet nach dem Mohr-Coulomb'schen Bruchkriterium, daß bei gleicher Vertikalbelastung an dem näher an der Böschung liegenden Punkt S immer der Bruch zuerst eintritt und auch deutlicher sichtbar wird (Bild 4.12).

Dadurch ist auch erklärt, warum bei den durchgeführten Versuchen immer nur der Abbruch der vorderen Scholle deutlich erkennbar ist (Bild 4.13).

Durch dieses Absprengen der Scholle wurde die Ausbildung der Risse in der Böschungsoberfläche verursacht, welche die seitliche Ausstrahlung der Bruchscholle sichtbar machen (Bild 4.10). Die Größe der abgeplatzten Scholle ist hierbei nicht auf die räumliche Lastwirkung zurückzuführen, sondern eine Folge der hohen Kohäsion des Bodens.

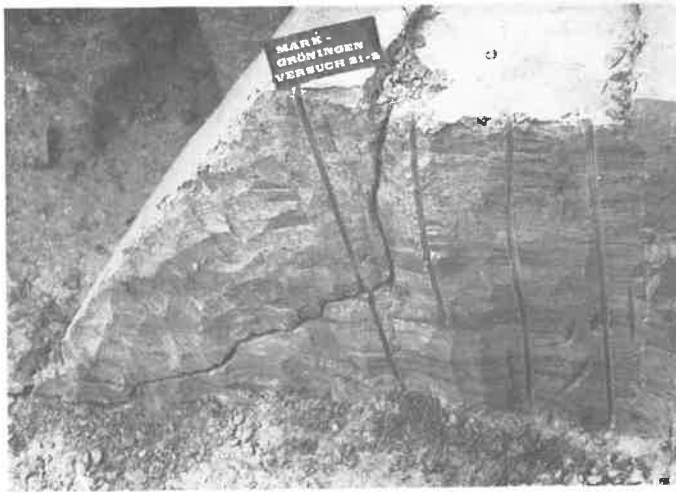


Bild 4.13: Abbruch der vorderen Scholle

5. MODELLVERSUCHE

5.1 VERSUCHSBESCHREIBUNG

Der für die vergleichenden Modellversuche benutzte Stahlkasten hat die Innenmaße 275/295 mm und eine Höhe von 180 mm. Seine Größe ist begrenzt durch den Abstand der Zugstangen der verfügbaren Belastungspresse und das Gewicht von etwa 52 kg im gefüllten Zustand.

Die Vorderseite des Kastens besteht aus Stahllamellen, die zum Einbau des Bodens herausgenommen und entsprechend der gewünschten Böschungshöhe wieder eingesetzt werden können. Als Modellboden diente der ungestörte Lößlehm aus dem Markgröninger Versuchsgelände, der neben V14 (s. Bild 3.3) entnommen wurde. Das Material wurde in der Weise gewonnen, daß im Gelände ein entsprechend großer Quader herausmodelliert wurde (Bild 5.1), über den der Versuchskasten gestülpt wurde (Bild 5.2). Dabei wurde sorgfältig darauf geachtet, daß die Oberseite des Bodenquaders satt am Boden des Versuchskastens anlag. Nach dem Abziehen der Oberfläche und dem Herstellen der Böschung (Bild 5.3) wurden - ähnlich wie bei den großmaßstäblichen Versuchen - kleine Bohrungen mit 3 mm $\varnothing$ hergestellt und mit Feinsand verfüllt, um die Verschiebungen im Boden zu markieren. Die Oberflächenverschiebungen wurden mit Meßuhren ermittelt (Bild 5.4). Zur Vermeidung von Horizontalkräften an der Lastplatte konnte der Versuchskasten auf 3 Stahlwalzen gelagert werden (Bild 5.5). Durch zwischengelegte Blechstreifen wurde die Rollreibung vermindert und gleichzeitig durch deren aufgebogene Enden ein Anschlag für die Walzen geschaffen. Der Rollreibungskoeffizient war bei dieser Lagerungsart nur 0,002.

Den Modellversuchen lag der Fall $\beta = 45^\circ$, $A = 0$ zugrunde. Von den 4 räumlichen Versuchen waren 2 horizontalkraftfrei gelagert. Die Lastplattengrößen betrugen, entsprechend einem Modell-Längenmaßstab $l_v = 0,1$ und $0,05$ gegenüber den Versuchen in Markgröningen, 100/50 mm bei $H = 100$ mm und 50/25 mm bei $H = 50$ mm.

5.2 ERGEBNISSE DER MODELLVERSUCHE

Die Modellversuche wurden von RIEHLE (1979) im Rahmen einer vom



Bild 5.1: Herstellen des
Bodenquaders



Bild 5.2: Überstülpen des
Versuchskastens



Bild 5.3: Modellieren der Böschung



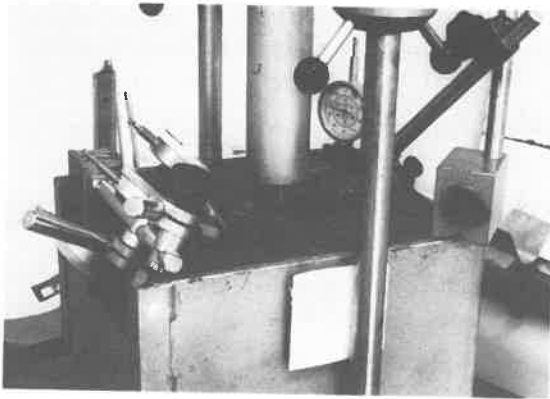


Bild 5.4:

Anordnen der Meßuhren
zur Messung der Ober-
flächenverschiebungen

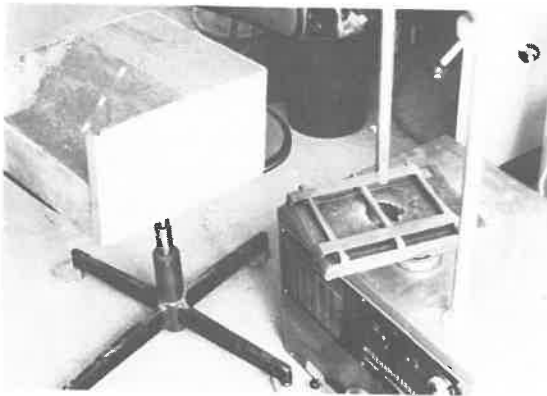


Bild 5.5:

Horizontalverschiebbliche Lagerung
des Versuchskastens

- oben: Blick auf den Rahmen vor
dem Aufsetzen;
- rechts: Ansicht nach der Montage



Verfasser konzipierten und betreuten Diplomarbeit durchgeführt.
Dabei konnten die Gültigkeit des Modellgesetzes und der Einfluß
der Lagerungsart des Kastens untersucht werden.

Für die Herleitung des Modellgesetzes gelten folgende Bedingungen:

1. Strenge Ähnlichkeit verlangt gleiche Dehnungen in Modell und Hauptausführung, also $\epsilon_v = 1$.
2. Aus der Coulomb'schen Bruchbedingung folgt $\phi_v' = 1$, d.h. gleicher Reibungswinkel des Bodens in Modell und Hauptausführung.
3. Durch die Wahl des gleichen Bodens in Modell und Hauptausführung ist auch der Maßstab der Kohäsion festgelegt, nämlich $c_v' = 1$.
4. Nach der erweiterten Übertragungsregel liegt damit auch der Maßstab für die Spannungen und Lasten fest:

$$\sigma_v = c_v' = 1 = P_v / l_v^2 \quad - \quad \text{somit } P_v = \sigma_v \cdot l_v^2.$$

5. Wenn der Einfluß des Eigengewichts auf die Standsicherheit der Böschung ermittelt werden soll, gilt $c_v / \gamma_v \cdot l_v = 1$. Das bedeutet, daß γ bei Verwendung eines natürlichen Bodens nicht variiert werden kann, $\gamma_v = 1$ und damit $c_v' = l_v = 1$. Somit entartet bei Einhaltung dieser Forderung das Modell zur Hauptausführung. Da uns keine Zentrifuge zur Verfügung stand, wurde näherungsweise auf die Einhaltung dieser Bedingung verzichtet und der Fehler durch Vergleichsrechnungen nach dem Verfahren von Krey-Bishop zu etwa 0,5 % ermittelt. Die Geringfügigkeit des Fehlers ist durch die im Vergleich zu den äußeren Lasten geringe Böschungshöhe H bedingt.

Versuch	M 1	M 2	M 3	M 4	V 7	V 8	V 10
H (mm)	100	100	50	50	1000	1000	1000
Lastplatte B/L (mm/mm)	50/100	50/100	25/50	25/50	500/1000	500/1000	500/1000
l_v	0,1	0,1	0,05	0,05	1	1	1
σ_{of} (kN/m ²)	217	272	346	307	310	300	350
s_f (mm)	1,20	0,90	0,45	0,49	12,0	10,0	10,0
s_f/H	0,0120	0,0090	0,0090	0,0099	0,0120	0,0100	0,0100

Tabelle 9: Vergleich zwischen Modellversuchen (M) und Hauptversuchen (V) für $\beta = 45^\circ$, $A = 0$

In Tabelle 9 sind die Ergebnisse der Modellversuche und der zugehörigen großmaßstäblichen Feldversuche zusammengestellt. Dabei zeigt sich eine gute Übereinstimmung sowohl in den Bruchspannungen σ_{of} als auch in den bezogenen Bruchsetzungen s_f/H in beiden Modellmaßstäben.

Die Unterschiede der Bruchspannungen bei den Modellversuchen liegen in derselben Größenordnung wie die Schwankungen bei den Großversuchen; nur M1 fällt etwas aus dem Rahmen.

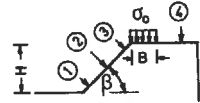
Die Ermittlung der Bruchspannungen erfolgte für die Modellversuche ähnlich wie bei den Großversuchen, d.h. auch hier wurden die Oberflächenverschiebungen an der Böschung, die den Beginn der seitlichen Bodenverdrängung ankündigten, zugrunde gelegt. In den Bildern 5.6 und 5.7 sind die Versuchsergebnisse dargestellt, und zwar jeweils die Lastsetzungskurve und die von den Meßuhren registrierten Verschiebungen in einem Diagramm. Dabei sind die Verschiebungen in Pfeilrichtung, d.h. die Setzungen, positiv aufgetragen. Die Böschungsverschiebungen zeigten anfangs eine leichte Setzung, die sich bei zunehmender Last in eine Hebung umkehrte. Diesem Umkehrpunkt, der ein Überwiegen der seitlichen Verdrängung gegenüber der Setzung signalisierte, wurde die Bruchspannung zugeordnet. Er fällt ungefähr zusammen mit dem Ende des quasi linearen Anfangsastes der Lastsetzungskurve, d.h. dem Übergang zum stärker gekrümmten, zickzackförmigen Verlauf.

Der Einfluß der Lagerungsart auf die Bruchlast ließ sich bei den wenigen Modellversuchen nicht eindeutig nachweisen. Bei Bild 5.6 zeigte M2 (verschieblich) gegenüber M1 (unverschieblich) eine um 21 % größere Bruchspannung, doch scheint das mehr auf einen weichen Boden bei M1 - größere Bruchdehnung, flachere Neigung des Anfangsastes der Lastsetzungskurve, s. Bild 5.8 - zurückzuführen zu sein als auf den Einfluß der Lagerungsart.

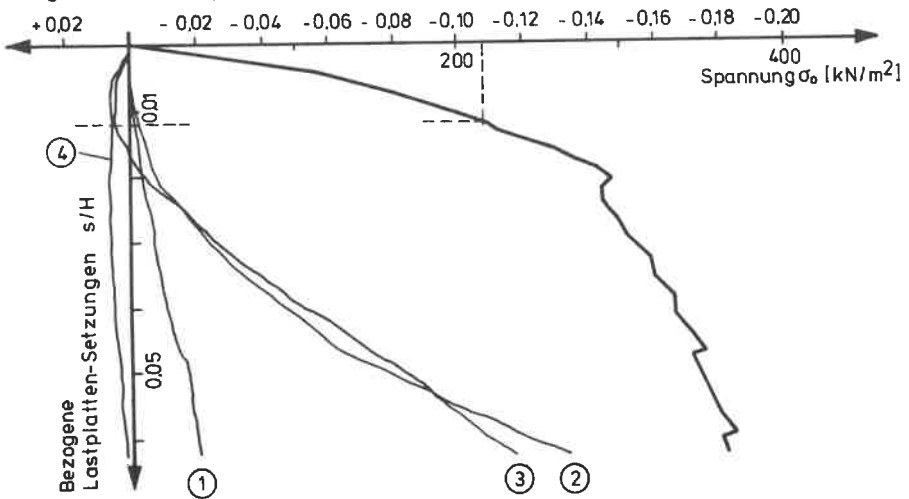
Bei Zugrundelegung von M3 und M4, Bild 5.7, läßt sich aber durch die unverschiebliche Lagerung eine Laststeigerung von etwa 12 % ermitteln. Da in Bild 5.8 die Lastsetzungskurve von M3 im Anfangsbereich eine etwas flachere Neigung hat als M2 und M4, dürfte die reale Zunahme bei 8 % liegen.

In diesem Zusammenhang muß darauf hingewiesen werden, daß die in Tabelle 9 dargestellte gute Übereinstimmung bei den Bruchspannungen und den bezogenen Bruchsetzungen zwischen Modell- und Feldversuchen nur bei der Verwendung von ungestörtem Versuchsboden (Einbau wie in Abschnitt 5.1 beschrieben) festgestellt werden konnte. Bei Vergleichsuntersuchungen mit gestört eingebautem Versuchsboden

Böschungsbruch räumlich Lößlehm ungestört
Böschung $\beta = 45^\circ$ $H = 100 \text{ mm}$ Lastplatte $L \times B = 100 \times 50 \text{ mm}$

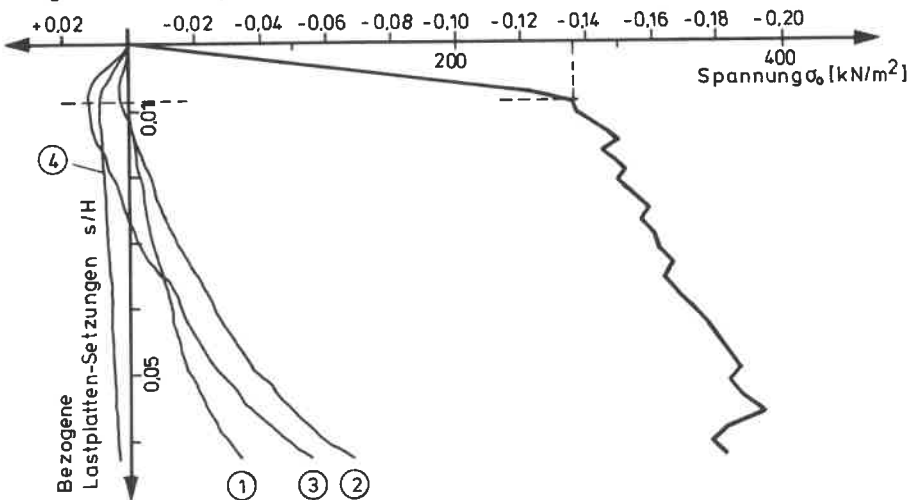


Bezogene Verformungen v/H



VERSUCH NR. M1: Unverschieblich gelagert

Bezogene Verformungen v/H

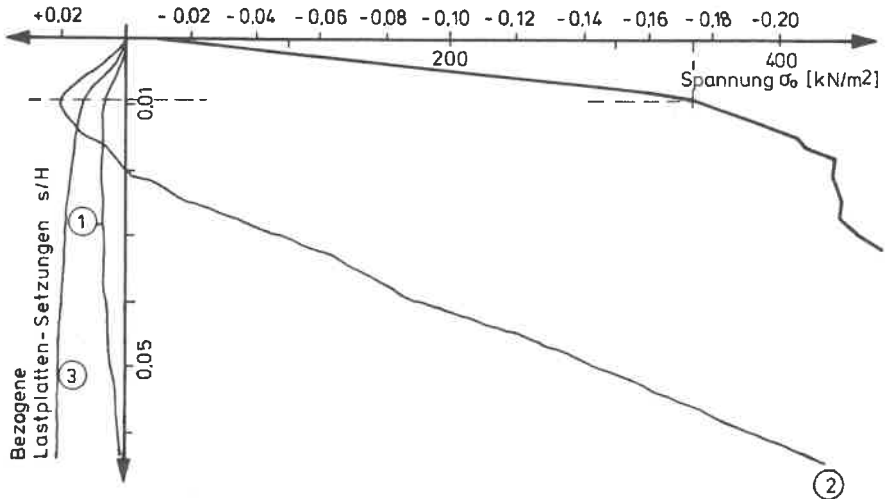


VERSUCH NR. M2: Verschieblich gelagert

Bild 5.6: Lastsetzungskurve und Oberflächenverformungen für die Modellversuche M1 und M2

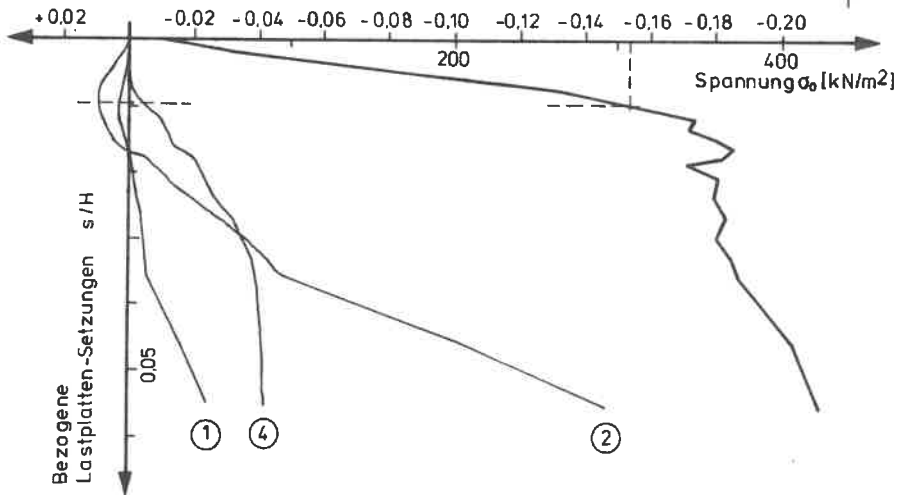
Böschungsbruch räumlich Lößlehm ungestört
Böschung $\beta = 45^\circ$ $H = 50$ mm Lastplatte $L \times B = 50 \times 25$ mm

Bezogene Verformungen v/H



VERSUCH NR. M3: Unverschieblich gelagert

Bezogene Verformungen v/H



VERSUCH NR. M4: Verschieblich gelagert

Bild 5.7: Lastsetzungskurve und Oberflächenverformungen für die Modellversuche M3 und M4

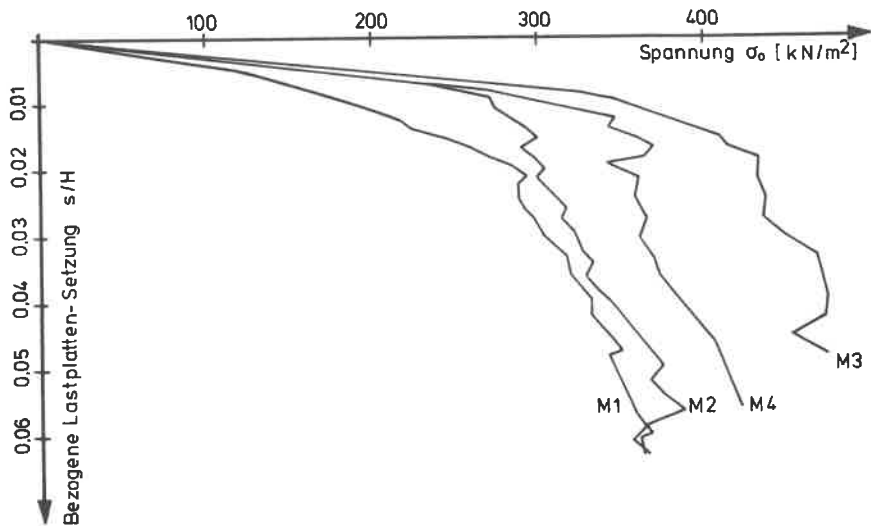


Bild 5.8: Lastsetzungscurven der Modellversuche

(mit einer Verdichtungsarbeit entsprechend dem Proctorversuch eingestampft) konnten zwar dieselbe Lagerungsdichte und fast die gleiche Scherfestigkeit wie im natürlichen Zustand erreicht werden, das Bruchverhalten war jedoch nicht vergleichbar.

Der gestört eingebaute Boden war weicher und zeigte eine größere Nachgiebigkeit und Plastizität. Das äußerte sich darin, daß hier die Last-Setzungscurven von Anfang an eine größere Neigung aufwiesen als bei den Versuchen mit ungestörtem Boden und erst bei sehr großen Verformungen langsam in einen Bruchzustand übergingen. Die Bruchlasten vergleichbarer Versuche waren hierbei oft nur halb so groß wie beim ungestörten Boden, wobei die bezogenen Bruchsetzungen oft mehr als das 10fache betrugen.

Auch bei der Beobachtung der Oberflächenrisse zeigten sich grundlegende Unterschiede. Beim ungestörten Boden verliefen die Risse wie bei den Feldversuchen ungleichmäßig und zackig, oft lagen mehrere Rißscharen nebeneinander, die Rißbreite war dementsprechend meist geringer. Beim gestörten Boden dagegen waren meist nur wenige geradlinige, dafür sehr breite und tiefe Risse zu beobachten.

Daraus folgt, daß sich das Bruchverhalten eines bindigen Bodens durch Lagerungsdichte und Scherfestigkeit allein nur unzutreffend beschreiben läßt. Das im ungestörten Boden vorhandene Bodengefüge beeinflußt den Bruchvorgang wesentlich. So wünschenswert es grundsätzlich ist, mit künstlich aufbereitetem Boden zu arbeiten, da durch die Homogenisierung der Einfluß der Bodenstreuung weitgehend ausgeschaltet werden kann, so mußte doch im vorliegenden Fall davon abgesehen werden, um überhaupt verwertbare Ergebnisse zu erzielen. Diesem Umstand sollte bei zukünftigen Untersuchungen besondere Beachtung geschenkt werden.

6. BERECHNUNGSVERFAHREN

6.1 ALLGEMEINES

Das hier dargestellte Verfahren wurde zur Nachrechnung der ebenen und räumlichen Böschungsversuche entwickelt. Es ist deshalb auf die besonderen geometrischen und bodenmechanischen Verhältnisse der Versuche abgestellt. Insbesondere gelten folgende Voraussetzungen:

1. Die Standsicherheit der Böschung ohne äußere Last ist sehr groß; die Bruchfigur wird durch die Belastung erzwungen.
2. Durch den geringen Einfluß des Bodeneigengewichts im Vergleich zur Belastung wird die Standsicherheit von der Böschungshöhe nicht wesentlich beeinflusst.
3. Die Böschungshöhe H ist ausreichend groß, damit die Bruchlinie innerhalb der Böschung austritt ($H^* < H$, Bild 6.1).
4. Die Wirkungslinie der Last ist senkrecht.
5. Die Lastplattenabmessungen und die Böschungshöhe sowie der Lastabstand liegen etwa in derselben Größenordnung.
6. Es werden nur Bruchzustände, also Zustände mit dem Sicherheitsbeiwert $\eta = 1$, untersucht.

Das Verfahren ist so angelegt, daß für den ebenen Fall eine einfache und statisch einwandfreie Lösung erreicht wird, die ohne großen Aufwand für räumliche Betrachtungen weiterentwickelt werden kann. Außerdem läßt sich das Verfahren durch eine entsprechende Modifizierung verallgemeinern, so daß auch schräge Belastungen berücksichtigt und der dazu gehörige Sicherheitsbeiwert η berechnet werden können.

6.2 EBENES RECHENVERFAHREN

Für die folgende Untersuchung wurde ein Bruchkörper gewählt, der aus zwei auf ebenen Flächen abrutschenden starren Teilkörpern besteht (Bild 6.1). Dieser Bruchmechanismus stellt eine Idealisierung der beobachteten Bruchfiguren dar. Die Grenze zwischen den beiden Teilkörpern wurde aufgrund von Vergleichsrechnungen (TRÄG-

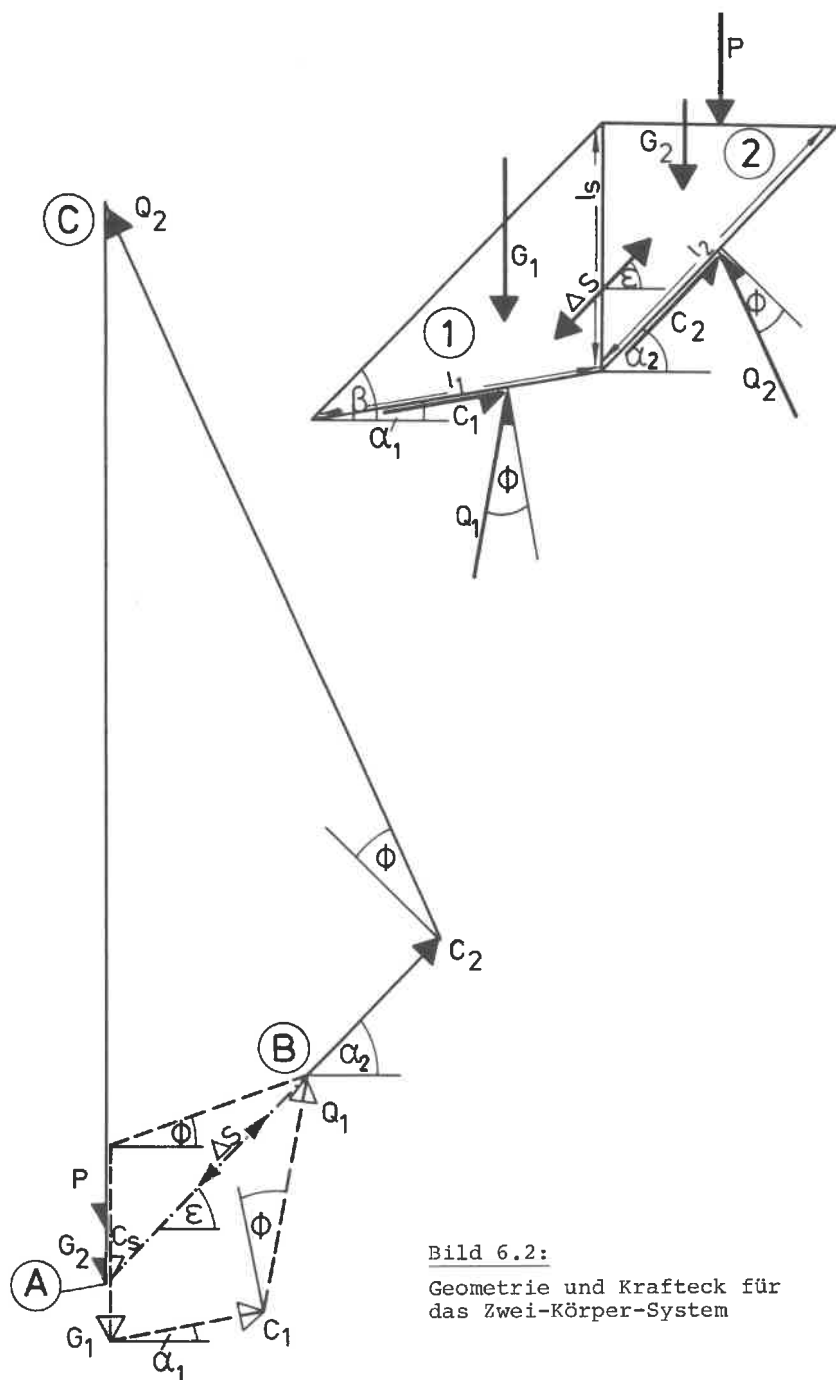


Bild 6.2:

Geometrie und Krafteck für
das Zwei-Körper-System

nünftigen Annahmen auch kinematisch zulässige Lösung bietet.

Zur Verdeutlichung sind in Bild 6.2 die Geometrie und das Krafteck für das gewählte Bruchkörper-System dargestellt, und zwar ist von der Resultierenden in der Gleitfuge der Kohäsionskraftanteil C_1 bzw. C_2 abgespalten, so daß sich die Resultierende Q_1 bzw. Q_2 aus der Normalkraft und der Reibungskraft in der Gleitfuge zusammensetzt und somit unter dem Winkel ϕ gegen die Flächennormale geneigt ist.

Die Konstruktion erfolgt ausgehend von Punkt **(A)** für Teilkörper **(1)** (Bild 6.2). Bekannt sind das Eigengewicht G_1 und die Kohäsionskraft $C_1 = c \cdot l_1$. Von der Reibungskraft Q_1 ist die Richtung bekannt (unter dem Winkel ϕ zur Flächennormalen). Die Stützkraft ΔS zwischen den Teilkörpern läßt sich zerlegen in den Kohäsionsanteil $C_s = c \cdot l_s$ und einen Restanteil, dessen Richtung wieder um den Winkel ϕ zur Normalen der Grenze zwischen den Teilkörpern geneigt ist. Der Schnittpunkt der beiden Richtungen ist **(B)**; die Strecke **(A) - (B)** stellt die Stützkraft ΔS dar. Damit ist das Krafteck für den Teilkörper **(2)** auch konstruierbar, da außer P alle Kräfte bekannt sind. An Punkt **(B)** wird die Kohäsionskraft $C_2 = c \cdot l_2$ angelegt. Von der Resultierenden Q_2 ist wiederum die Richtung bekannt. Vor Punkt **(A)** wird G_2 aufgetragen, und davor die Richtung von P (hier senkrecht). Der Schnitt der Richtung von P mit der Richtung von Q_2 ist **(C)**. Somit ist die Kraft P bestimmt. Bei dieser Konstruktion läßt sich leicht der Einfluß der Richtung von P erkennen.

Bei den bisherigen Untersuchungen am Krafteck wurde nach Bild 6.1 die Grenze zwischen den beiden Teilbruchkörpern in lotrechter Richtung vorgegeben. Die so bei der Variation der Winkel α_1 und α_2 erreichte kleinste Bruchlast P stellt nicht unbedingt das absolute Minimum dar, da die Richtung der Lamellengrenze nicht variiert, sondern senkrecht beibehalten wurde.

Für den allgemeinen Fall mit schräger Grenze zwischen den Bruchkörpern, gemäß Bild 6.3, lassen sich aus den am Krafteck abgeleiteten Gleichgewichtsbeziehungen die im folgenden dargestellten Gleichungen (1) und (2) für die Bruchlast P ableiten. Dabei ist P eine Funktion der 3 Winkel α_1 , α_2 und α_s . Durch eine entsprechende

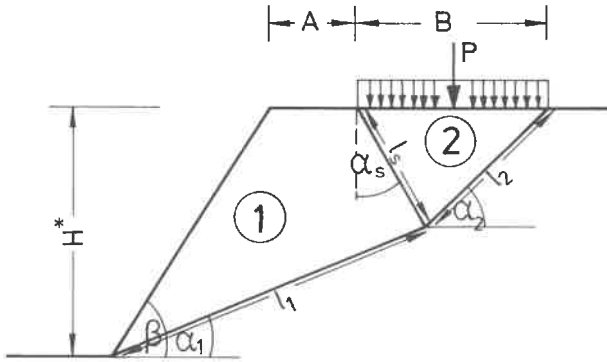


Bild 6.3: Allgemeine Bruchkörperteilung mit schräger Grenze zwischen den Teilbruchkörpern

Variation dieser 3 Winkel läßt sich das Minimum von P ermitteln.

$$P = \frac{D_2 \cdot (G_1 [\cos \alpha_1 \cdot \tan \phi - \sin \alpha_1] + C_1) + C_2 \cdot D_1}{D_1 \cdot (\sin \alpha_2 - \cos \alpha_2 \cdot \tan \phi)} - G_2 \quad (1)$$

$$\text{mit } D_1 = \cos(\alpha_1 - \epsilon) + \sin(\alpha_1 - \epsilon) \cdot \tan \phi$$

$$D_2 = \cos(\alpha_2 - \epsilon) + \sin(\alpha_2 - \epsilon) \cdot \tan \phi$$

$$\tan \epsilon = \frac{W_1 (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s \cdot \tan \phi) - C_s (\cos \alpha_1 + \sin \alpha_1 \cdot \tan \phi)}{W_1 (\cos \alpha_s - \sin \alpha_s \cdot \tan \phi) + C_s (\sin \alpha_1 - \cos \alpha_1 \cdot \tan \phi)}$$

$$\text{mit } W_1 = G_1 \cdot \sin \alpha_1 - G_1 \cdot \cos \alpha_1 \cdot \tan \phi - C_1 \quad (2)$$

Mit den Bodenkennwerten ϕ , c und γ sowie den geometrischen Werten A , B , β , α_1 , α_2 und α_s können die Ausgangswerte bestimmt werden:

$$C_1 = c \cdot l_1 \cdot 1 \quad \text{mit } l_1 = \frac{W_2}{\sin \alpha_1} \quad (3)$$

$$C_2 = c \cdot l_2 \cdot 1 \quad \text{mit } l_2 = \frac{W_3}{\sin \alpha_2} \quad (4)$$

$$C_s = c \cdot l_s \cdot 1 \quad \text{mit } l_s = \frac{W_3 \cdot \sqrt{1 + \tan^2 \alpha_s}}{\sin \alpha_s} \quad (5)$$

$$G_1 = \gamma \cdot F_1 \cdot 1 \quad \text{mit } F_1 = \frac{W_2 + W_3}{2} \cdot W_3 \left(\frac{1}{\tan \beta} + \tan \alpha_s \right) + \frac{A}{2} (W_2 + 2W_3) \quad (6)$$

$$G_2 = \gamma \cdot F_2 \cdot 1 \quad \text{mit } F_2 = \frac{B \cdot W_3}{2} \quad (7)$$

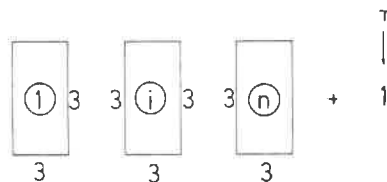
$$\text{wobei } W_2 = \frac{\tan \alpha_1 \cdot W_3 + \tan \beta \cdot \tan \alpha_1 \cdot (A + W_3 \cdot \tan \alpha_s)}{(\tan \beta - \tan \alpha_1)}$$

$$\text{und } W_3 = \frac{B \cdot \tan \alpha_2}{1 + \tan \alpha_2 \cdot \tan \alpha_s} \quad \text{ist.}$$

Die vorliegenden Formeln (1) bis (7) sind für einen Tischrechner in BASIC programmiert und in Anlage 2 als Programm "Eben/Schräg" ausgedruckt. Damit ist eine einfache Variation der Winkel α_1 , α_2 und α_s möglich. Diese Variation wird halbautomatisch in der Weise durchgeführt, daß für einen festen Wert für α_s (z.B. $\alpha_s = 0^\circ$) die Winkel α_1 und α_2 bis zum Minimum von P variiert werden. (Siehe hierzu Abschnitt 6.4.) Danach wird α_s entsprechend verändert und jeweils wieder die Variation von α_1 und α_2 durchgeführt, bis für P das absolute Minimum erreicht wird. Die volle Variation aller 3 Winkel läßt sich in sehr kurzer Rechenzeit (max. 3 min) erreichen, da bei etwas Übung eine Eingrenzung des zu untersuchenden Bereiches erfolgen kann.

Hier soll noch ein anderer Weg aufgezeigt werden, mit dem die Gleichungen (1) und (2) abgeleitet werden können, und zwar durch die Anwendung des allgemeinen Lamellenverfahrens von GUSSMANN (1978), wozu die Bruchkörperteilung nach Bild 6.3 als Lamelleneinteilung aufgefaßt wird. Dadurch kann neben der Ableitung der Gleichungen (1) und (2) nachgewiesen werden, daß durch diesen Ansatz alle 3 Gleichgewichtsbedingungen erfüllt sind.

Unbekannte



$$n \cdot 3 + (n-2) \cdot 2 \cdot 3 + 2 \cdot 3 + 1 = \boxed{9n - 5}$$

Unb.

Bild 6.4: Anzahl der Unbekannten bei n Lamellen

Die folgende kurze Darstellung des Lamellenverfahrens von GUSSMANN folgt nicht in allen Punkten der Originalarbeit, sondern berücksichtigt bereits die von GUSSMANN beim Seminar "Erdbau" (Vereinigung der Straßen- und Verkehrsingenieure) in Trier (März 1981) vorgetragene Weiterentwicklung des Verfahrens.

In einem allgemeinen System von n Lamellen ergeben sich nach Bild 6.4 insgesamt $9n - 5$ Unbekannte, und zwar

- a) an den Innenlamellen je 9 Unbekannte (je 3 Unbekannte in der Lamellensohle und in den seitlichen Lamellenbegrenzungen), also $9 \cdot (n - 2)$ Unbekannte,
- b) an den beiden Randlamellen je 6 Unbekannte,
- c) die gesuchte Sicherheit η (bzw. bei der Betrachtung von Bruchzuständen die gesuchte Belastung P).

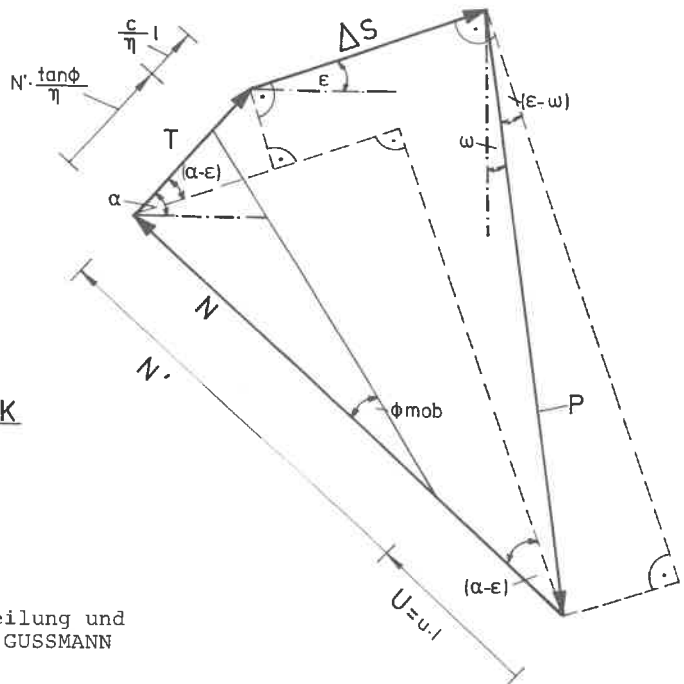
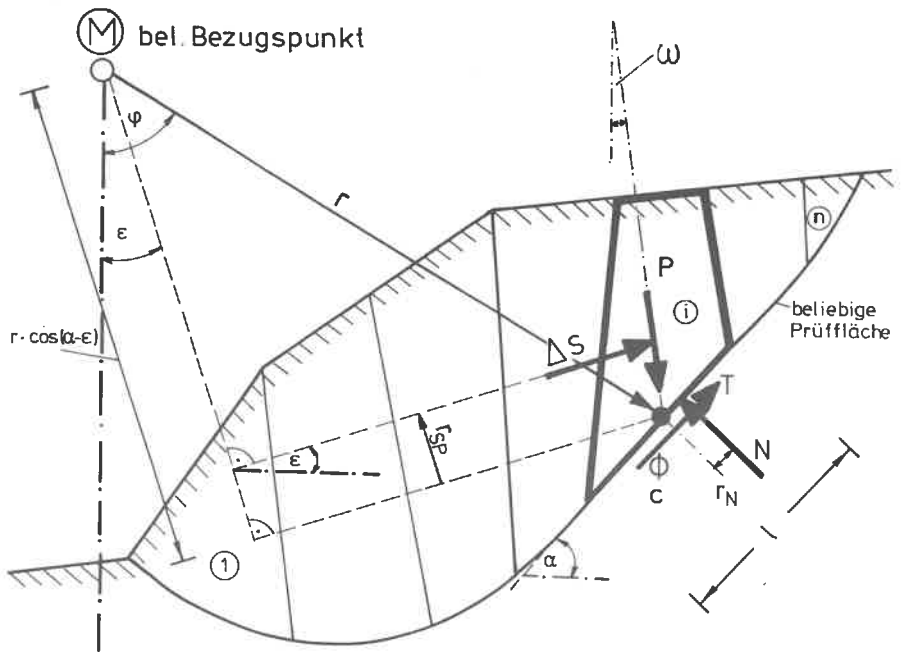
Diesen Unbekannten stehen an vorhandenen Gleichungen gegenüber:

- | | | |
|--|-------------------|-----------------------|
| - pro Lamelle die Coulomb'sche Bruchbedingung: | n | Gleichungen |
| - pro Lamelle 3 Gleichgewichtsbedingungen: | $3n$ | " |
| - pro Innenrand 3 Übergangsbedingungen: | $3 \cdot (n - 1)$ | " |
| insgesamt | | $7n - 3$ Gleichungen, |

d.h. es sind $2n - 2$ Unbekannte zuviel vorhanden. Die noch erforderlichen Gleichungen können z.B. durch die Festlegung von Neigung und Angriffspunkt aller Lamellenzwischenkräfte erhalten werden. Hierzu sind bei GUSSMANN verschiedene Lösungsmöglichkeiten dargestellt.

Bezeichnet man entsprechend Bild 6.5 (für die Lamelle i) mit P_i die unter dem Winkel ω_i gegen die Vertikale wirkende Aktionskraft (Eigengewicht, äußere Belastung), mit N_i die Sohlnormalkraft (zusammengesetzt aus effektiver Normalkraft N'_i und Porenwasserdruckkraft $U_i = u_i \cdot l_i$), mit T_i die mobilisierte Scherkraft in der Sohlfuge und mit ΔS_i die Resultierende der an den beiden Lamellen-seiten links und rechts angreifenden Kräfte, so kann daraus pro Lamelle ein geschlossenes Krafteck gezeichnet werden. Dabei wirkt die Lamellenseiten-Differenzkraft ΔS_i unter dem noch unbekannten Winkel ϵ_i gegenüber der Horizontalen.

Aus dem Krafteck läßt sich ΔS_i und aus der Betrachtung der Momente



KRAFTECK

Bild 6.5:

Lamelleneinteilung und
Krafteck bei GUSSMANN

um den beliebigen Bezugspunkt M läßt sich eine Momentenbedingung formulieren. Daraus lassen sich für die globale Betrachtung des Gesamtsystems die 3 simultanen Standsicherheitsformeln ableiten:

$$\eta = \eta_M = \frac{\sum X_i \{r_i \cos(\phi_i - \epsilon_i) - r_{Ni} \sin(\alpha_i - \epsilon_i)\}}{\sum Y_i \{r_i \cos(\phi_i - \epsilon_i) - r_{Ni} \sin(\alpha_i - \epsilon_i)\} - \sum r_{Ni} \cos(\alpha_i - \omega_i) P_i} \quad (M)$$

$$\eta = \eta_H = \frac{\sum X_i \cos \epsilon_i}{\sum Y_i \cos \epsilon_i} \quad (H)$$

$$\eta = \eta_V = \frac{\sum X_i \sin \epsilon_i}{\sum Y_i \sin \epsilon_i} \quad (V)$$

$$\text{mit } X_i = \frac{\{P_i \cos(\alpha_i - \omega_i) - u_i l_i\} \tan \phi_i + C_i l_i}{\cos(\alpha_i - \epsilon_i) + \sin(\alpha_i - \epsilon_i) \frac{\tan \phi_i}{\eta}}$$

$$Y_i = \frac{P_i \sin(\alpha_i - \omega_i)}{\cos(\alpha_i - \epsilon_i) + \sin(\alpha_i - \epsilon_i) \frac{\tan \phi_i}{\eta}}$$

Dabei ist zu beachten, daß die Lösung nur dann statisch korrekt ist, wenn die 3 Standsicherheitsfaktoren gleich sind, also wenn die Bedingung $\eta = \eta_M = \eta_H = \eta_V$ erfüllt ist. Bei der Herleitung in dieser Art ergibt sich jedoch eine Entkoppelung des Gleichungssystems. Die Momentenbedingung (M) liefert keine zusätzliche Information zu den Kräftebedingungen (H) und (V), da Gleichung (M) bei einer entsprechenden Wahl der Angriffspunkte der Kräfte (Hebelarm r_{Ni}) immer erfüllbar ist. Daraus folgt, daß die Darstellung im Krafteck bereits die gesamte Lösung beinhaltet und ohne eine zusätzliche Untersuchung der Momentenbedingung sämtliche 3 Gleichgewichtsbedingungen erfüllt sind.

Im Rahmen der bisherigen Herleitung konnten die Neigungswinkel ϵ_i nicht bestimmt werden. Dies rührt daher, daß das Verfahren $2n - 2$ Unbekannte zuviel hat und daher grundsätzlich nicht eindeutig ist. Im vorliegenden Fall werden nur Bruchzustände betrachtet, und demzufolge ist auch die konstante Sicherheit $\eta = 1$ zwischen allen Lamellen eine plausible Bedingung. Unter dieser Annahme ist das Verfahren eindeutig, da dies dem Ansatz der Coulomb'schen Bruchbedingung an jedem Innenrand, also von $n - 1$ zusätzlichen Gleichungen

entspricht. Hieraus können die Winkel ϵ_i bestimmt werden. (Die restlichen noch fehlenden $n - 1$ Gleichungen resultieren aus der Wahl der Angriffspunkte der Kräfte ΔS_i ; wegen der Entkoppelung der Momenten- und Kräftegleichungen brauchen diese Gleichungen jedoch nicht beachtet zu werden.)

Für den in Bild 6.3 dargestellten Sonderfall mit 2 Lamellen und den Bedingungen $\omega = 0$ (senkrechte Belastung), $u = 0$ (kein Porenwasserdruck) und $\eta = 1$ (Bruchzustand) ergibt sich so eine Bestimmungsgleichung für den Winkel ϵ , die mit der am Krafteck abgeleiteten Gleichung (2) identisch ist.

Die Gleichung (1) läßt sich ebenfalls für diesen Sonderfall aus der Gleichung (H) von GUSSMANN herleiten.

Damit ist gezeigt, daß die aus dem Krafteck resultierenden Gleichungen (1) und (2) bereits die statisch und kinematisch korrekte und (unter der Voraussetzung, daß auch zwischen den Lamellen Bruchzustand herrscht) eindeutige Lösung des Problems darstellen.

Durch Vergleichsrechnungen konnte festgestellt werden, daß normalerweise die zum Minimum führende Neigung der Lamellengrenze α_s nur wenig vom Lot abweicht. Bei praxisnahen Fällen war $\alpha_s < 15^\circ$. Lediglich bei extremen Verhältnissen wurde $\alpha_s = 22^\circ$ erreicht. Hierbei betrug die Verringerung der Bruchlast gegenüber dem Fall mit senkrechter Lamellengrenze ($\alpha_s = 0^\circ$) normalerweise weniger als 5 % (maximal 7 %).

Da der Einfluß von α_s auf die Bruchlast relativ klein ist, wird im weiteren stets nur die senkrechte Lamellengrenze entsprechend Bild 6.1 betrachtet und auf die Variation ihrer Neigung verzichtet. Dies führt bei der im folgenden dargestellten räumlichen Betrachtungsweise zu einer Vereinfachung der Formeln. Grundsätzlich ist aber auch beim räumlichen Ansatz die Variation von α_s möglich.

6.3 RÄUMLICHER ANSATZ

6.3.1 Allgemeines

Die Erweiterung des ebenen Verfahrens auf räumliche Fälle wird dadurch vorgenommen, daß die Bruchfigur auf die Lastlänge L bezogen

wird (beim ebenen Fall Bezug auf die Länge 1). Die Bruchfigur der Länge L wird als beidseitig eben begrenzt angenommen; in diesen ebenen Endflächen werden die Kohäsion und ein Reibungsanteil angesetzt. Der Ansatz ebener Endflächen folgt aus der Versuchsauswertung, wo neben der Lastplatte stets nur sehr geringe Verformungen auftraten. Lediglich in der Böschung war ein seitliches Ausstrahlen der Verformungen zu beobachten, wobei es sich aber offensichtlich um eine Wirkung der Zugfestigkeit des stark kohäsiven Bodens handelte.

Im folgenden soll nachgewiesen werden, daß die Wahl ebener Endflächen auch tatsächlich gerechtfertigt ist und das Minimum der möglichen Bruchlasten ergibt. Bei reiner Eigengewichtsbelastung ergeben zwar die aufgesetzten Kegel- oder Ellipsoidflächen kleinere Bruchlasten als ebene Seitenflächen, wie von BALIGH/AZZOUZ (1975) für rein kohäsiven Boden nachgewiesen wurde. Die Übernahme dieses Ergebnisses auch auf belastete Böschungen, wie sie z.B. bei AZZOUZ/BALIGH (1976) und BILZ/BRÜDEL (1980) erfolgt, ist aber nicht unbedingt richtig. Dies läßt sich mit Bild 7.3 bzw. Tabelle 11 zeigen, wo diese beiden Verfahren stets größere Bruchlasten ergeben als das mit ebenen Seitenflächen arbeitende eigene Rechenverfahren. Dies liegt daran, daß zumindest bei einer äußeren Belastung, die im Vergleich zum Eigengewichtsanteil groß ist, bei den aufgesetzten Kegel- oder Ellipsoidflächen die hemmende Wirkung durch die größeren Kohäsionskräfte in den (größeren) Seitenflächen stärker zum Tragen kommt, als das zusätzliche antreibende Moment infolge des größeren Eigengewichts. Außerdem wird bei einem Boden mit Kohäsion und Reibung bei den aufgesetzten Kegeln oder Ellipsoiden durch das größere Eigengewicht auch eine größere Reibungskraft mobilisiert, wodurch die aufnehmbare Belastung weiter gesteigert wird.

Im Rahmen der in Abschnitt 6.1 getroffenen Voraussetzungen liefert daher der Ansatz von ebenen Seitenflächen auf jeden Fall die kleinste Bruchlast und wird daher im folgenden angewendet. Dabei wird stets die Lamellengrenze wie in Bild 6.1 als Senkrechte betrachtet (siehe vorige Seite).

6.3.2 Berücksichtigung der Kohäsion in den Seitenflächen

Die Kohäsionskraft, die jeweils in den beiden ebenen Seitenflächen

der Lamellen wirkt, beträgt

$$\text{für Lamelle ①} \quad 2 \cdot C_1^* = 2 \cdot c \cdot F_1$$

$$\text{bzw. für Lamelle ②} \quad 2 \cdot C_2^* = 2 \cdot c \cdot F_2.$$

Die Wirkungsrichtung dieser Kräfte wird jeweils parallel zur jeweiligen Lamellensohle angenommen, siehe Bild 6.6, so daß die Kräfte C_1 und C_1^* bzw. C_2 und C_2^* jeweils parallel sind.

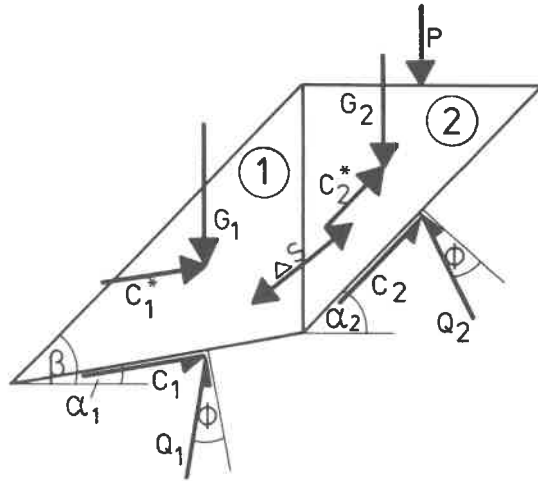


Bild 6.6: Ansatz der Seitenkohäsion

Wie bereits in Abschnitt 6.2 dargestellt, ist das der Gleichgewichtsbetrachtung zugrunde liegende Gleichungssystem derart entkoppelt, daß die Momentenbedingung keinen Beitrag (außer den Angriffspunkten der Kräfte) liefert. Das bedeutet, daß diese zusätzlichen Kohäsionsseitenkräfte nur im Krafteck berücksichtigt werden müssen, indem sie zu den jeweiligen Kohäsionskräften in der Lamellensohle hinzugefügt werden. Dazu werden die Gleichungen (3) und (4) durch (3a) und (4a) ersetzt:

$$C_1' = C_1 + 2 \cdot C_1^* = c \cdot l_1 \cdot L + 2 \cdot c \cdot F_1 \quad (3a)$$

$$C_2' = C_2 + 2 \cdot C_2^* = c \cdot l_2 \cdot L + 2 \cdot c \cdot F_2 \quad (4a)$$

Die Berücksichtigung der in den Seitenflächen wirkenden Kohäsion erfolgt also lediglich dadurch, daß in den Gleichungen (1) und (2) C_1 und C_2 durch C_1' und C_2' ersetzt werden.

6.3.3 Berücksichtigung der Reibung in den Seitenflächen

Die Reibungskräfte in den Seitenflächen werden aus dem Erddruck auf diese Flächen infolge von Eigengewicht und Belastung P berechnet. Für die Betrachtung des Eigengewichtszustandes wird im wesentlichen die Methode übertragen, wie sie in GUSSMANN/LUTZ (1981) zur Bestimmung der seitlichen Schubkräfte bei der Schlitzwandstabilität verwendet wird. Die entsprechende Geometrie ist für Lamelle ② in Bild 6.7 dargestellt.

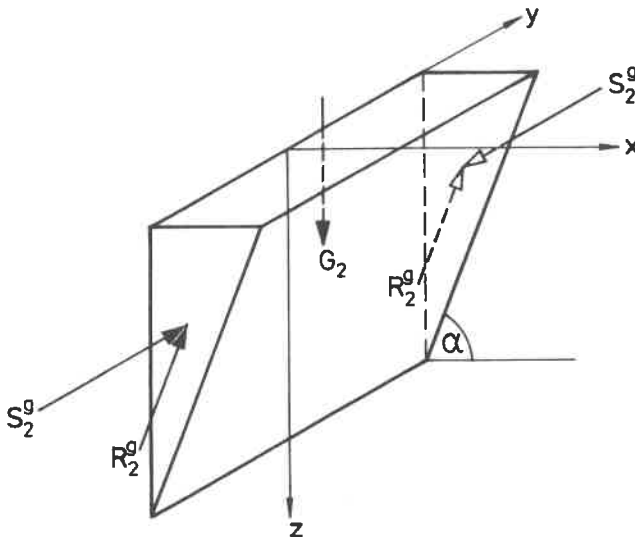


Bild 6.7: Geometrie für Lamelle ② mit Seiten-schubkräften infolge Eigengewicht

Geht man von einer linearen Vertikalspannungsverteilung über die Tiefe z aus, so ist

$$\sigma_{zz}^g = \gamma \cdot z \quad \text{und senkrecht dazu}$$

$$\sigma_{yy}^g = K \cdot \sigma_{zz}^g = K \cdot \gamma \cdot z.$$

Die Normalkraft auf eine Seitenfläche beträgt also

$$S^g = \int_F \sigma_{yy}^g \, dF = K \cdot \gamma \cdot \int_F z \, dF$$

Mit z_s als Schwerpunktkordinate der Seitenfläche und mit dem Lamellengewicht $G = \gamma \cdot F \cdot L$ wird

$$s^g = K \cdot \gamma \cdot F \cdot z_s = K \cdot \frac{G}{L} \cdot z_s$$

Die Reibungskraft R^g wirkt der Verschiebung entgegen, ist also parallel zur Sohlfläche der Lamelle (unter Winkel α geneigt).

$$\text{Es ist } R^g = \tan \phi \cdot s^g = \tan \phi \cdot K \cdot \frac{z_s}{L} \cdot G \quad (8)$$

Diese Reibungskraft basiert auf der ursprünglichen linearen Spannungsverteilung, die der Bestimmung von σ_{zz}^g zugrunde liegt. Durch den Aufbau der Reibungskräfte in den beiden Seitenflächen ist eine Reduktion der Wirkung von G erforderlich, wie sie in Bild 6.8 dargestellt wird.

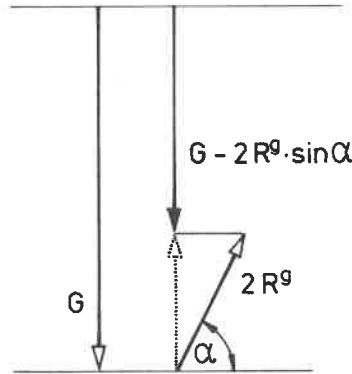


Bild 6.8: Reduktion der Eigengewichtswirkung durch die Reibungskraft in den Seitenflächen nach GUSSMANN/LUTZ (1981)

Damit ergibt sich aus Gleichung (8) die in beiden Seitenflächen wirkende reduzierte Reibungskraft zu

$$\begin{aligned} 2 \overline{R^g} &= 2 \cdot \tan \phi \cdot K \cdot \frac{z_s}{L} (G - 2 \overline{R^g} \cdot \sin \alpha) \\ \text{bzw. } 2 \overline{R^g} &= \frac{2 \cdot \tan \phi \cdot K \cdot \frac{z_s}{L} \cdot G}{1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot K \cdot \frac{z_s}{L} \cdot \sin \alpha} \end{aligned} \quad (9)$$

Für Lamelle ② folgt aus Gleichung (9) und

$$G_2 = \gamma \cdot F_2 \cdot L \quad \text{mit} \quad F_2 = \frac{1}{2} B^2 \cdot \tan \alpha_2 \quad (7a)$$

$$\text{und } z_{s_2} = \frac{1}{3} B \cdot \tan \alpha_2 :$$

$$2 \overline{R}_2^g = \frac{W_4 \cdot G_2}{1 + W_4 \cdot \sin \alpha_2} \quad \text{mit} \quad W_4 = \frac{2}{3} \tan \phi \cdot K \cdot \frac{B}{L} \cdot \tan \alpha_2$$

Für Lamelle ① erfolgt eine Zerlegung in 2 Teilflächen ①A und ①B (Bild 6.9).

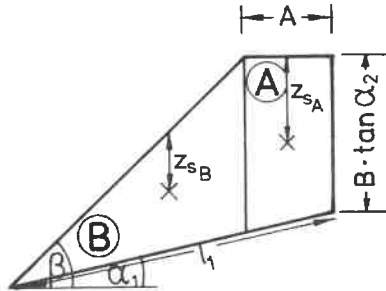


Bild 6.9: Zerlegung der Lamelle ①

Die Gewichte der beiden Teilflächen betragen:

$$G_A = \gamma \cdot F_A \cdot L \quad \text{mit} \quad F_A = A \cdot (B \cdot \tan \alpha_2 + \frac{1}{2} A \cdot \tan \alpha_1) \quad (6a)$$

$$G_B = \gamma \cdot F_B \cdot L \quad \text{mit} \quad F_B = \frac{1}{2} \cdot \frac{(B \cdot \tan \alpha_2 + A \cdot \tan \alpha_1)^2}{\tan \beta - \tan \alpha_1} \quad (6b)$$

Für die Schwerpunktlagen der Teilflächen ①A und ①B ergibt sich:

$$z_{sA} = \frac{3 \cdot B^2 \cdot \tan^2 \alpha_2 + 3 \cdot B \cdot A \cdot \tan \alpha_1 \cdot \tan \alpha_2 + A^2 \cdot \tan^2 \alpha_1}{3 (2 \cdot B \cdot \tan \alpha_2 + A \cdot \tan \alpha_1)}$$

$$z_{sB} = \frac{1}{3} (B \cdot \tan \alpha_2 + A \cdot \tan \alpha_1)$$

und damit wird aus Gleichung (9):

$$2 \overline{R}_A^g = \frac{W_5 \cdot G_A}{1 + W_5 \cdot \sin \alpha_1}$$

$$\text{mit} \quad W_5 = \frac{2}{3} \cdot \tan \phi \cdot K \cdot \frac{(3B^2 \cdot \tan^2 \alpha_2 + 3B \cdot A \cdot \tan \alpha_1 \cdot \tan \alpha_2 + A^2 \cdot \tan^2 \alpha_1)}{L \cdot (2 \cdot B \cdot \tan \alpha_2 + A \cdot \tan \alpha_1)}$$

$$\text{und} \quad 2 \overline{R}_B^g = \frac{W_6 \cdot G_B}{1 + W_6 \cdot \sin \alpha_1}$$

$$\text{mit} \quad W_6 = \frac{2}{3} \cdot \tan \phi \cdot K \cdot (B \cdot \tan \alpha_2 + A \cdot \tan \alpha_1) \cdot \frac{1}{L}$$

Die Berücksichtigung dieser Reibungskräfte aus Eigengewicht in den Gleichungen (1) und (2) erfolgt in derselben Weise wie bei den Kohäsionsanteilen C_1^* und C_2^* , d.h. C_1 und C_2 werden ersetzt durch

$$C_1'' = C_1 + 2C_1^* + 2\overline{R_A^g} + 2\overline{R_B^g} \quad (3b)$$

$$C_2'' = C_2 + 2C_2^* + 2\overline{R_2^g} \quad (4b)$$

Außer den bisher hergeleiteten Reibungskräften infolge Eigengewicht wirkt in der Seitenfläche von Lamelle ② auch die von der Belastung P hervorgerufene Seitenreibung. Näherungsweise wird angenommen, daß die Vertikalspannung σ_{zz}^p außerhalb der Lastplatte 0 ist, während unterhalb der Lastplatte die Sohlspannung $\sigma_o = \frac{P}{B \cdot L}$ wirkt. In der Seitenfläche wird der Mittelwert, also $\sigma_{zz}^p = \frac{1}{2} \cdot \sigma_o$ angesetzt (s. Bild 6.10). Dieser Ansatz stimmt auch mit der Lösung von TÖLKE für eine schlaaffe Rechteckbelastung auf elastisch-isotropem Halbraum gut überein, wo im Schwerpunkt der Lamellenseitenfläche (für $\alpha_2 = 45^\circ$) die Spannung $\sigma_{zz} = 0,45 \cdot \sigma_o$ erhalten wird (s. Bild 6.10).

Damit wird die Reibungskraft in den beiden Seitenflächen von Lamelle ②

$$\begin{aligned} 2R_2^p &= 2 \cdot K \cdot \tan\phi \cdot \frac{P}{2 \cdot B \cdot L} \cdot F_2 \\ &= K \cdot \tan\phi \cdot \frac{F_2}{B \cdot L} \cdot P \end{aligned}$$

Diese Reibungskraft muß analog zu Bild 6.8 reduziert werden, da die Wirkung von P durch die Reibungskraft entsprechend vermindert wird. Die reduzierte Seitenreibungskraft wird damit:

$$2 \overline{R_2^p} = \frac{W_7 \cdot P}{1 + W_7 \cdot \sin\alpha_2} \quad \text{mit} \quad W_7 = \tan\phi \cdot K \cdot \frac{B \cdot \tan\alpha_2}{2 \cdot L} \quad (10)$$

und könnte ebenso wie bereits die Seitenreibungskräfte aus Eigengewicht und Kohäsion noch in Gleichung (4b) addiert werden. Um jedoch eine explizite Gleichung zu erhalten, wird in Gleichung (1) C_1 und C_2 durch C_1'' und C_2'' nach Gleichung (3b) und (4b) ersetzt und die Seitenreibungskraft infolge Belastung gleich wie C_2'' behandelt. Damit wird:

$$P = \frac{D_2 \cdot \{G_1 (\cos\alpha_1 \cdot \tan\phi - \sin\alpha_1) + C_1''\} + (C_2'' + 2 \overline{R_2^p}) \cdot D_1}{D_1 \cdot (\sin\alpha_2 - \cos\alpha_2 \cdot \tan\phi)} - G_2 \quad (11)$$

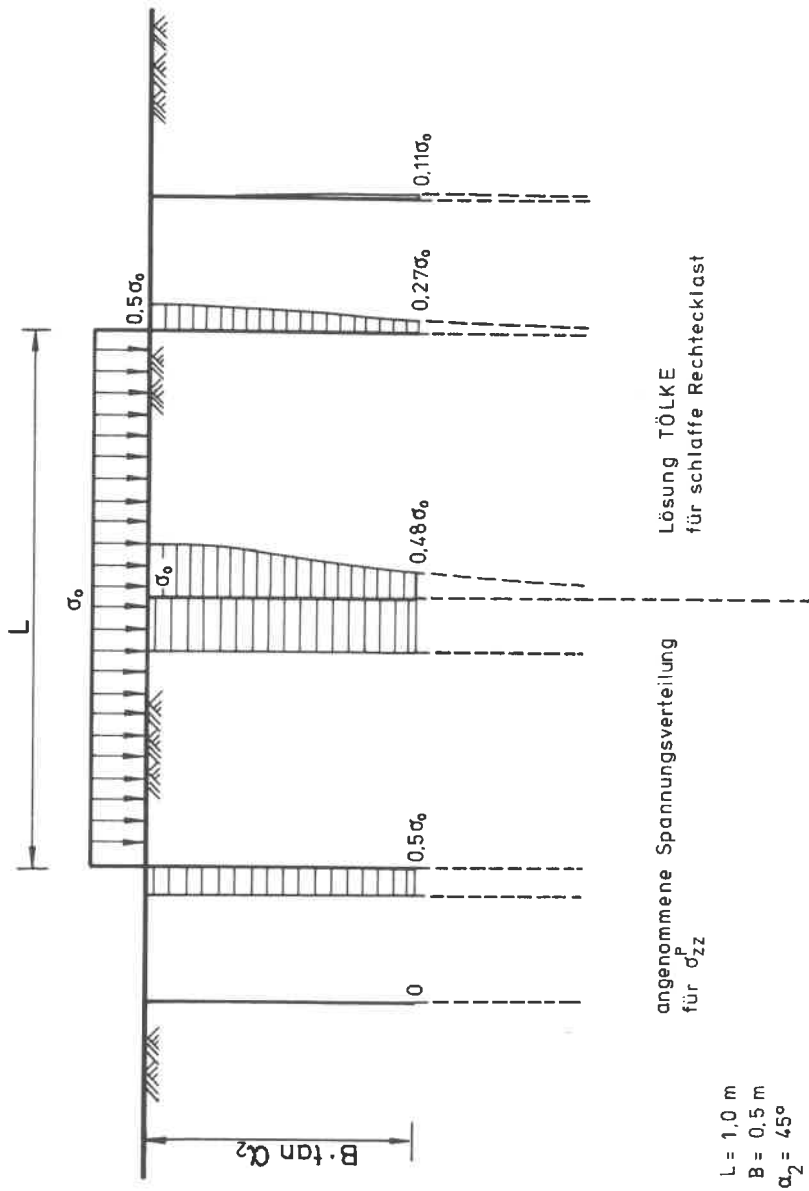


Bild 6.10: Ansatz der Spannungsverteilung σ_{zz}^p und Lösung von TÖLKE

Mit den Abkürzungen

$$Z = D_2 \cdot \{G_1 (\cos \alpha_1 \cdot \tan \phi - \sin \alpha_1) + C_1''\} + C_2'' \cdot D_1$$

und

$$N = D_1 \cdot (\sin \alpha_2 - \cos \alpha_2 \cdot \tan \phi)$$

läßt sich Gl. (11) umschreiben zu:

$$P = \frac{Z + 2R_2^P \cdot D_1}{N} - G_2$$

bzw. mit Gl. (10):

$$P = \frac{Z + \frac{W_7 \cdot P \cdot D_1}{1 + W_7 \cdot \sin \alpha_2}}{N} - G_2 \quad (12)$$

Die Auflösung von Gl. (12) nach P ergibt

$$P = \frac{\frac{Z}{N} - G_2}{1 - \frac{W_7 \cdot D_1}{(1 + W_7 \cdot \sin \alpha_2) \cdot N}} \quad (13)$$

Mit Gleichung (13) ist eine geschlossene Lösung für die Bruchlast P unter Berücksichtigung der räumlichen Wirkung hergeleitet. Der Zähler dieser Gleichung entspricht der Gleichung (1), wobei bereits C_1 und C_2 durch C_1'' und C_2'' ersetzt sind, und zeigt somit genau die Bruchlast bei Berücksichtigung der Seitenkräfte infolge von Eigengewicht und Kohäsion an. Die Berücksichtigung der hierin noch nicht erfaßten Seitenreibungskräfte, die durch die Belastung selbst erzeugt werden, erfolgt in dem 2. Term im Nenner. Somit sieht man deutlich die formale Verwandtschaft der Gleichung (13) mit der Ausgangsgleichung (1). Wenn man in Gleichung (13) die Abkürzungen Z, N und W_7 durch vollständige Ausdrücke ersetzt und entsprechend umformt, erhält man die vollständige Gleichung:

$$P = \frac{D_2 \cdot \{G_1 \cdot (\cos \alpha_1 \cdot \tan \phi - \sin \alpha_1) + C_1''\} + C_2'' \cdot D_1 - G_2 \cdot D_1 (\sin \alpha_2 - \cos \alpha_2 \cdot \tan \phi)}{D_1 (\sin \alpha_2 - \cos \alpha_2 \cdot \tan \phi) - \frac{(\tan \phi \cdot K \cdot B \cdot \tan \alpha_2 \cdot \frac{1}{2L}) \cdot D_1}{1 + \frac{B \cdot \tan \alpha_2}{2L} \cdot \sin \alpha_2}} \quad (13a)$$

Darin sind sämtliche geometrischen und bodenmechanischen Größen bekannt. Die Werte C_1'' und C_2'' bedeuten die Summen von Kohäsions- und Reibungskräften nach Gl. (3b) und (4b). Die Abkürzungen D_1 und D_2 sind bei Gl. (1) erläutert.

6.4 RECHENPROGRAMM

Das Rechenprogramm zur Bestimmung der Bruchlast ist in BASIC geschrieben und kann deshalb auf den meisten Tischrechnern verwendet werden. Die Formeln sind jedoch so einfach, daß sie auch auf fast jedem programmierbaren Taschenrechner ohne Schwierigkeiten berechnet werden können.

Im vorliegenden Programm werden die Bodenkennwerte und die geometrischen Bedingungen in Dialogform eingegeben. Ebenso kann die Wahl zwischen ebenem und räumlichem Fall getroffen werden. Der Erddruckbeiwert K ist im Programm fest eingegeben, und zwar wird der Erdruhedruckbeiwert $K_0 = 1 - \sin \phi$ angesetzt, da im Untergrund keine seitlichen Verschiebungen möglich sind (DIN 1055 T. 2). Die Variation der Winkel α_1 und α_2 wird nur halbautomatisch durchgeführt, da hierdurch die Rechenzeit wesentlich verkürzt werden konnte.

Im einzelnen wird so vorgegangen: Zunächst werden die beiden Winkel geschätzt, wobei α_2 festgehalten wird und α_1 in gewählten Stufen erhöht oder erniedrigt wird (in vorliegendem Programm Erhöhung in jeweils 1°), bis die kleinste Bruchlast erreicht wird. Nimmt die Bruchlast bei der Variation von Anfang an zu, kann sofort abgebrochen werden und ein neuer (kleinerer) Wert für α_1 eingegeben werden. Ist durch die Variation von α_1 das Minimum gefunden, wird das zugehörige α_1 festgehalten und α_2 entsprechend variiert.

Dieser Vorgang wird so oft wiederholt, bis die maßgebenden Winkel bei der Variation des jeweils anderen Winkels übereinstimmen. Durch diese halbautomatische Variation ist es nicht erforderlich, den gesamten möglichen Bereich der Winkel durchzurechnen.

Die Rechenzeit beträgt für die volle Variation selbst bei sehr ungünstigen Schätzwerten selten mehr als 90 s.

Nach Voraussetzung 3 soll die Bruchlinie innerhalb der Böschung austreten. Zur Kontrolle dieser Voraussetzung wird die Höhe H^* der Bruchfigur vom Rechenprogramm jeweils mit ausgedruckt. Wenn die zu min P gehörende Höhe H^* größer als die Böschungshöhe H ist, kann die Variation der Winkel α_1 und α_2 auch in der Weise durchgeführt werden, daß das kleinste P gesucht wird, für das die Bedingung $H = H^*$ gilt (siehe Bild 6.1). Das vollständige Rechenprogramm

"BRUHLAST RÄUMLICH/EBEN" ist in Anlage 3 dargestellt, der Ablauf des Rechenvorgangs wird in Bild 6.11 gezeigt.

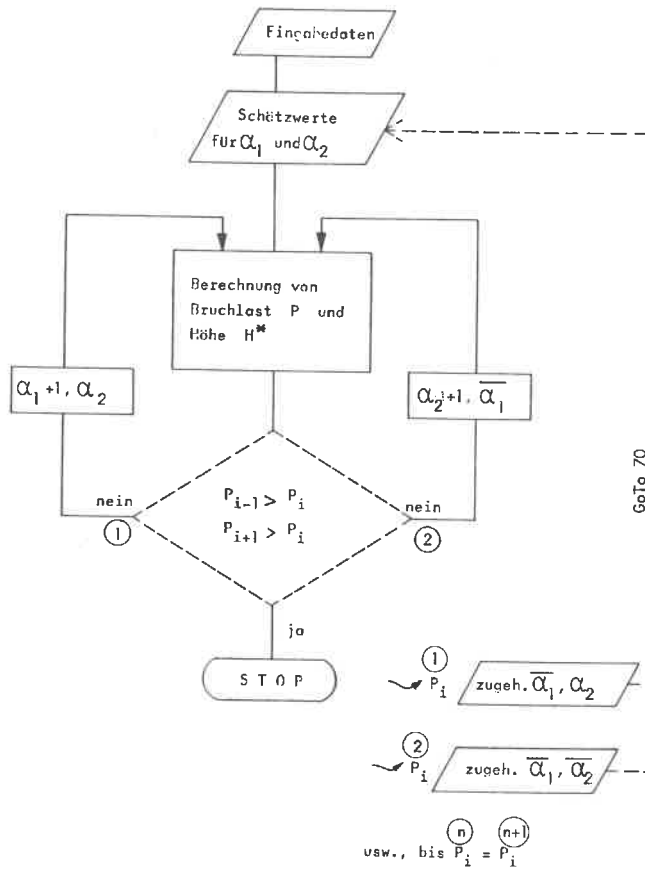


Bild 6.11: Darstellung des Rechenablaufs mit Programm "BRUHLAST RÄUMLICH/EBEN" (siehe Anlage 3)

7. VERGLEICHSRECHNUNGEN

7.1 ALLGEMEINES

Wie bereits in Abschnitt 2 dargestellt, sind in der Literatur nur wenig brauchbare räumliche Rechenverfahren zu finden. Vergleichsfähige Ergebnisse liegen nur für die beiden Sonderfälle $\phi = 0$ (AZZOUZ/BALIGH, 1976) und $c = 0$ (KARSTEDT, 1980) vor. Daneben sind für flache Böschungen noch die Tafeln von PREGL/TALMANN (1978) verwendbar.

Im folgenden Abschnitt 7.2 soll zunächst die Eignung des eigenen Rechenverfahrens an ebenen Beispielen getestet werden, und zwar durch Nachrechnung der ebenen Feldversuche. Durch Vergleich mit dem Rechenverfahren nach DIN 4084 (Krey-Bishop) zeigt sich die Eignung beider Rechenansätze für das Problem der belasteten Böschung.

In Abschnitt 7.3 folgt, immer noch für den ebenen Fall, ein Vergleich mit MEYERHOF (1957) und der ebenen Lösung von AZZOUZ/BALIGH (1976) für den Sonderfall $\phi = 0$.

Für den räumlichen Fall erfolgt der Vergleich für $\phi = 0$ mit AZZOUZ/BALIGH (1976) in Abschnitt 7.4 und in Abschnitt 7.5 für $c = 0$ mit KARSTEDT (1980) und PREGL/TALMANN (1978). Für den Sonderfall $c = 0$ zeigen sich große Differenzen, die daraus resultieren, daß beim eigenen Verfahren und bei KARSTEDT durch die Berücksichtigung von zusätzlichen Reibungskräften die räumliche Lösung größere Bruchlasten liefert als die ebene Lösung, während bei PREGL/TALMANN die in der Bruchtheorie gemäß DIN 4017 üblichen Formwerte verwendet werden, die für den untersuchten Fall ($c = 0$, keine Einbindetiefe, quadratisches Fundament) eine Abminderung von 30 % gegenüber der ebenen Lösung bedeuten.

Deshalb wird in Abschnitt 7.6 bei der Nachrechnung der räumlichen Versuche das Grundkonzept angewandt, daß die Werte des eigenen Verfahrens nur so lange gelten, wie sie kleiner sind als die entsprechende Grundbruchlast nach PREGL/TALMANN.

7.2 NACHRECHNUNG DER EBENEN VERSUCHE

Die Bruchlasten der ebenen Versuche wurden bereits in Abschnitt 4.3.2 mit dem Lamellenverfahren nach DIN 4084 (Krey-Bishop) nachgerechnet und in Tabelle 5 zusammengestellt. Dabei ergab sich bei den Versuchen mit 45° Böschungsneigung eine wesentlich bessere Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung als bei den steileren Böschungen mit $\beta = 60^\circ$. Darauf wurde schon in Abschnitt 4.3.2 näher eingegangen.

Versuch Nr.	A	β	Versuch	KOBLER		DIN 4084		BILZ-BRÜDEL		Bruchkreis
	[m]	[°]	σ_{of} [kN/m ²]	σ_{of} [kN/m ²]	Δ [%]	σ_{of} [kN/m ²]	Δ [%]	σ_{of} [kN/m ²]	Δ [%]	Bild 7.1
9	0	45	220	244	-11	240	-9	345	-57	(1)
21	0,25		275	292	-6	295	-7	406	-48	(2)
22	0,15	60	295	194	+34	190	+36	275	+7	(3)
31			235		+17		+19		-17	
33			240		+19		+21		-15	
Δ = prozentuale Abweichung der Rechenwerte vom Versuch, bezogen auf Versuchsergebnisse										
Boden A : $\phi' = 26,5^\circ$ $c' = 24 \text{ kN/m}^2$ $\gamma = 19,5 \text{ kN/m}^3$										

Tabelle 10: Nachrechnung der ebenen Versuche

In Tabelle 10 erfolgt nun der Vergleich zwischen dem Lamellenverfahren der DIN 4084 bei 100 Lamellen und dem eigenen Verfahren mit den 2 Lamellen. Der Unterschied zwischen diesen beiden Verfahren ist sehr klein. Trotz verschiedener Bruchformen und einem unterschiedlichen Ansatz der Kräfte zwischen den Lamellen erscheinen somit beide Verfahren für das vorliegende Problem gleichermaßen geeignet. In Bild 7.1 sind die Bruchfiguren der nachgerechneten Versuche für beide Verfahren dargestellt. Dabei sieht man deutlich, wie sich die geraden Bruchlinien jeweils dem Bruchkreis annähern.

In Tabelle 10 sind außerdem die nach BILZ/BRÜDEL (1980) berechneten Bruchlasten aufgeführt. Hier wurde allerdings keine Variation zur Suche des ungünstigsten Kreises durchgeführt, sondern es wurden die nach Krey-Bishop durch eine volle Variation bestimmten ungünstigsten Bruchkreise (siehe Bild 7.1) der Berechnung zugrunde gelegt.

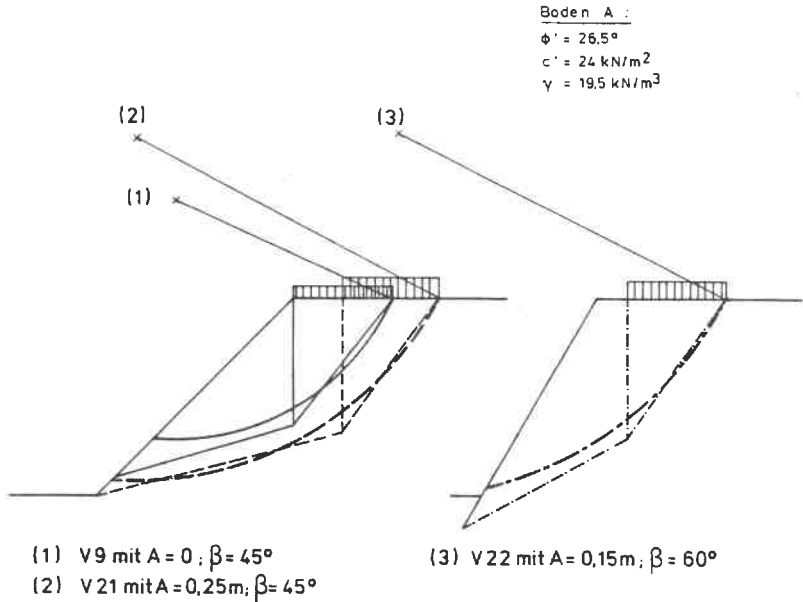


Bild 7.1: Vergleich der Bruchfiguren für Krey-Bishop
und dem Zwei-Lamellen-Verfahren

Die nach BILZ/BRÖDEL ermittelten Bruchlasten liegen um ca. 40 % über den nach Krey-Bishop bzw. der eigenen Methode bestimmten Ergebnissen. Der Vergleich mit den Versuchsergebnissen zeigt eine Abweichung von ca. 50 % bei den Versuchen mit 45° Böschungsnegung. Beim Versuch V22 mit $\beta = 60^\circ$ (wo eine höhere lokale Scherfestigkeit nachgewiesen wurde) zeigt das Verfahren BILZ/BRÖDEL eine gute Übereinstimmung. Bei den übrigen Versuchen mit 60° Böschungsnegung liegen die Abweichungen von den Versuchsergebnissen in derselben Größenordnung wie bei DIN 4084 und beim eigenen Verfahren, allerdings mit anderem Vorzeichen.

Mit dem Ansatz von BILZ/BRÖDEL werden also die Bruchlasten stets zu groß ermittelt. Dies rührt von dem Momentenfehler her, der aus der gewählten Verteilung der mobilisierten Reibungskräfte resultiert. Dieser Momentenfehler tritt nur bei den Reibungskräften auf. Wie im folgenden Abschnitt 7.3 gezeigt wird, ergeben sich für $\phi = 0$ mit dem Verfahren AZZOUZ/BALIGH (1976), das auf demselben lamellenfreien Verfahren beruht wie BILZ/BRÖDEL, gute Ergebnisse, da bei

der Aufsummierung der Kohäsionskräfte in der Gleitfläche die Verteilung keine Rolle spielt.

7.3 VERGLEICHSCHECHNUNG EBEN, $\phi = 0$

Zum Vergleich mit der eigenen Berechnungsmethode wird hier das Verfahren AZZOUZ/BALIGH (1976) verwendet, und zwar wird der Untersuchung die Abbildung 3.3 aus dieser Arbeit zugrunde gelegt. Dieses Diagramm, das für einen rein kohäsiven Boden den Fall einer mit einem Streifenfundament belasteten Böschung behandelt, ist in Bild 7.2 für das Verhältnis $B/H = 0,50$ (vergl. Bild 2.4 oben) und die "inkrementelle" Stabilitätszahl $\Delta \frac{Y \cdot H}{C} = 3$ wiedergegeben, wobei die bezogenen Bruchlasten σ_{of}/c in Abhängigkeit vom bezogenen Lastabstand A/H dargestellt sind. Dieses Verfahren wurde bereits in Abschnitt 2.3.2 ausführlich vorgestellt; dort sind auch die verwendeten Bezeichnungen erläutert, wobei nun die Bruchlast einheitlich mit σ_{of} bezeichnet wird.

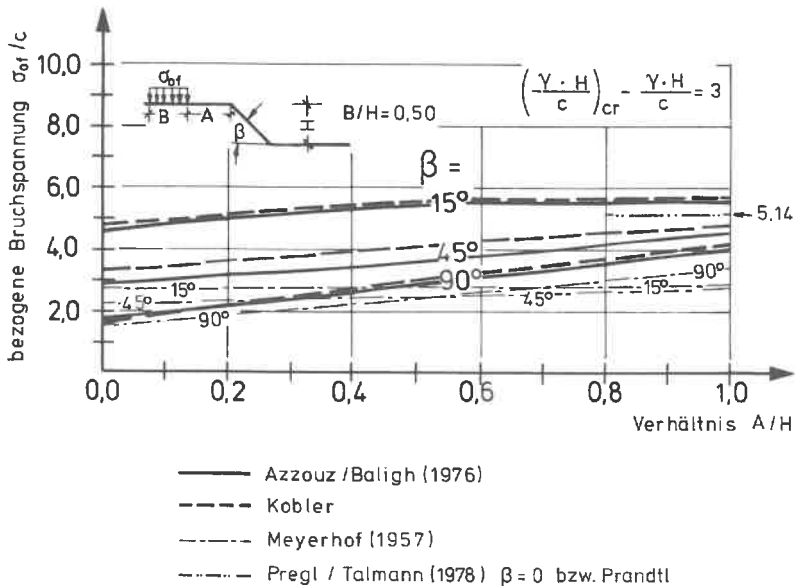


Bild 7.2: Verschiedene Rechenansätze für $\phi = 0$; eben

Bild 7.2 enthält neben den originalen Kurven von AZZOUZ/BALIGH die entsprechenden Ergebnisse des eigenen Rechenverfahren. Hier-

bei ist zu bemerken, daß beim eigenen Verfahren für den Fall $\beta = 90^\circ$ und $A = 0$ die Lamelle ① zu einem Punkt entartet und die Lösung numerisch instabil wird. Für diesen Fall wurde das Programm "COULOMB" (Anlage 4) verwendet, das nur 1 Lamelle berücksichtigt. Für den räumlichen Vergleich in Abschnitt 7.4 wird für diesen Fall ($\beta = 90^\circ$, $A = 0$) die Berücksichtigung der Schubkräfte in den Seitenflächen analog zu dem in Abschnitt 6 dargestellten Ansatz vorgenommen.

Bild 7.2 zeigt eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den beiden Verfahren bei $\beta = 90^\circ$ und $\beta = 15^\circ$, lediglich bei $\beta = 45^\circ$ liegt das eigene Ergebnis ca. 15 % höher. Bei $\beta = 15^\circ$ verläuft die Kurve ab ungefähr $A/H = 0,7$ horizontal, d.h. ab diesem Abstand hat die Böschung keinen Einfluß mehr auf die Bruchlast, es liegen also Grundbruchbedingungen vor.

In Bild 7.2 ist außerdem die Grundbruchlösung von PREGL/TALMANN (1978) mit eingezeichnet. Sie besitzt den Wert $\sigma_{of}/c = 5,14$ und ist identisch mit der Lösung von Prandtl: $\sigma_{of}/c = \pi + 2 = 5,14$. Dieser Wert stellt die obere Grenze für den Böschungsbruch bei großem Lastabstand dar. Demgegenüber beträgt der Endwert für $\beta = 15^\circ$ bei AZZOUZ/BALIGH 5,60 (beim eigenen Rechenverfahren 5,65). Auch bei den anderen Böschungsneigungen wird bei großem Lastabstand mit dem eigenen Rechenverfahren der Endwert von $\sigma_{of}/c = 5,65$ erhalten, so daß der Übergang vom Böschungsbruch zum Grundbruch mit zunehmendem Lastabstand durchaus gewährleistet ist, auch wenn die durch die "exakte" Lösung von Prandtl vorgegebene Grenze um ca. 10 % überschritten wird. In diesem Zusammenhang soll auch der von TERZAGHI/PECK (1961) für ein rauhes Fundament angegebene Wert von $\sigma_{of}/c = 5,70$ erwähnt werden, der der eigenen Lösung sehr nahe kommt.

In Bild 7.2 sind auch noch die aus den Abbildungen 2 und 5 von MEYERHOF (1957) interpolierten Werte eingetragen. Für $\beta = 15^\circ$ und $\beta = 45^\circ$ liegen diese Werte durchweg viel zu tief. Lediglich für $\beta = 90^\circ$ wird eine Annäherung an die Kurve von AZZOUZ/BALIGH erreicht. Dabei kommt es aber zu der paradoxen Situation, daß ab $A/H = 0,7$ die Tragfähigkeit für $\beta = 90^\circ$ über derjenigen für die kleineren Winkel liegt. Dies rührt daher, daß MEYERHOF die Tragfähigkeit in Abhängigkeit von der Stabilitätszahl $N_s = \gamma \cdot H/c$ dar-

stellt. In Bild 7.2 wird dagegen ein konstanter Wert für die "inkrementelle" Stabilitätszahl $\Delta(\gamma \cdot H/c) = (\gamma \cdot H/c)_{cr} - \gamma \cdot H/c$ zugrunde gelegt (vergl. Abschnitt 2.3.2). Für $\Delta(\gamma \cdot H/c) = 3$ erhält man so für $\beta = 90^\circ$ den Wert $N_s \approx 0,8$, während für die beiden anderen Winkel ($\beta = 45^\circ$ und $\beta = 15^\circ$) $N_s \approx 2,5$ wird. Außerdem bleibt nach Abbildung 5 von MEYERHOF (1957) bei zunehmendem Lastabstand eine Abhängigkeit von der Böschungshöhe erhalten, da bei der Herleitung eine unendlich ausgedehnte Flächenlast ($B = \infty$) unterstellt wurde.

Die Lösung von MEYERHOF ist also für reale Anwendungen mit endlicher Lastbreite nicht verwendbar, da bei zunehmendem Lastabstand der Übergang zum Grundbruch und damit bei entsprechend großem Lastabstand die Unabhängigkeit von der Böschungshöhe nicht erreicht wird.

7.4 VERGLEICHSCHEUNUNG RÄUMLICH, $\phi = 0$

Für die räumliche Vergleichsrechnung wird die Abbildung 4.4 von AZZOUZ/BALIGH (1976) verwendet, der derselbe Fall wie bei Abschnitt 7.3 zugrunde liegt, also $B/H = 0,5$ und $(\gamma \cdot H/c)_{cr} - \gamma \cdot H/c = 3$. Allerdings wird nun eine quadratische Belastung, also $L/B = 1$, vorausgesetzt. Der Vergleich zwischen AZZOUZ/BALIGH und dem eigenen Rechenverfahren ist in Bild 7.3 dargestellt, und zwar wieder als Abhängigkeit der bezogenen Bruchspannungen von dem bezogenen Lastabstand. Dabei zeigt sich im Anfangsbereich eine gute Übereinstimmung der beiden Verfahren. Auch der Übergang der Kurven in die Horizontale, d.h. der Übergang in die Grundbruchsituation, erfolgt bei beiden Kurven an ziemlich derselben Stelle. Lediglich beim erreichten Maximalwert unterscheiden sich die beiden Verfahren: AZZOUZ/BALIGH erreicht als Endwert $\sigma_{of}/c = 8,64$, das eigene Verfahren den Wert 7,76. Demgegenüber liegt PREGL/TALMANN für den Grundbruch ($\beta = 0$) bei 6,17, während TERZAGHI/PECK für ein rauhes Fundament die vom Kreisfundament abgeleitete Lösung $\sigma_{of}/c = 7,40$ angibt.

Der Ansatz von AZZOUZ/BALIGH, der in den Seitenflächen Ellipsoide oder Kegel aufsetzt, liefert größere Bruchlasten als die im eigenen Verfahren gewählten ebenen Seitenflächen. Das bedeutet, daß die an unbelasteten Böschungen von BALIGH/AZZOUZ (1975) abgeleitete

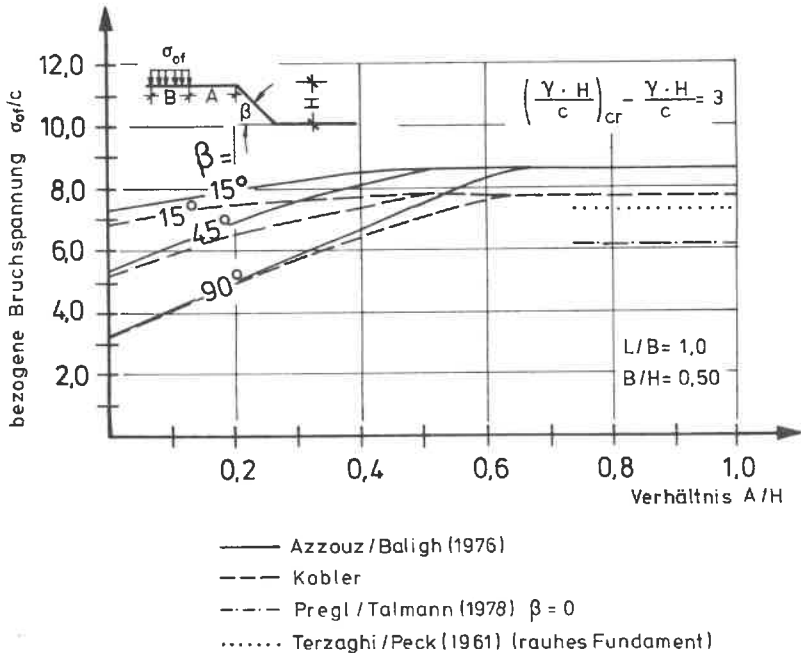


Bild 7.3: Vergleich räumlicher Ansätze für $\phi = 0$

Beziehung offensichtlich für belastete Böschungen nicht gilt, da hier die Zunahme des Eigengewichts gegenüber der äußeren Belastung vernachlässigbar ist, während die vergrößerte Fläche zusätzliche Kohäsionskräfte erzeugt. Damit ist, zumindest für den Kohäsionsanteil, die Verwendung der gewählten ebenen Seitenflächen gerechtfertigt.

Der Unterschied der eigenen Lösung bei großem Lastabstand zur Grundbruchlösung von PREGL/TALMANN beträgt ca. 25 %. Er läßt sich z.T. dadurch erklären, daß mit dem "Zwei-Lamellen-Verfahren" die Grundbruchfigur nur ungenau angenähert werden kann und damit die Strecke, in der Bodenreaktionen mobilisiert werden, zu groß wird. Andererseits ist beim ebenen Beispiel (Bild 7.2) der Unterschied wesentlich kleiner, so daß die bei der Grundbruchbetrachtung allgemein verwendeten halbempirischen Formbeiwerte möglicherweise den tatsächlichen Bruchvorgang nur unzutreffend wiedergeben.

7.5 VERGLEICHSRECHNUNG RÄUMLICH, $c = 0$

Dieser Untersuchung liegen die Bruchlasten der Abbildung 4 von KARSTEDT (1980) zugrunde mit den folgenden Bedingungen:

$$\phi' = 30^\circ$$

$$A = 0$$

$$B = L = 10 \text{ m}$$

sowie den Böschungsneigungen $\beta = 15^\circ, 20^\circ$ und 30° .

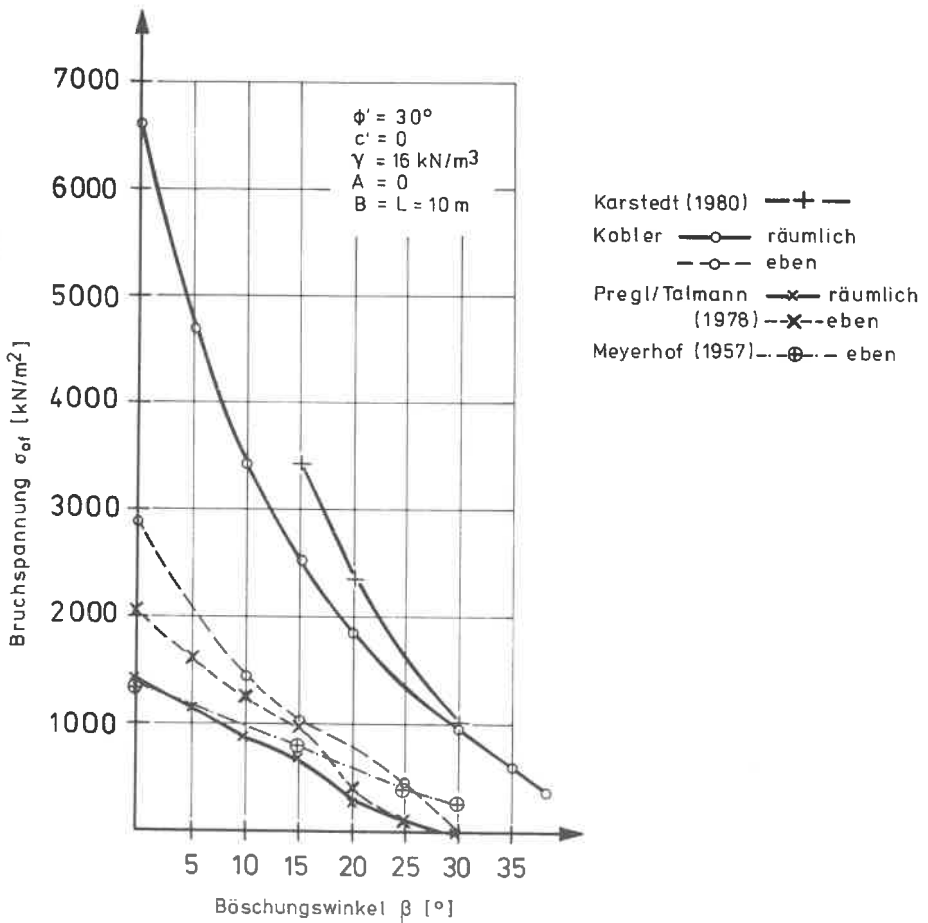


Bild 7.4: Vergleich räumlicher und ebener Ansätze für $c = 0$

Die zu berücksichtigende Wichte des Bodens ist in Abb. 4 (KARSTEDT) nicht angegeben, deshalb wird für die Vergleichsrechnung die von KARSTEDT an anderer Stelle verwendete Wichte von $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ angesetzt.

Für diese Verhältnisse sind in Bild 7.4 die Bruchlasten in Abhängigkeit von der Böschungsneigung dargestellt, und zwar neben den aus KARSTEDT übernommenen Werten die Ergebnisse des eigenen Verfahrens und der Lösung von PREGL/TALMANN (1978). Außerdem sind in Bild 7.4 noch für den ebenen Fall (d.h. für ein unendlich langes Streifenfundament mit der Breite $B = 10 \text{ m}$) die nach PREGL/TALMANN, MEYERHOF (1957) und dem eigenen Verfahren bestimmten Ergebnisse eingetragen.

Für den räumlichen Fall liegen die Werte von KARSTEDT stets über den eigenen Ergebnissen. Für $\beta = 30^\circ$ ist der Unterschied noch gering, ernimmt aber bei kleinerer Böschungsneigung stark zu. Das bedeutet, daß die von KARSTEDT angenommene Bruchgeometrie nicht zur minimalen Bruchlast führt, da der im eigenen Ansatz gewählte einfache Bruchkörper noch einen kleineren Wert ergibt.

Der Vergleich bei der ebenen Lösung zeigt, daß PREGL/TALMANN und das eigene Verfahren relativ gut übereinstimmen. Nur bei kleinen Böschungswinkeln ($\beta < 5^\circ$) wird das eigene Verfahren um ca. 45 % größer. Dies rührt daher, wie bereits in Abschnitt 7.4 angedeutet wurde, daß mit den 2 Lamellen der Übergang zu Grundbruchverhältnissen nur unvollkommen nachvollzogen wird, da der Bruchkörper nicht genau genug der Grundbruchfigur angenähert werden kann. Dadurch wird zuviel Reibung mobilisiert. Demgegenüber liegt für $\beta = 0$ die Lösung von MEYERHOF ca. 30 % unter den Werten von PREGL/TALMANN, bei steigendem Böschungswinkel nehmen die Werte von PREGL/TALMANN aber stärker ab als die von MEYERHOF, so daß bei $\beta = 30^\circ$, wo bei PREGL/TALMANN bereits geringe negative Werte auftreten, die Lösung von MEYERHOF noch den Wert von 250 kN/m^2 liefert.

Die bei größeren Böschungswinkeln festgestellte Übereinstimmung zwischen dem eigenen Verfahren und den Ergebnissen von PREGL/TALMANN bei der ebenen Lösung läßt sich allerdings im räumlichen Fall nicht beobachten. Hier besteht ein fundamentaler Unterschied,

der sich in Bild 7.4 augenfällig zeigt. Während die räumlichen Ergebnisse von KARSTEDT und vom eigenen Verfahren weit über sämtlichen ebenen Werten liegen, bewegt sich die räumliche Lösung von PREGL/TALMANN am unteren Rand der Kurven der ebenen Lösungen. Dieser große Unterschied resultiert aus der grundverschiedenen Betrachtungsweise des räumlichen Problems.

Einerseits wird, beim eigenen Verfahren ebenso wie bei den anderen räumlichen Verfahren, der Fall des Böschungsbruchs zugrunde gelegt. Das bedeutet, daß sich unter einer räumlich begrenzten Lastfläche eine Bruchmuschel ausbildet, wodurch zusätzliche seitliche Reibungskräfte mobilisiert werden, und eine höhere räumliche Bruchlast aufgenommen werden kann. Diese Annahme steht im Einklang mit DIN 4084 Beiblatt 1, wo ohne Einschränkung ausgesagt wird, daß man bei der ebenen Berechnung eines räumlichen Belastungsproblems stets auf der sicheren Seite liegt. Lediglich bei HOVLAND (1977) findet sich ein - allerdings nicht näher bezeichneter - Vorbehalt für kohäsionslose Böden.

Andererseits wird von der Grundbruchtheorie ausgegangen, die für den ebenen Fall, also für das Streifenfundament, aufgestellt wurde und in der Fassung von PREGL/TALMANN auch für flache Böschungsneigungen anwendbar ist. Die Berücksichtigung der räumlichen Wirkung erfolgt hierbei durch Formbeiwerte, die für $\beta = 0$ empirisch hergeleitet wurden. Dieser Formbeiwert beträgt für reinen Reibungsboden und Quadratfundament 0,7, die räumliche Bruchlast ist für diesen Fall also kleiner als beim ebenen Fall.

Im Rahmen dieser Arbeit kann keine abschließende Entscheidung getroffen werden, da der Fall des kohäsionslosen Bodens hier nicht untersucht wurde. Aufgrund verschiedener Versuche in Sand (z.B. DEGEBO-Versuche) können jedoch die von der Grundbruchtheorie abgeleiteten Bruchlasten für kohäsionslose Böden als gesichert angesehen werden. Insofern liegt hier offensichtlich die Grenze der Gültigkeit des eigenen Verfahrens und der Methode von KARSTEDT.

Dies rührt beim eigenen Verfahren zum Teil wohl daher, daß der gewählte Ansatz mit 2 Lamellen bei großem Lastabstand A bzw. bei kleiner Böschungsneigung β , also beim Übergang zu Grundbruchver-

hältnissen, nicht fein genug ist und somit zu große Bruchlasten erhalten werden, was sich bei der räumlichen Betrachtung noch wesentlich stärker auswirkt. Deshalb sollten die Ergebnisse des eigenen Verfahrens grundsätzlich nur angewendet werden, wenn sie unterhalb der Grundbruchlast nach PREGL/TALMANN liegen, vgl. Abschnitt 7.6 und Bild 7.5.

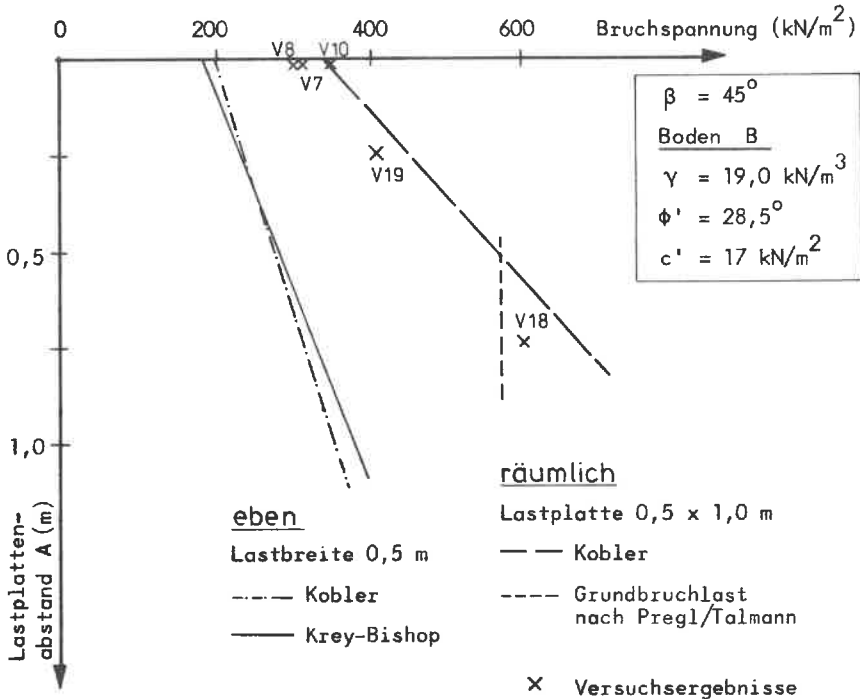


Bild 7.5: Einfluß des Lastplattenabstandes A beim Vergleich der ebenen und räumlichen Rechenwerte mit den Versuchsergebnissen aus Bild 4.7

7.6 NACHRECHNUNG DER RÄUMLICHEN VERSUCHE

In Tabelle 11 werden für die räumlichen Versuche die erzielten Bruchlasten mit den Rechenergebnissen verglichen, wie sie sich unter Verwendung des in Abschnitt 6.4 dargestellten Rechenprogramms "BRUCHLAST RÄUMLICH/EBEN" ergeben. Dieses Verfahren liefert jedoch, wie bereits wiederholt ausgeführt, unter Grundbruchverhältnissen

Versuch Nr.	Lastabstand A [m]	Böschungs- neigung β [°]	Lastplatte		Boden - bereich	Versuche σ_{of} [kN/m ²]	Rechnung σ_{of} [kN/m ²]	KOBLER Δ [%]	BILZ/BRÖDEL σ_{of} [kN/m ²]
			B [m]	L [m]					
10 7 8	0	45	0,5	1,0	B	350 310 300	314	2,6 - 10,0 - 13,7	750
19 18	0,25 0,75		0,5 0,5	1,0 1,0	B B	417 600	456 584*	- 9,4 2,7	890
11 12	0		0,5	0,5	C	310 270	349	- 12,6 - 29,2	
13	0,5		0,5	0,5	C	370	442*	- 19,5	
1 2	0	60	0,5	1,0	A	300 340	292	2,7 14,1	
32	0,15		0,5	1,0	A	350	365	- 4,3	
28 30	0,15		0,5	1,0	B	290 260	287	1,0 - 10,4	
29 15 16	0,15 0 0,5		0,5 0,5 0,5	0,5 1,0 1,0	B C C	340 160 250	485 136 269	- 42,6 15,0 - 7,6	
Δ prozentuale Abweichung zwischen Versuch u. Rechnung bezogen auf Versuchsergebnis * Grundbruchlast nach PREGL / TALMANN						Mittelwert Standardab- weichung	- 7,58 14,8		

Tabelle 11: Nachrechnung der räumlichen Versuche

viel zu große Ergebnisse. Deshalb wurde bei den beiden Versuchen, die den Übergang zum Grundbruch zeigen (V13 und V18), die Bruchlast nach PREGL/TALMANN (1978) bestimmt. Diese Vorgehensweise, d.h. die Begrenzung der eigenen Rechenwerte auf die Grundbruchlasten nach PREGL/TALMANN, wurde bereits in Abschnitt 7.5 vorgeschlagen. Wie man in Tabelle 11 sieht, wird durch diese Lösungskombination eine relativ gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Vergleichsrechnung erreicht. Auch wenn die Zahl der Versuche zu klein und zudem mit Streuungen der Bodeneigenschaften behaftet ist, so werden die Versuche doch in der richtigen Größenordnung wiedergegeben. Der Mittelwert der Abweichungen zwischen Versuch und Rechnung liegt unter 8 % und beweist damit die Qualität der Berechnungskonzeption.

Allerdings liegen die Rechenergebnisse in der Tendenz auf der unsicheren Seite, so daß hier noch eine Abminderung um ca. 10 % erforderlich erscheint.

In Tabelle 11 sind außerdem noch zwei Ergebnisse aufgeführt, die mit dem Originalprogramm von BILZ/BRÖDEL ermittelt wurden. Diese Werte sind jedoch ungefähr doppelt so groß wie die Versuchsergebnisse bzw. die eigene Lösung (vgl. Abschnitt 2.3.2).

In Bild 7.5 sind für den Fall $\beta = 45^\circ$ und Boden B neben dem Vergleich der eigenen ebenen Rechenergebnisse mit den Werten nach Krey-Bishop auch die räumlichen Rechenwerte und die Versuchsergebnisse dargestellt. Die räumlichen rechnerischen Bruchlasten werden dabei auf die Werte kleiner als die Grundbruchlast nach PREGL/TALMANN begrenzt. Hier zeigt sich deutlich die bereits in Tabelle 11 festgestellte Tendenz, daß die Rechenergebnisse ca. 10 % größer sind als die Versuchsergebnisse.

8. VORSCHLAG ZUR ERMITTLUNG DER BRUCHLAST EINER BELASTETEN BÖSCHUNG

8.1 ALLGEMEINES

Das in Abschnitt 6 hergeleitete Rechenverfahren zur Erfassung des räumlichen Einflusses einer belasteten Böschung geht zunächst von den Verhältnissen bei den Feldversuchen aus, es gilt nur unter den in Abschnitt 6.1 getroffenen Voraussetzungen. Bei der Anwendung dieses Verfahrens auf praktische Probleme muß daher der Geltungsbereich beachtet werden, was u.U. zusätzliche Untersuchungen erfordert.

Im folgenden sollen die notwendigen Untersuchungsschritte für einen allgemeinen Fall aufgezeigt werden.

8.2 UNTERSUCHUNGSSCHRITTE

1. Schritt

Das Verfahren setzt starre Lasten voraus, da die Bruchfigur von der Hinterkante der Lastplatte erzwungen wird. Deshalb muß sichergestellt sein, daß die betrachteten Lastplatten bzw. Fundamente ausreichend starr sind, was bei gedrunghenen Einzelfundamenten normalerweise zutreffen dürfte.

2. Schritt

Die Berechnung der Bruchlast erfolgt mit dem in Anlage 3 dargestellten Rechenprogramm "BRUCHLAST RÄUMLICH/EBEN". Dabei werden die geometrischen Abmessungen und die Bodenkennwerte eingegeben und die Winkel α_1 und α_2 entsprechend dem Schema in Bild 6.11 so lange variiert, bis die jeweils berechnete Bruchspannung auf der Lastplatte das absolute Minimum erreicht.

3. Schritt

In dem Rechenprogramm wird die tatsächliche Höhe H der Böschung nicht berücksichtigt; es ergibt sich vielmehr aus der Variation der Winkel α_1 und α_2 eine Höhe H^* , bei der die Bruchlinie in der

Böschung austritt (Bild 6.1). Deshalb muß die errechnete Höhe H^* mit der vorgegebenen Höhe H verglichen werden, wobei die folgenden 3 Fälle möglich sind:

a) Für den Fall $H^* > H$ ist die berechnete Bruchspannung zu klein.

Hier muß eine erneute Berechnung durchgeführt werden, bei der α_1 und α_2 nicht bis zum absoluten Minimum der Bruchspannung variiert werden, sondern bis zum relativen Minimum, bei dem H^* die Größe der tatsächlichen Böschungshöhe erreicht hat. Bei kleinen Abweichungen in den Höhen H und H^* kann auf die erneute Berechnung verzichtet werden, da die Änderungen nicht sehr groß sind und das Ergebnis auf der sicheren Seite liegt.

b) Für den Fall $H^* = H$ sind keine Zusatzuntersuchungen erforderlich.

c) Wenn $H^* < H$ ist, muß zusätzlich untersucht werden, ob der berechnete Bruchvorgang tatsächlich maßgebend ist. Denn nur, wenn die Böschung allein ausreichend standsicher ist, wird sie nach der durch die Belastung erzwungenen Bruchfigur versagen und nicht als Gesamtes brechen.

Es ist nicht ohne weiteres möglich, einen allgemein gültigen minimalen Standsicherheitsbeiwert für die unbelastete Böschung bzw. eine maximale Böschungshöhe anzugeben, damit die Bruchausbildung unter Belastung unabhängig von der Böschungshöhe erfolgt.

Im ebenen Fall läßt sich jedoch die maßgebende Bruchart leicht feststellen, indem die Kraft P_H , die auf der waagerechten Oberfläche der Böschung mit der vorgegebenen Höhe H maximal aufgebracht werden kann, ermittelt wird. Dazu wird das Rechenprogramm entsprechend umgeformt, so daß statt der Lastbreite B die Böschungshöhe H eingegeben wird. Bei der Variation der Winkel α_1 und α_2 ergibt sich so die auf die entsprechende Lastbreite wirkende Belastung. Wegen der variablen Lastbreite muß bei dieser Untersuchung die minimale Bruchkraft P_H (nicht die Bruchspannung) ermittelt werden. Ist die auf die tatsächliche Lastplatte wirkende Kraft P kleiner als die zum Bruch der Gesamtböschung mindestens erforderliche Auflast P_H , so kann ein Versagen der Gesamtböschung ausgeschlossen werden, und es stellt sich nur der durch die Last erzwungene Bruchmechanismus ein.

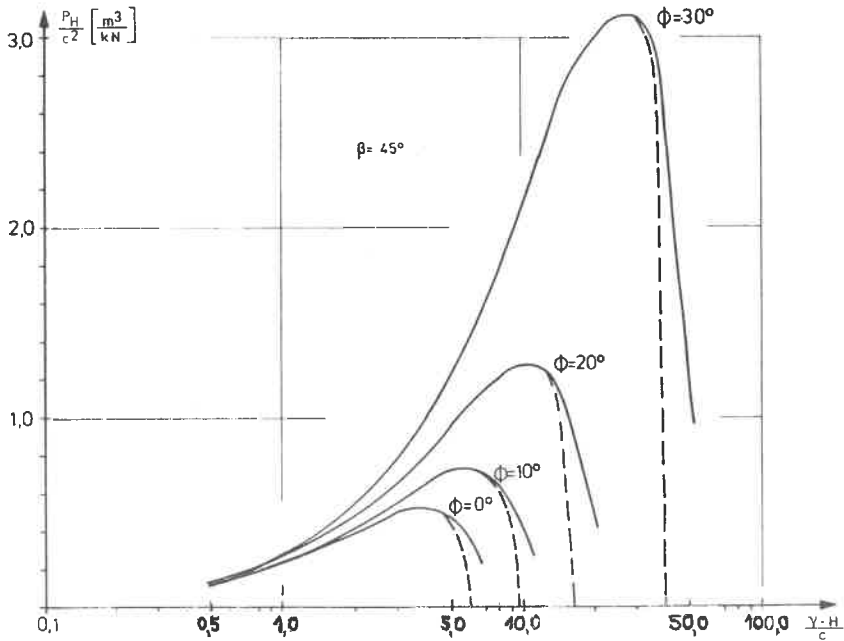


Bild 8.1: Darstellung der kritischen Oberflächenkraft P_H auf der waagrechten Böschungsoberfläche (die gestrichelten Linien zeigen die jeweils kritische Stabilitätszahl nach TAYLOR an)

In Bild 8.1 ist diese erforderliche Auflast P_H (dargestellt durch den Faktor P_H/c^2) in Abhängigkeit von der Stabilitätszahl $\gamma \cdot H/c$ für die Böschungsneigung $\beta = 45^\circ$ und für verschiedene Reibungswinkel ϕ aufgezeichnet. Die Kurven steigen bis zu einem Maximalwert an und fallen dann steil ab. Dabei zeigen die gestrichelten Linien die Begrenzung der Kurvenwerte auf die jeweils kritische Stabilitätszahl nach TAYLOR (1937) an.

Die auf der waagrechten Böschungsoberfläche erforderliche Kraft P_H , die benötigt wird, um die gesamte Böschung in Bruchzustand zu versetzen, kann nur im ebenen Zustand ermittelt werden. Bei einer räumlich begrenzten Last auf der Böschung muß man daher eine dieser Last entsprechende ebene Vergleichsbelastung ermitteln. Dazu wird im ebenen Zustand die kritische Oberflächenlast P_H^* einer Bö-

schung mit der Höhe H^* bestimmt, wobei H^* durch die räumliche Rechnung erhalten wurde. Solange die Vergleichslast P_H^* kleiner ist als die Kraft P_H , die erforderlich ist, um die gesamte Böschung in Bruchzustand zu versetzen, kann auch die dieser Last entsprechende räumliche Belastung ohne Schaden für die Gesamtböschung aufgenommen werden, d.h. es tritt der berechnete Bruchmechanismus auf.

Mit Hilfe von Bild 8.1 läßt sich direkt die Kraft P_H in Abhängigkeit von der jeweiligen Böschungshöhe ablesen. Daraus folgt, daß eine Belastung auf der Böschung stets aufgenommen werden kann, solange die der Böschungshöhe H entsprechende Stabilitätszahl $\gamma \cdot H/c$ kleiner ist als die Stabilitätszahl beim Maximalpunkt der betreffenden Kurve. Das bedeutet z.B. für $\phi = 20^\circ$, daß der berechnete Bruchvorgang eintritt, solange die mit der tatsächlichen Böschungshöhe ermittelte Stabilitätszahl kleiner ist als ca. 10. Zwar kann auch über den Maximalpunkt hinaus die Tragfähigkeit der Böschung genutzt werden, solange der Wert P_H/c^2 , welcher zur Stabilitätszahl der tatsächlichen Böschungshöhe gehört, größer ist als der sich für $\gamma \cdot H^*/c$ ergebende Wert (H^* ist die Höhe des unter räumlicher Belastung erzwungenen Bruchkörpers). Durch diese Betrachtungsweise kann aber meist nur eine unwesentliche Vergrößerung der maßgebenden Stabilitätszahl erreicht werden (insbes. bei Verwendung der kritischen Stabilitätszahlen von TAYLOR). Deshalb werden zur Bestimmung der maximal möglichen Böschungshöhe $H_{\max}$, wie in Bild 8.6 dargestellt, nur die Maxima der Kurven aus Bild 8.1 verwendet (unter Berücksichtigung einer 10%igen Abminderung). Nur wenn die tatsächliche Böschungshöhe H kleiner ist als $H_{\max}$, kann die Böschung die Belastung in der berechneten Weise aufnehmen; ansonsten muß mit einem Versagen der gesamten Böschung gerechnet werden.

4. Schritt

Aus der Versuchsauswertung in Abschnitt 7.6 folgt, daß die Ergebnisse des Rechenverfahrens um ca. 10 % zu groß sind. Deshalb sollten die erzielten Ergebnisse entsprechend abgemindert werden.

5. Schritt

Außerdem ist es erforderlich, daß die mit dem Rechenverfahren bestimmten Bruchlasten immer auf die Grundbruchlast nach PREGL/TALMANN begrenzt werden; höhere Bruchlasten sollten nicht berücksichtigt werden.

8.3 DARSTELLUNG DER ERGEBNISSE

Die folgenden Bilder zeigen die Darstellung der Ergebnisse in Diagrammen, wie sie mit dem in Abschnitt 8.2 aufgezeichneten Lösungsgang erhalten wurden. Wegen der Vielzahl der möglichen Kombinationen können diese Diagramme nicht alle in der Praxis vorkommenden Fälle erfassen. Da das Rechenverfahren jedoch sehr einfach auf alle Randbedingungen anwendbar ist, können die in den Diagrammen nicht erfaßten Verhältnisse schnell direkt bestimmt werden.

Die Bilder 8.2 und 8.4 zeigen für ein Rechteckfundament mit dem Seitenverhältnis $B/L = 0,5$ und den Böschungsneigungen $\beta = 30^\circ$ bzw. $\beta = 45^\circ$ die bezogenen Bruchspannungen σ_{of}/c in Abhängigkeit vom bezogenen Lastabstand A/B . Scharparameter sind dabei der Reibungswinkel ϕ und der Faktor $c/\gamma \cdot B$. In diesen Diagrammen sind bereits die Begrenzung der Rechenwerte auf die Grundbruchspannung nach PREGL/TALMANN sowie die Abminderung der Rechenwerte um 10 % eingearbeitet.

Aus den Bildern 8.3 und 8.5 kann jeweils die Höhe H^* ermittelt werden, welche die Ausdehnung des durch die Belastung erzwungenen Bruchkörpers angibt. In diesen Bildern verlaufen die Kurven ungefähr ab $c/\gamma \cdot B = 1$ nahezu horizontal; das bedeutet in der gewählten Darstellung, daß hier H^* direkt proportional zur Lastbreite abnimmt.

Für $c/\gamma \cdot B < 1$ steigen die Kurven an; das bedeutet bei größer werdender Lastbreite eine stark überproportionale Zunahme der Höhe H^* gegenüber der Breite B . Dies wird dadurch bedingt, daß das Eigengewicht der Böschung hier verstärkt in Erscheinung tritt.

Für die beiden hier behandelten Fälle mit den Böschungsneigungen $\beta = 30^\circ$ und $\beta = 45^\circ$ kann aus Bild 8.6 die jeweils größtmögliche Böschungshöhe H_{max} (dargestellt als $\gamma \cdot H_{max}/c$) in Abhängigkeit vom Reibungswinkel ϕ entnommen werden. Die Kurve für $\beta = 45^\circ$ läßt sich dabei direkt (unter Berücksichtigung einer 10%igen Abminderung) aus den Maximalpunkten in Bild 8.1 ableiten; die Kurve für $\beta = 30^\circ$, die sich für $\gamma \cdot H_{max}/c \rightarrow \infty$ dem Wert $\phi = 30^\circ$ asymptotisch nähert, wurde entsprechend bestimmt. Dieses Bild vernachlässigt also die jenseits des Maximums liegende geringe Traglastreserve und liegt somit für alle Fälle auf der sicheren Seite.

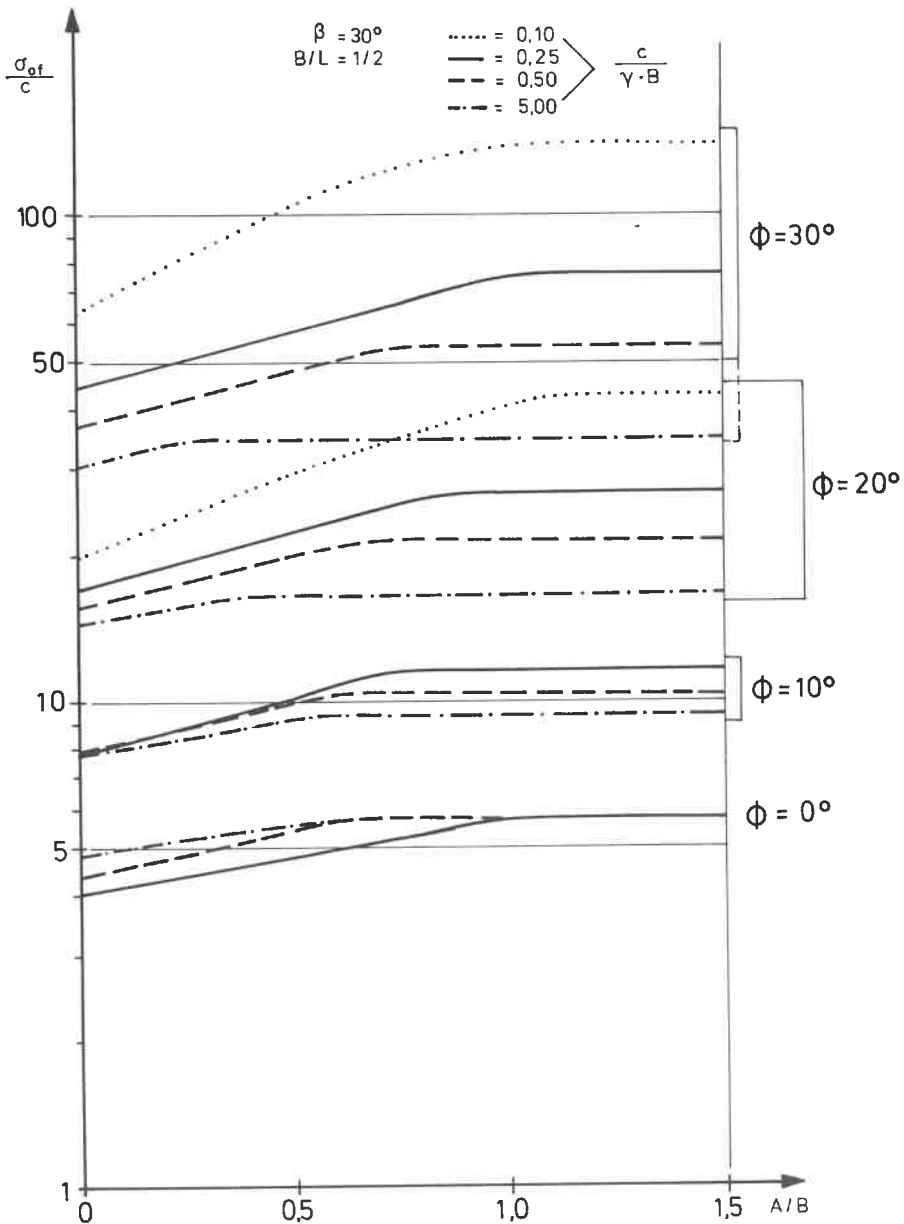


Bild 8.2: Bemessungsdiagramm für die Bruchlast eines starren Rechteckfundaments auf einer Böschung mit der Neigung $\beta = 30^\circ$. (Die ermittelte Bruchlast gilt nur, wenn die Böschungshöhe H die Bedingung $H^* < H < H_{\max}$ erfüllt, vergl. Bilder 8.3 und 8.6.)

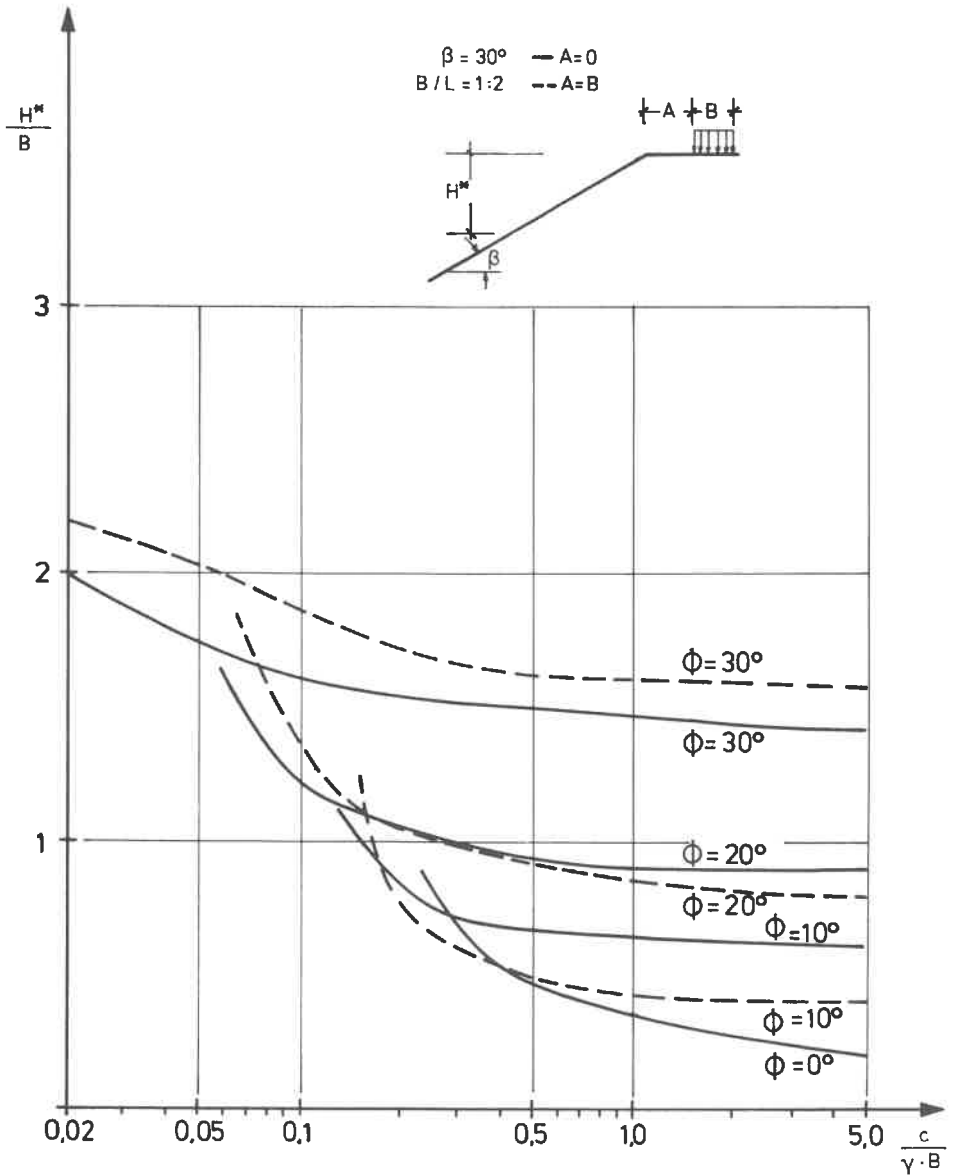


Bild 8.3: Diagramm zur Ermittlung der Höhe H^* der Bruchfigur (vgl. Bild 8.2)

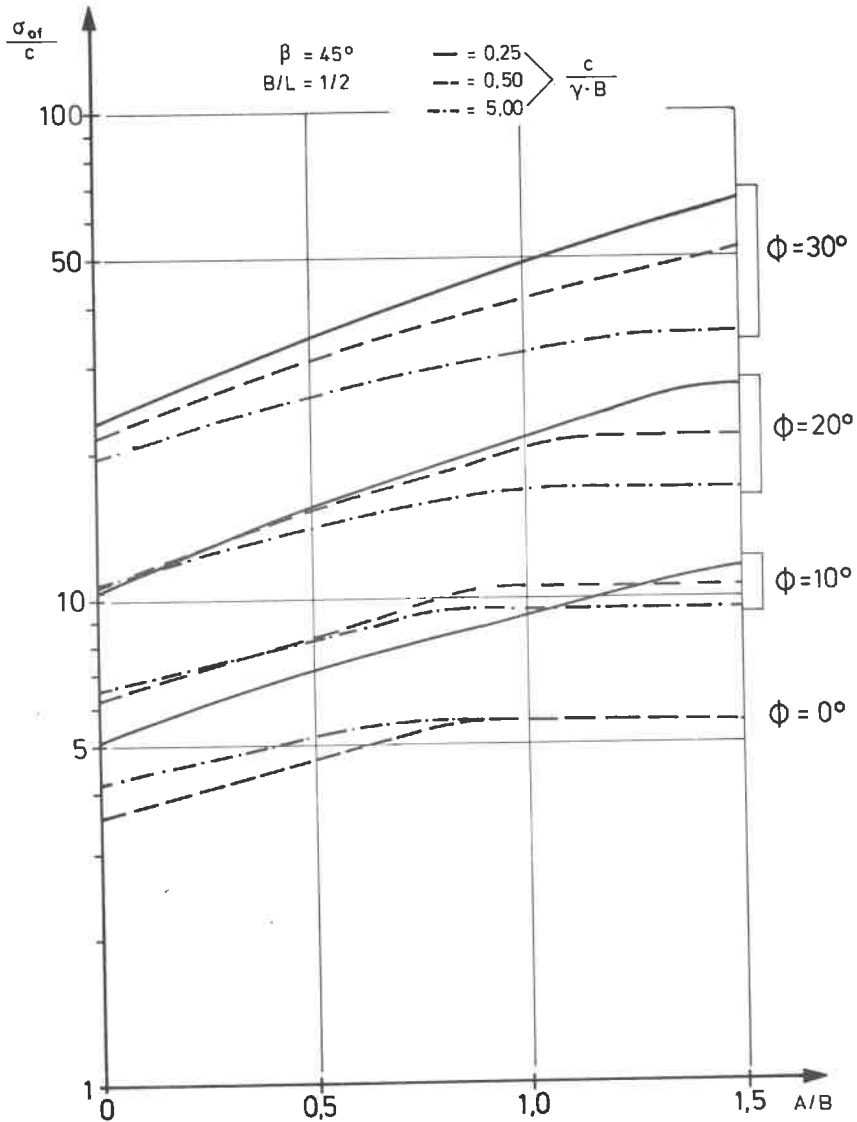


Bild 8.4: Bemessungsdiagramm für die Bruchlast eines starren Rechteckfundaments auf einer Böschung mit der Neigung $\beta = 45^\circ$. (Die ermittelte Bruchlast gilt nur, wenn die Böschungshöhe H die Bedingung $H^* < H < H_{\max}$ erfüllt, vgl. Bilder 8.5 und 8.6.)

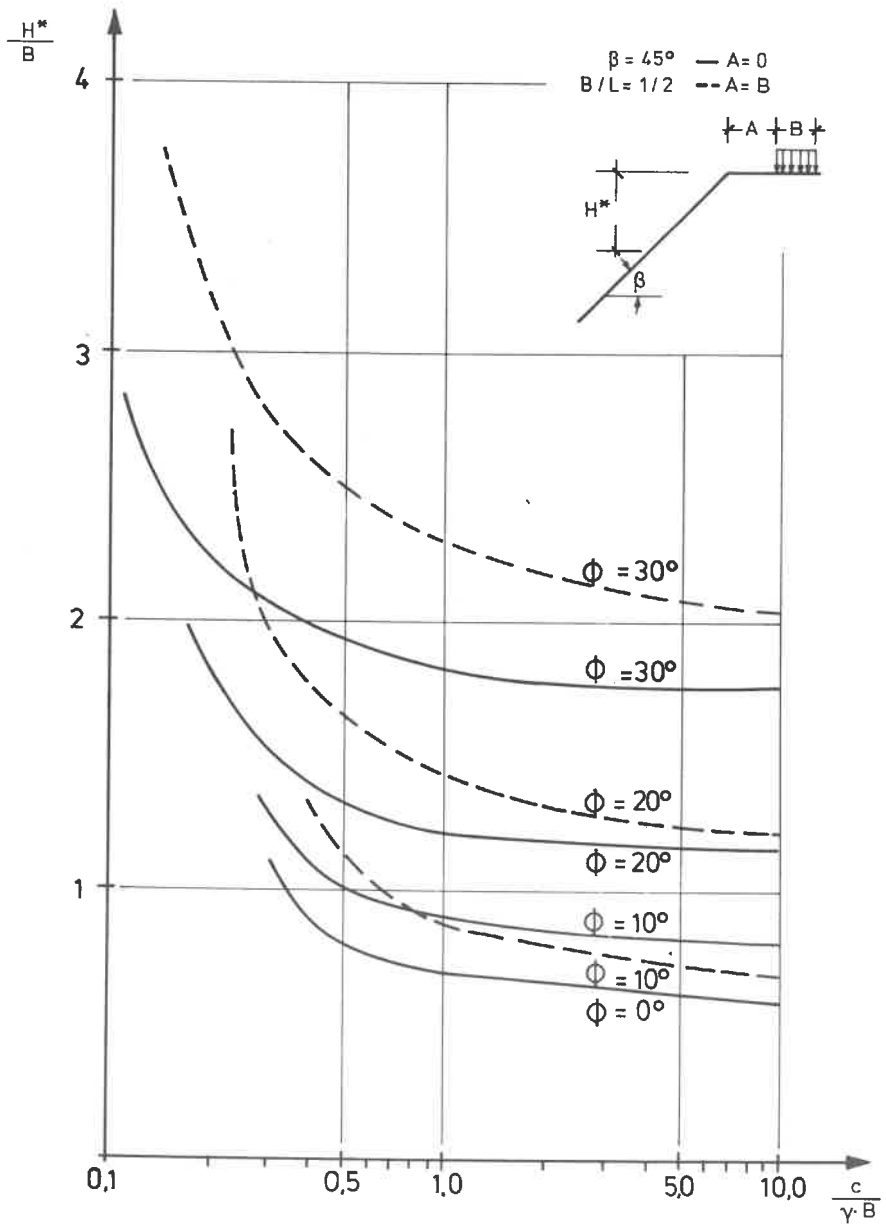


Bild 8.5: Diagramm zur Ermittlung der Höhe H^* der Bruchfigur (vgl. Bild 8.4)

Die Bruchlasten, wie sie sich aus den Bildern 8.2 und 8.4 ergeben, sind nur dann maßgebend, wenn für die vorhandene Böschungshöhe H folgende Beziehung gilt:

$$H^* < H < H_{\max}.$$

Ist $H > H_{\max}$, so ist die Böschung zur Aufnahme einer Last nicht in ausreichendem Maße imstande. (Bei einer nur geringen Überschreitung der maximalen Böschungshöhe kann, besonders wenn B im Verhältnis zu H klein ist, durch Zusatzuntersuchungen entsprechend Abschnitt 8.2 eine größere Böschungshöhe zugelassen werden.)

Für $H < H^*$ kann normalerweise eine höhere Belastung aufgenommen werden. Hier kann näherungsweise, wenn auf eine genaue Berechnung verzichtet werden soll, eine entsprechende Interpolation zwischen der Böschungslast und der Grundbruchlast erfolgen.

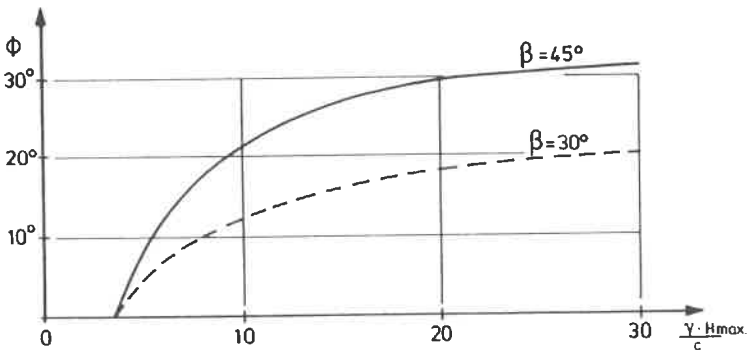


Bild 8.6: Diagramm zur vereinfachten Bestimmung der maximalen Böschungshöhe $H_{\max}$ (vergl. Abschnitt 8.2)

9. ZUSAMMENFASSUNG

Die vorliegende Arbeit hatte die Untersuchung des Grundbruchs und des Böschungsbruchs bei begrenzten Lastflächen zum Ziel.

Dazu wurden zunächst großmaßstäbliche Feldversuche sowie Modellversuche durchgeführt. Aus den dabei beobachteten Bruchvorgängen konnte ein Rechenverfahren abgeleitet und mit den Versuchsergebnissen verglichen werden.

Die bei den Feldversuchen verwendeten Lastplatten hatten die Abmessungen $0,5 \times 1,0$ m und $0,5 \times 0,5$ m. Bei den Böschungsversuchen betrug die Böschungshöhe ca. 1 m bei Böschungsneigungen von 45° und 60° . Die Durchführung der Feldversuche war sehr aufwendig und stark von Witterungseinflüssen beeinflusst. Außerdem wies der stark bindige Versuchsboden größere Inhomogenitäten auf, die die Auswertung erschwerten und die Einteilung in 3 Bodenbereiche erforderlich machten. Trotzdem wurden durch die Versuche wesentliche Aussagen ermöglicht.

Die Grundbruchversuche, die bisher auf natürlichen bindigen Böden kaum vorliegen, ergeben mit den nach DIN 4017 errechneten Bruchspannungen zwar eine noch vertretbare Übereinstimmung, jedoch wurden bei höheren Kohäsionswerten Abweichungen bis zu 20 % zur unsicheren Seite hin erhalten. Mit den Tafelwerten von PREGL/TALMANN (1978) läßt sich eine wesentlich bessere Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung erzielen. Deshalb sollten künftig vorzugsweise die Tafeln von PREGL/TALMANN angewendet werden oder aber die Bruchspannungen nach DIN 4017 entsprechend abgemindert werden.

Bei den ebenen Böschungsversuchen wurde bei der Böschungsneigung 45° eine gute Übereinstimmung mit den Bruchspannungen erhalten, die sich mit dem Böschungssicherheitsnachweis nach DIN 4084 (Krey-Bishop) ergeben. Ebenso ergab hier die ebene Version des abgeleiteten eigenen Verfahrens fast dieselben Werte. Dagegen waren bei den 60° -Versuchen sowohl bei Krey-Bishop als auch beim eigenen Verfahren zu kleine Bruchlasten im Vergleich zum Versuch festzustellen. Es wird vermutet, daß hier bei den steileren Böschungen ein anderer Bruchmechanismus vorliegt, der von den Rechenverfahren bisher nicht genügend erfaßt wurde. Dieser Erscheinung konnte aber

im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter nachgegangen werden. Hierzu sind weitere Versuche erforderlich, um sicherzustellen, daß dies nicht nur auf Inhomogenitäten des Bodens zurückzuführen ist.

Die räumlichen Böschungsversuche bilden die Grundlage des abgeleiteten Rechenverfahrens zur Erfassung des räumlichen Einflusses. Dieses Rechenverfahren wird durch den Vergleich mit den Versuchen bestätigt. Aus den räumlichen Versuchen ergab sich ferner, daß der Boden nur dann im Sinne eines Böschungsbruchs versagt, wenn der Lastabstand von der Böschungskante kleiner ist als die ungefähr zweifache Fundamentbreite. Bei größeren Abständen blieb die Böschung unverformt. Es zeigt sich hier also der Übergang zum Grundbruch, der somit als Sonderfall des Böschungsbruchs bei großem Lastabstand betrachtet werden kann.

Die Modellversuche (Maßstab 1 : 10 und 1 : 20) brachten als wesentliches Ergebnis die sehr gute Übereinstimmung sowohl der Bruchspannungen als auch der zugehörigen bezogenen Setzungen mit den Feldversuchen, wenn ungestörter Versuchsboden verwendet wird. Versuche mit gestört eingebautem Boden (bei gleichen Lagerungseigenschaften) zeigten dagegen beim Bruchvorgang keine Übereinstimmung.

Das abgeleitete Rechenverfahren, das zur Nachrechnung der Feldversuche konzipiert war, kann bei Beachtung der in Abschnitt 8 ausgeführten Empfehlungen auch allgemein angewandt werden. Hierbei ist jedoch besonders zu beachten, daß dieses Verfahren beim Übergang zu Grundbruchverhältnissen stets zu große Ergebnisse liefert, so daß eine Begrenzung der so ermittelten Bruchlasten auf die Grundbruchlast nach PREGL/TALMANN unbedingt erforderlich ist.

Obwohl die vorliegende Arbeit wesentliche neue Hinweise zum Bruchverhalten eines bindigen Bodens geliefert hat, können diese Untersuchungen keinesfalls schon als ausreichend betrachtet werden. Vor allem sind größere Versuchsserien erforderlich, um die hier festgestellten Tendenzen eindeutig bestätigen zu können. Ein Teil der ergänzenden Versuche könnte sicherlich mit kleinmaßstäblichen Versuchen, die sich bei Verwendung ungestörten Bodens sehr erfolgversprechend gezeigt haben, durchgeführt werden. Es sollten jedoch

unbedingt auch Versuche mit großer Böschungshöhe (nahe dem Bruchzustand) untersucht werden, da dieser Fall in der vorliegenden Arbeit nicht experimentell untersucht werden konnte. Deshalb konnte der in Abschnitt 8.2 vorgeschlagene Rechengang für diesen dort auch berücksichtigten Fall nicht mit Versuchsergebnissen verglichen werden und bedarf noch dringend einer Bestätigung.

ANLAGEN

Anlage 1: Last-Setzungs-Kurven, Oberflächen- und Sandschlitz-
verformungen der Versuche

V 7

V 9

V 10

V 18

V 20

V 21

V 22

V 24

V 25

V 26

V 27

Anlage 2: Rechenprogramm "EBEN/SCHRÄG"

Anlage 3: Rechenprogramm "BRUCHLAST RÄUMLICH/EBEN"

Anlage 4: Rechenprogramm "COULOMB"

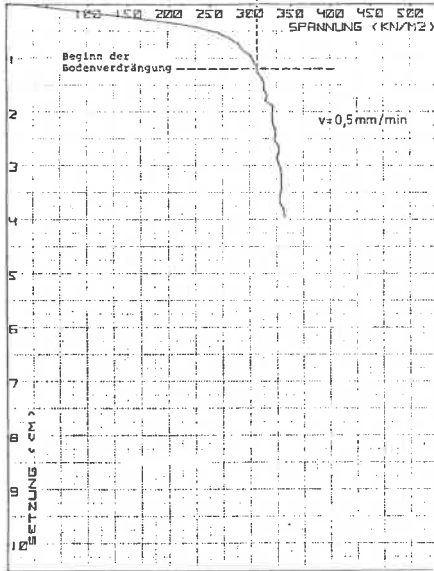
Lastplatte 100/50 cm

$\beta = 45^\circ$ $a = 0,00\text{m}$ $H = 1,00\text{m}$

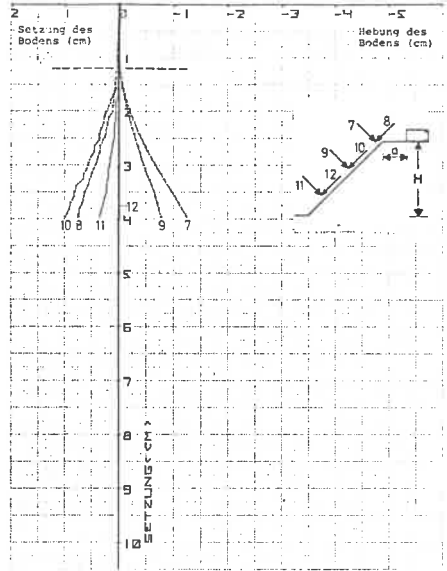
V 7

Anlage 1

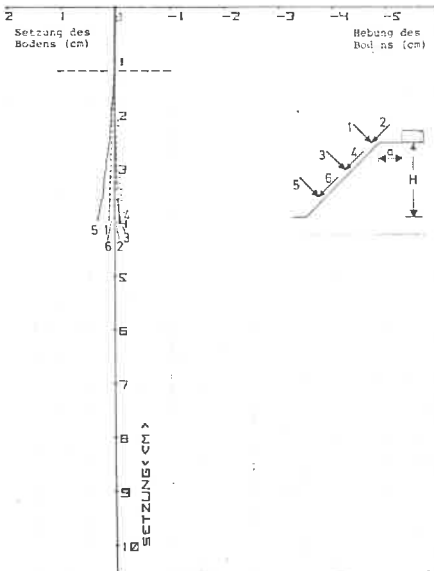
Last-Setzungskurve



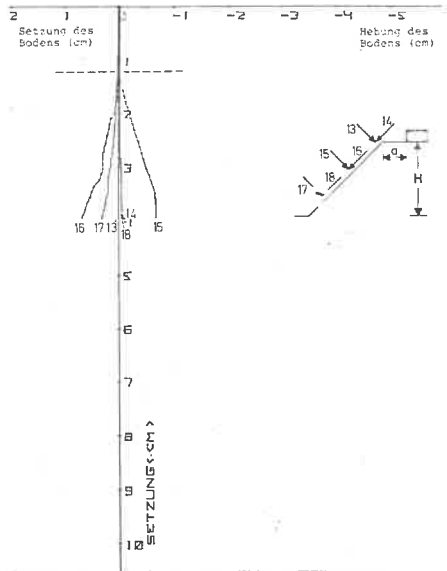
Profil Mitte



Profil links

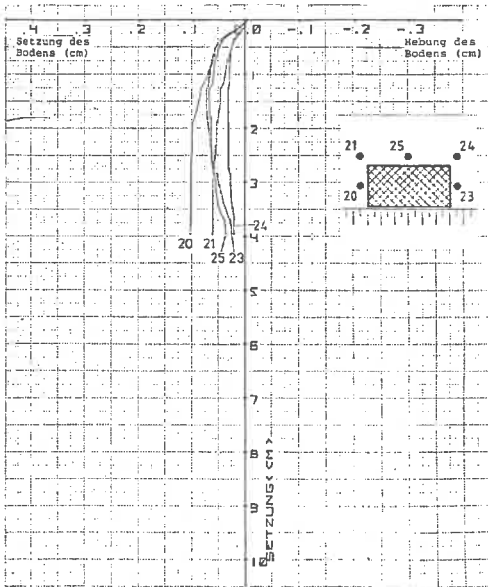


Profil rechts

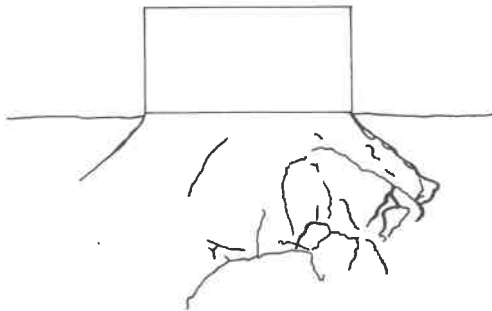


Oberflächenverformung

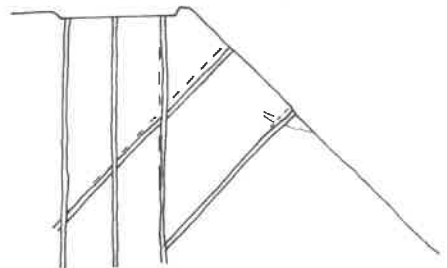
V 7
Anlage 1



Rißbild Oberfläche



Verformung der Sandbohrungen



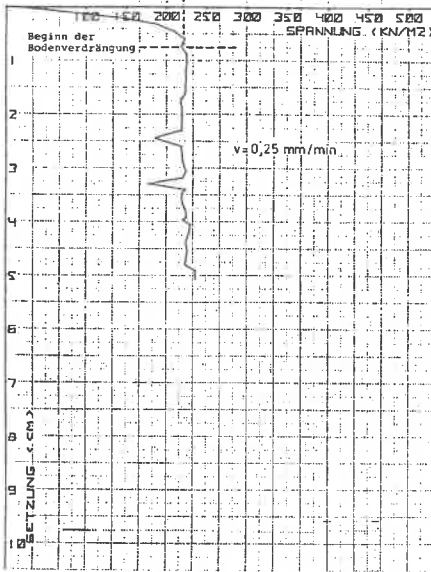
Lastplatte 100/50 cm

$\beta = 45^\circ$ $a = 0,00$ m $H = 1,00$ m

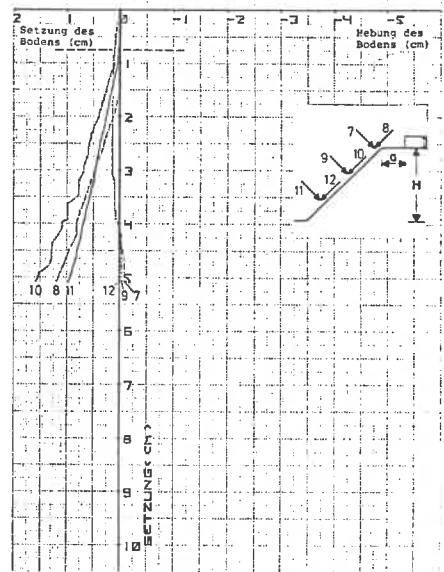
V 9 eben

Anlage 1

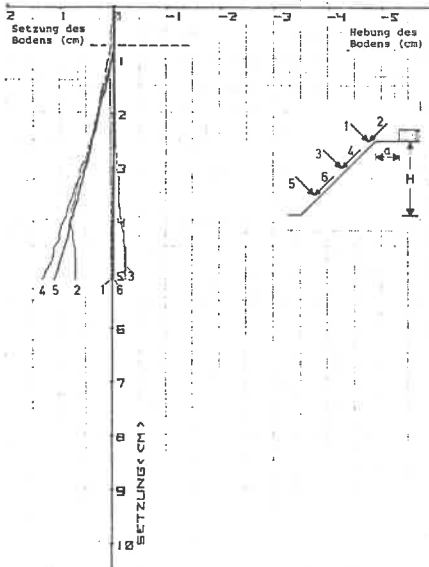
Last-Setzungskurve



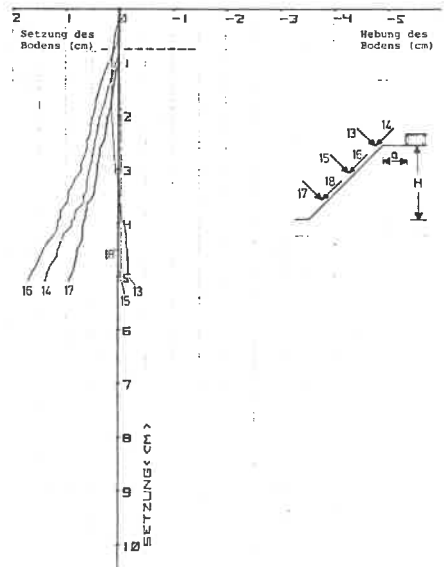
Profil Mitte



Profil links



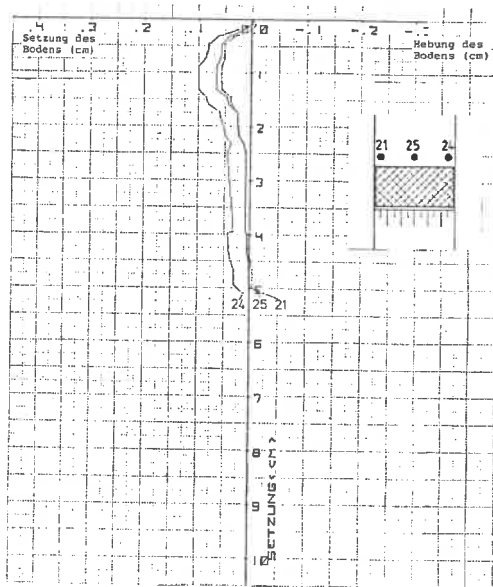
Profil rechts



Oberflächenverformung

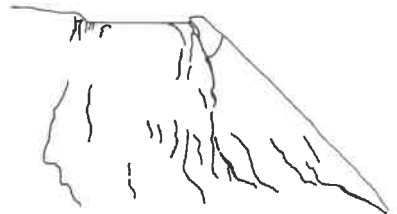
V 9

Anlage 1



Rißbild

Rißbild



Seitenfläche links

Seitenfläche rechts

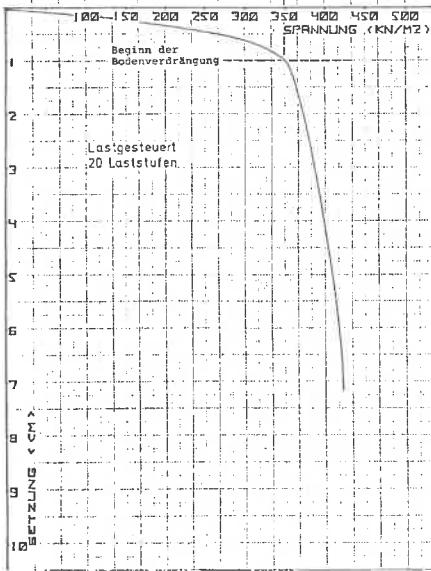
Lastplatte 100/50 cm

$\beta = 45^\circ$ $a = 0,00\text{m}$ $H = 1,00\text{m}$

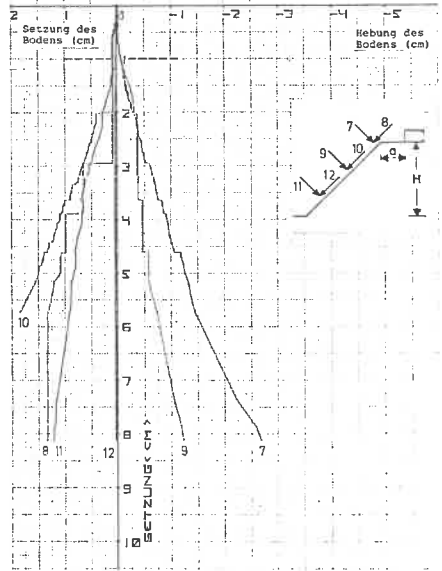
V 10

Anlage 1

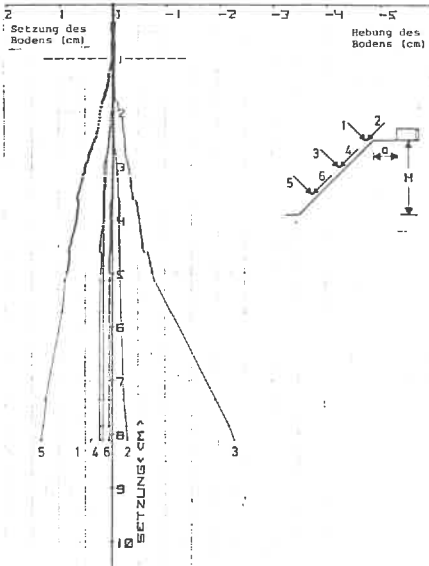
Last-Setzungskurve



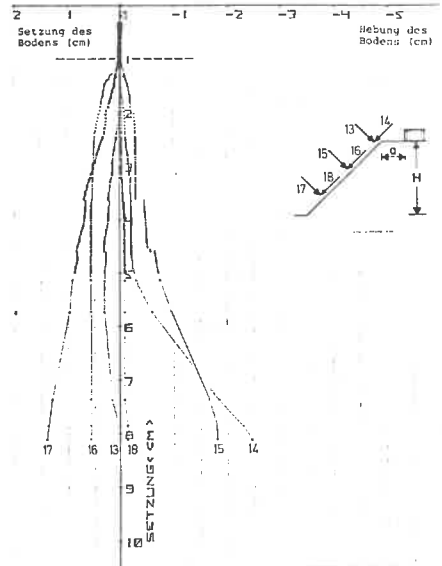
Profil Mitte



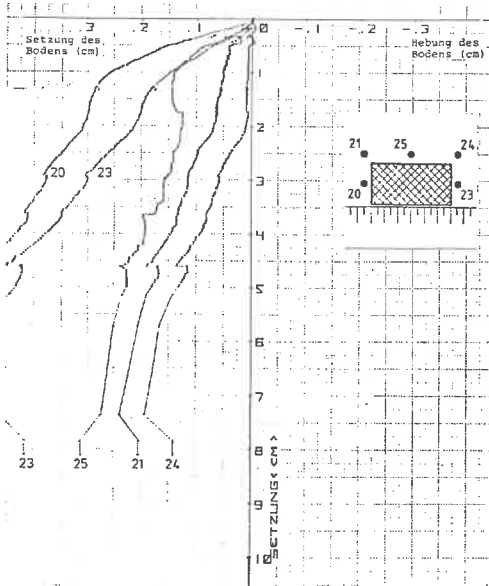
Profil links



Profil rechts



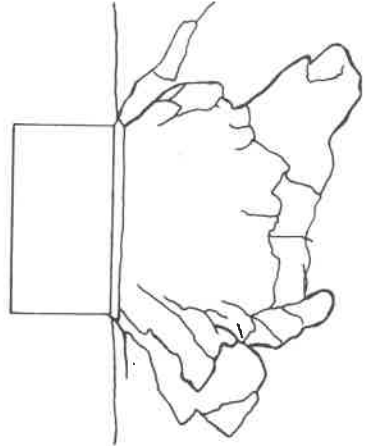
Oberflächenverformung



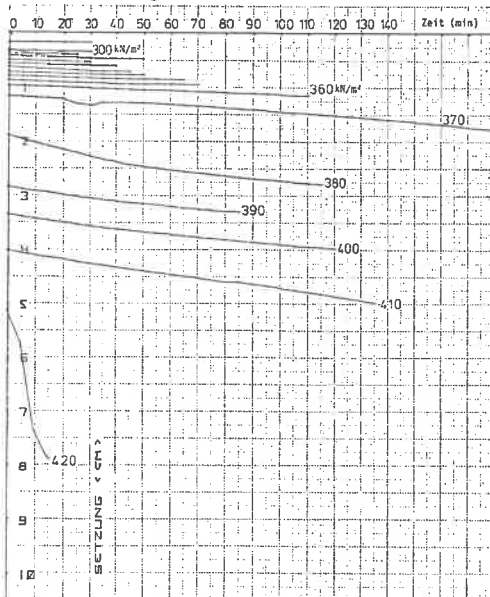
V 10

Anlage 1

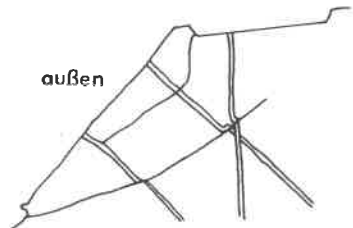
Rißbild Oberfläche



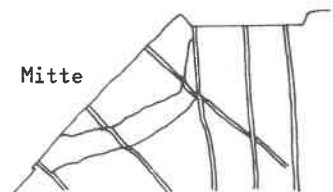
Zeitsetzung



Verformung der Sandbohrungen



Mitte



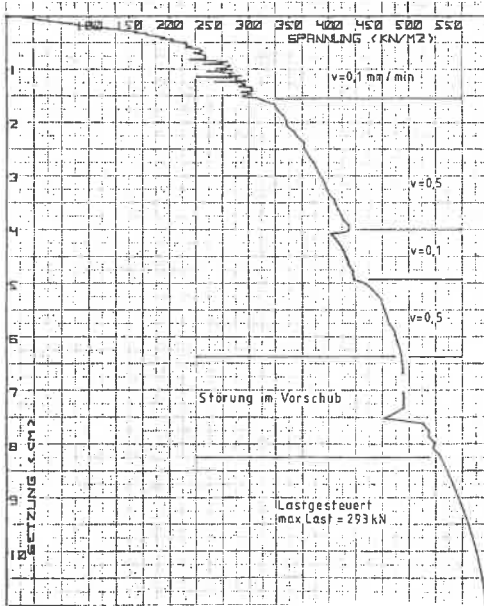
Lastplatte 100/50 cm

$\beta = 45^\circ$ $a = 0,75$ m $H = 1,55$ m

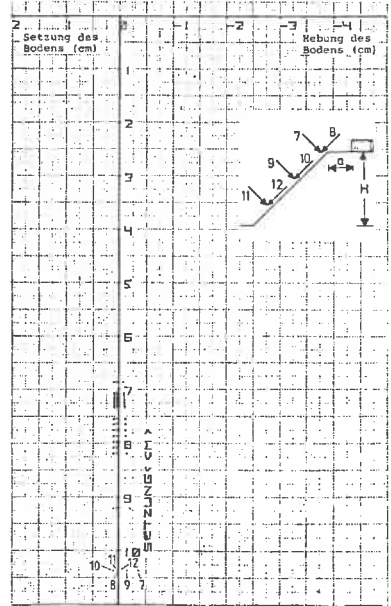
V 18

Anlage 1

Last-Setzungskurve



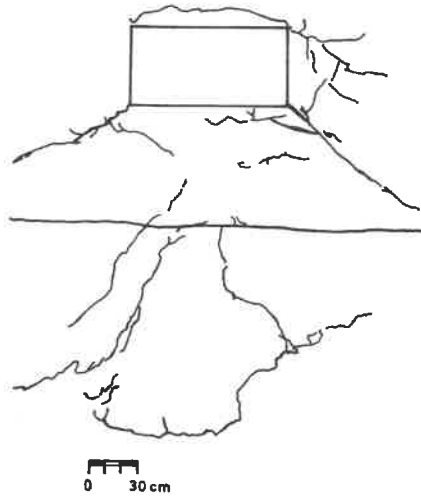
Profil



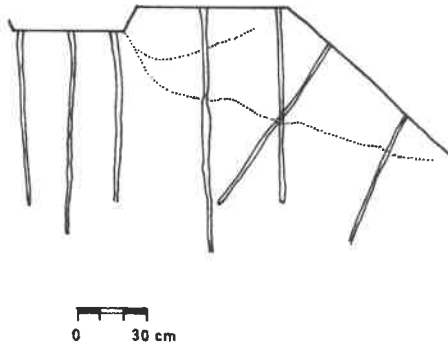
V 18

Anlage 1

Rißbild Oberfläche



Verformung der
Sandbohrungen



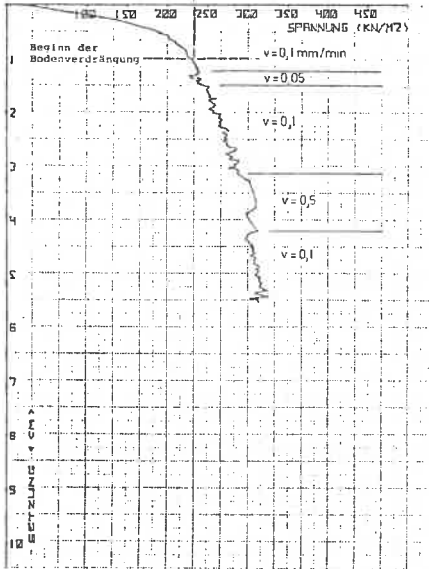
Lastplatte 100/50 cm

$\beta = 45^\circ$ $a = 0,00\text{m}$ $H = 1,50\text{m}$

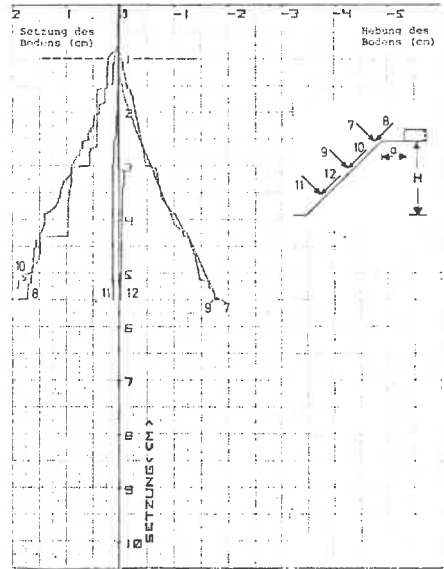
V 20

Anlage 1

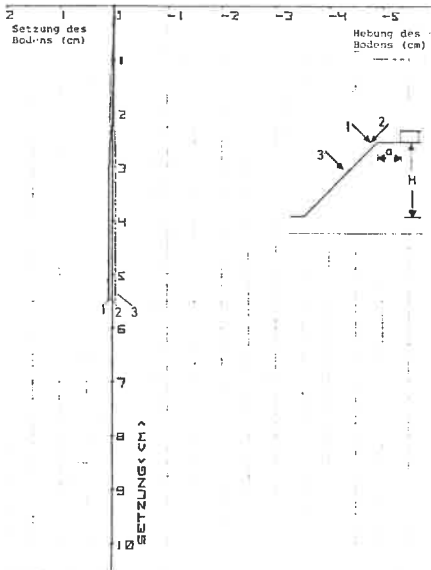
Last-Setzungskurve



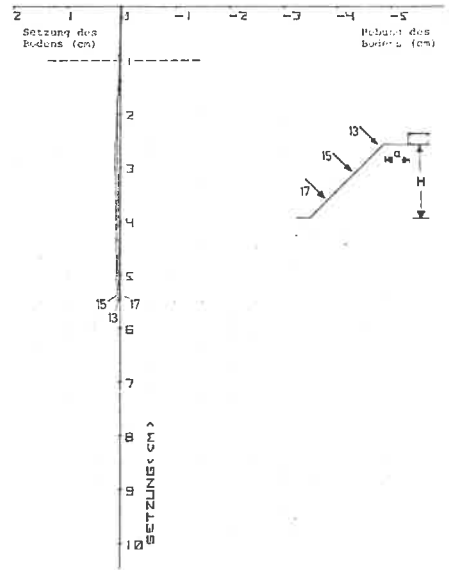
Profil Mitte



Profil links



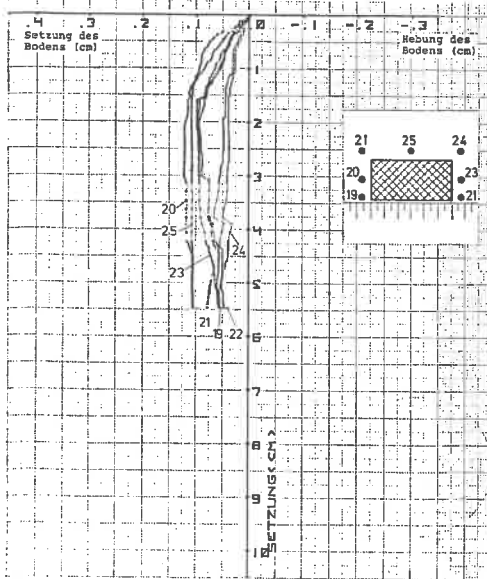
Profil rechts



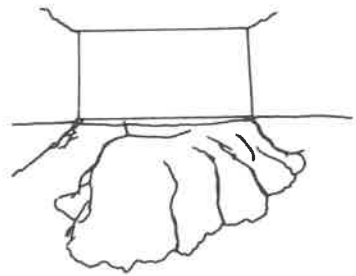
Oberflächenverformung

V 20

Anlage 1

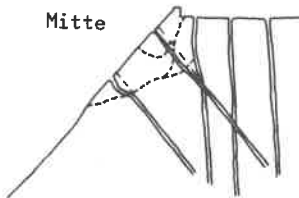


Rißbild Oberfläche

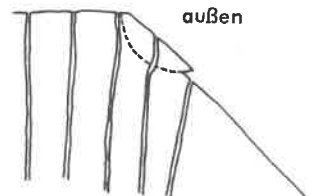


0 30cm

Verformung der Sandbohrungen



0 30cm



0 30cm

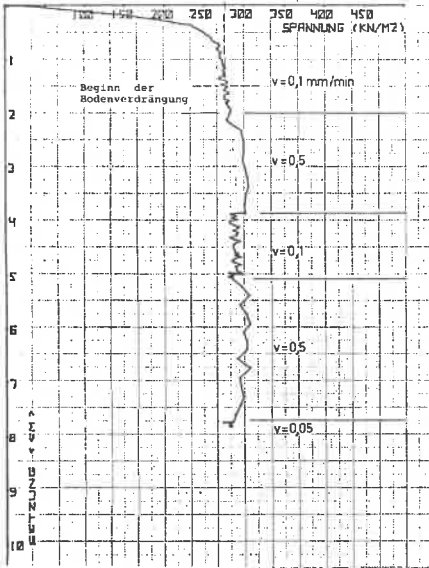
Lastplatte 100/50 cm

$\beta = 45^\circ$ $a = 0,25\text{ m}$ $H = 1,50\text{ m}$

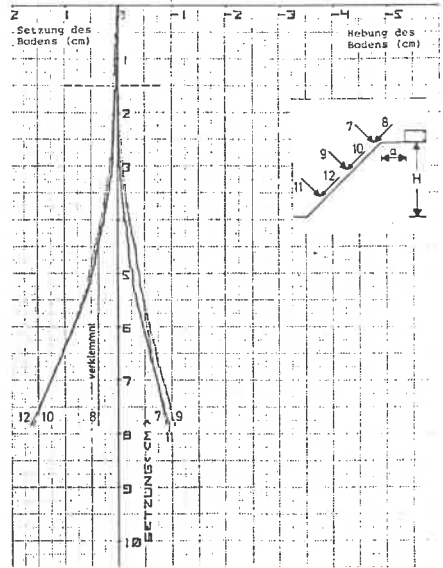
V 21 eben

Anlage 1

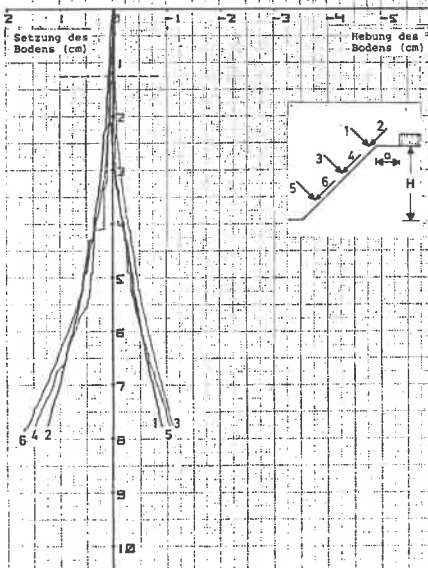
Last-Setzungskurve



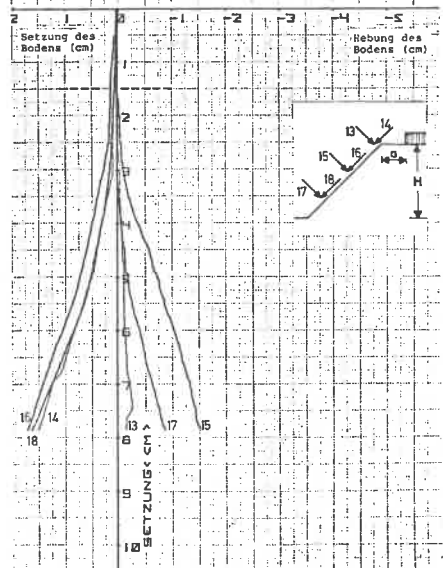
Profil Mitte



Profil links



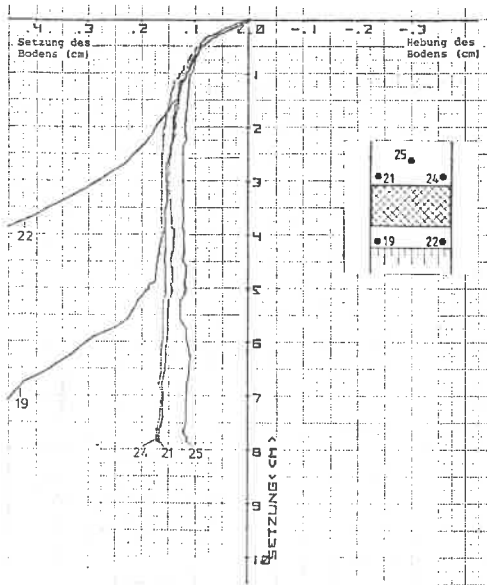
Profil rechts



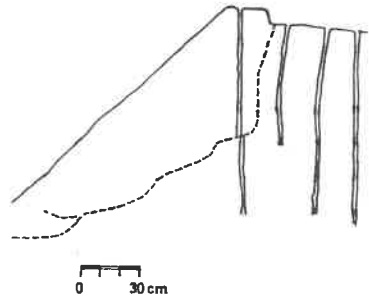
Oberflächenverformung

V 21

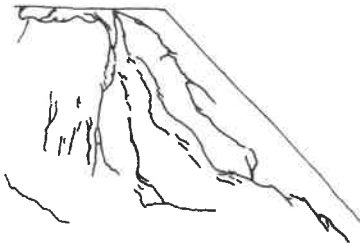
Anlage 1



Verformung der Sandbohrungen



Rißbild



Seitenfläche rechts



Seitenfläche links

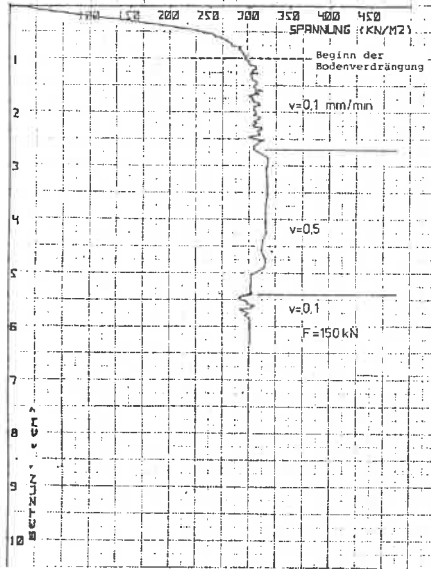
Lastplatte 100/50 cm

$\beta = 60^\circ$ $a=0,15\text{m}$ $H=1,45\text{m}$

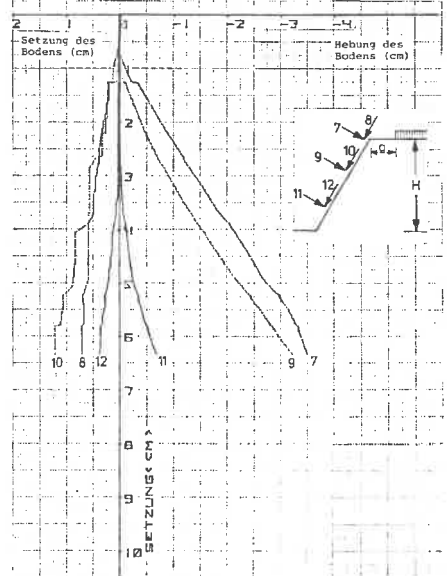
V 22 eben

Anlage 1

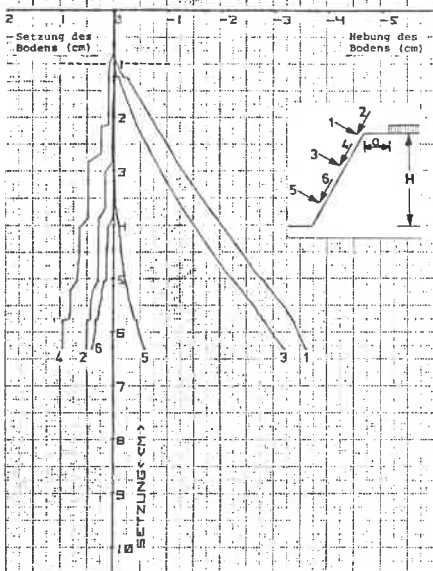
Last-Setzungskurve



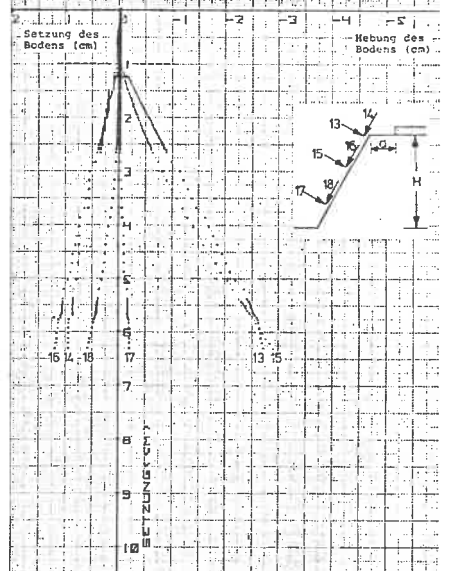
Profil Mitte



Profil links



Profil rechts



V 22

Anlage 1



Seitenfläche links

0 30 cm



Seitenfläche rechts

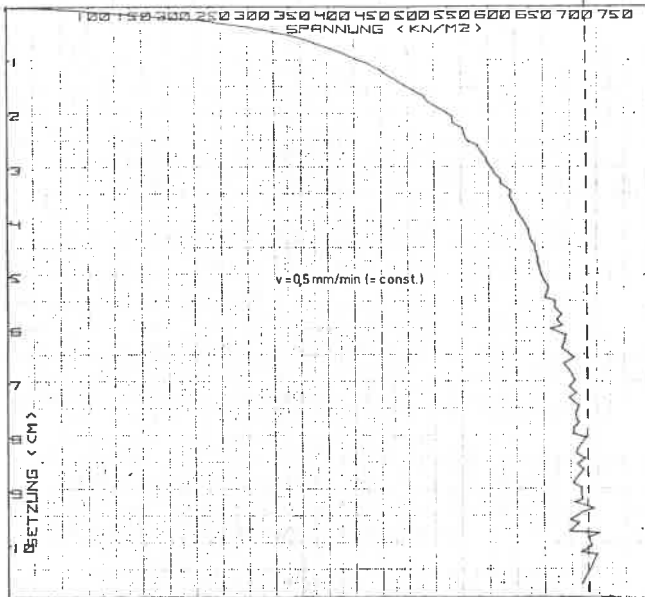
0 30 cm

Lastplatte 50/50 cm
Grundbruch

V 24

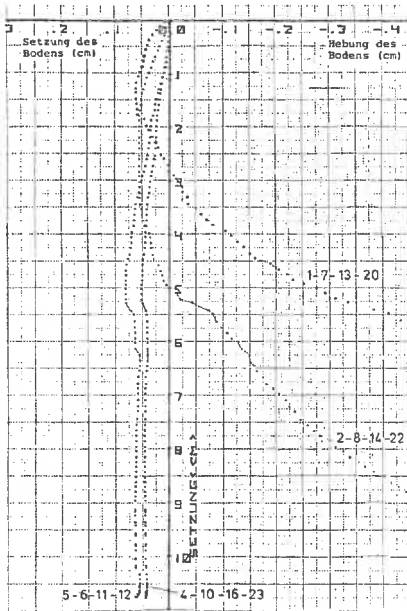
Anlage 1

Last-Setzungskurve

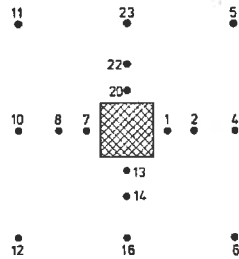


gemittelte Aufnehmerverformung

V 24

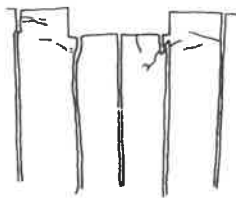


Anlage 1



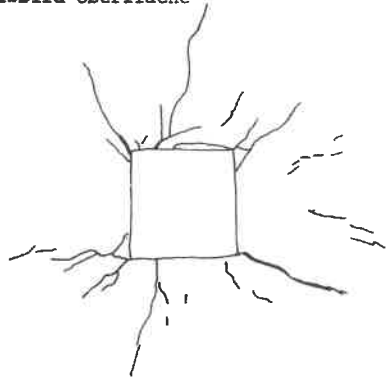
Anordnung der Aufnehmer

Verformung der Sandbohrungen



0 30 cm

Rißbild Oberfläche



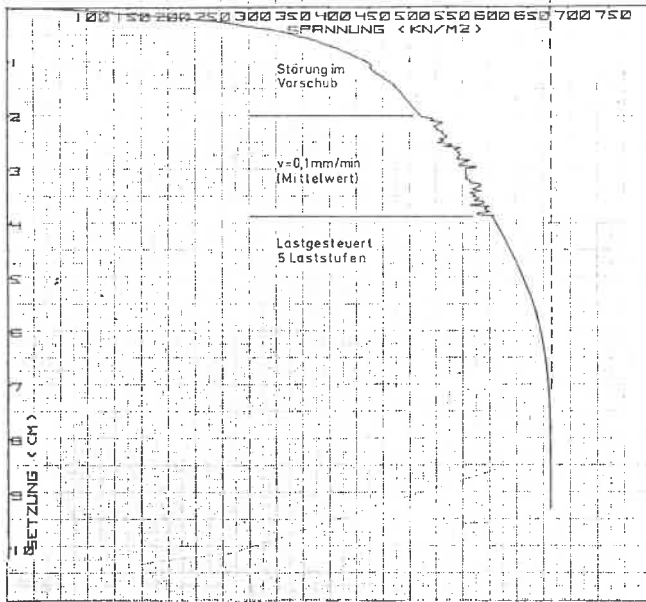
0 30 cm

Lastplatte 50/50 cm
Grundbruch

V 25

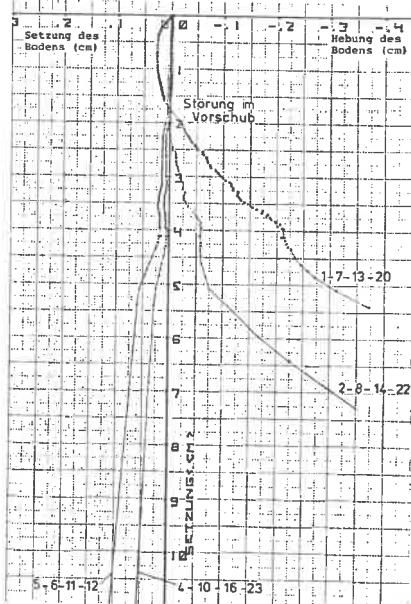
Anlage 1

Last-Setzungskurve

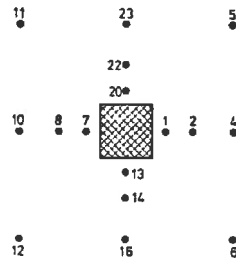


V 25

gemittelte Aufnehmerverformung

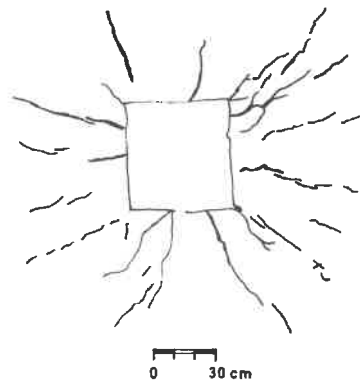


Anlage 1



Anordnung der
Aufnehmer

Rißbild Oberfläche

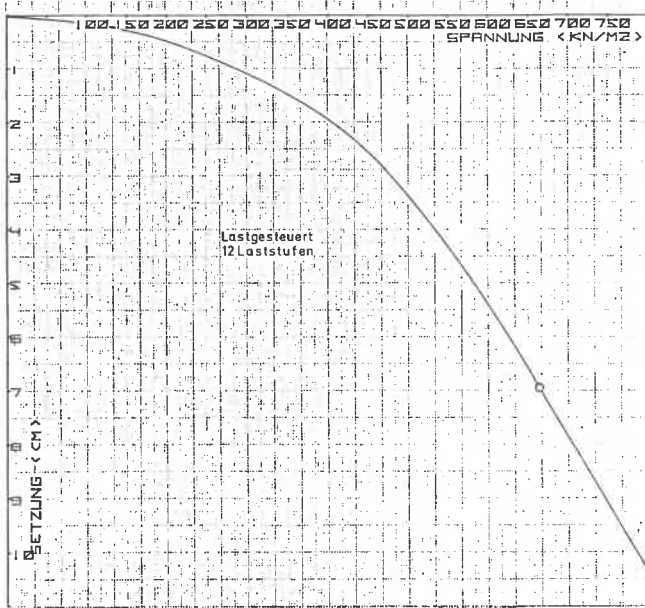


Lastplatte 50/50 cm
Grundbruch

V 26

Anlage 1

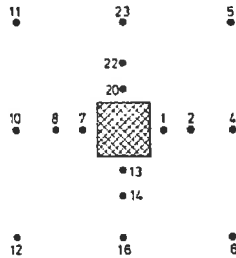
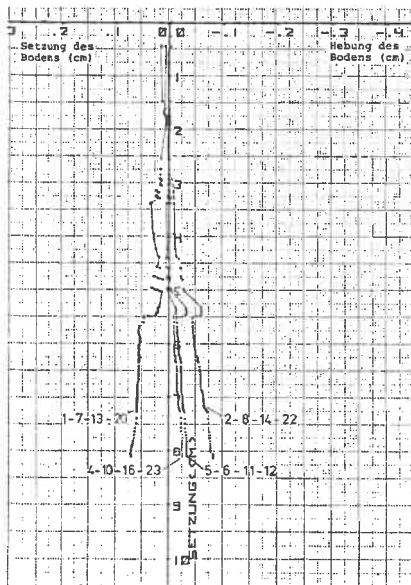
Last-Setzungskurve



gemittelte Aufnehmergeformung

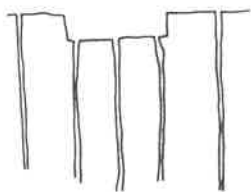
V 26

Anlage 1



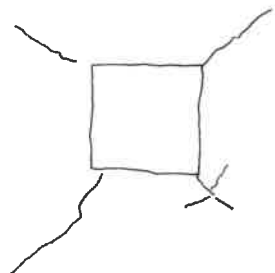
Anordnung der Aufnehmer

Verformung der Sandbohrungen



0 30 cm

Rißbild Oberfläche



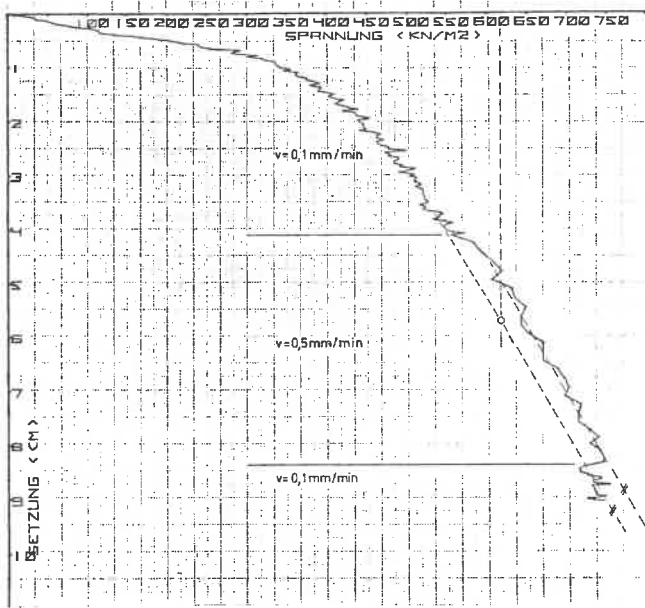
0 30 cm

Lastplatte 50/50 cm
Grundbruch

V 27

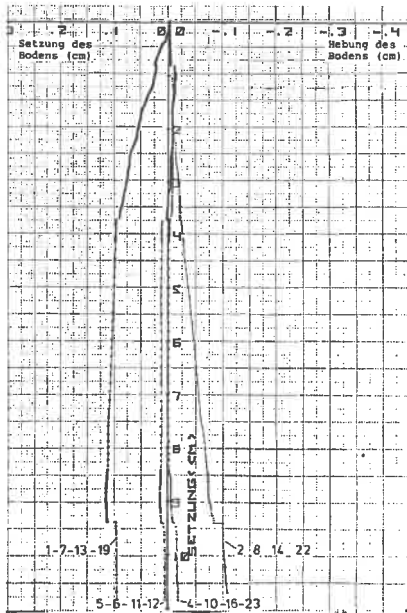
Anlage 1

Last-Setzungskurve

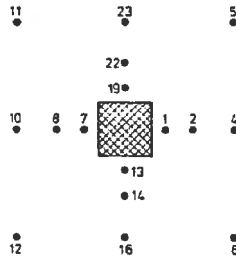


gemittelte Aufnahmeverformung

V 27

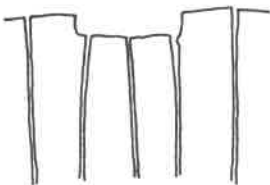


Anlage 1



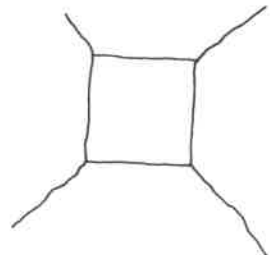
Anordnung der Aufnehmer

Verformung der Sandbohrungen



0 30 cm

Rißbild Oberfläche



0 30 cm

```

10 REM PROGRAMM BRUCHLAST EBEN - SCHRAEGE LAMELLENGRENZE
20 INPUT "PHI";PX:INPUT "C";C:INPUT "GAMMA";GM:PI=3.14159265
30 INPUT "A";A:INPUT "B";B:INPUT "BETA";BA:BE=BA*PI/180
40 PH=PX*PI/180:TB=TAN(BE):TP=TAN(PH)
50 INPUT "ALPHA S";A7:AS=A7*PI/180:TS=TAN(AS):SS=SIN(AS):QS=COS(AS)
60 INPUT "ALPHA1";A3:INPUT "ALPHA2";A4:INPUT "VARIAT ALPHA1(O) OD ALPHA2(1)";X
70 A1=A3*PI/180:A2=A4*PI/180:Q2=COS(A2):Q1=COS(A1):T2=TAN(A2):T1=TAN(A1)
80 S1=SIN(A1):S2=SIN(A2)
90 W3=B*XT2/(1+T2*TS):L2=W3/S2:LS=W3*(1+TS^2)^.5:F2=B*W3*.5:G2=GM*F2
100 W2=1*(W3+TB*(A+W3*TS))/(TB-T1):L1=W2/S1:H=W2+W3
110 F1=H/2*(W3*(TS+1/TB)+A)+A*W3/2:G1=GM*F1
120 C1=C*L1:CS=C*LS:C2=C*L2:W1=G1*S1-G1*Q1*TP-C1
130 EP=ATN((W1*(SS+QS*TP)-CS*(Q1+S1*TP))/(W1*(QS-SS*TP)+CS*(S1-Q1*TP)))
140 D1=COS(A1-EP)+SIN(A1-EP)*TP:D2=COS(A2-EP)+SIN(A2-EP)*TP
150 Z2=D2*(G1*(S1-Q1*TP)-C1):Z1=(D1*(G2*TP-S2)):Z/=Z2/Z1-C2*D1/Z1-G2
160 PRINT "AL1:";A3,"AL2:";A4,"H:";H,"SIGMAP:";Z7/B,"EBEN"
170 IFX=0 THEN A3=A3+1:GOTO70
180 A4=A4+1:GOTO70

```

Anlage 2: Rechenprogramm "EBEN/SCHRÄG"
für cbm 8032 zur Berechnung der Bruchlast einer belasteten
Böschung bei schräger Lamellengrenze im ebenen Fall

```

10 REM PROGRAMM BRUCHLAST RAEUMLICH /EBEN
20 INPUT"PHI<GRD>";PX:INPUT"C <KN/W2>";C:INPUT"GAMMA <KN/W3>";GM:PI=3.14159265
30 INPUT"BETA <GRD>";BA:INPUT"EBEN(O) ODER RAEUMLICH(1)";E:IFE=OTHENL=1:GOTO50
40 INPUT"LASTLAENGE L <M>";L
50 INPUT"LASTABSTAND A <M>";A:INPUT"LASTREIHE B <M>";B:BE=BA*PI/180
60 PH=PX*PI/180:TB=TAN(BE):TP=TAN(PH):KO=(1-SIN(PH))
70 INPUT"ALPHA1";A3:INPUT"ALPHA2";A4:INPUT"VARIAT.ALPHA1(O) OD. ALPHA2(1)";X
80 A1=A3*PI/180:A2=A4*PI/180:Q2=COS(A2):Q1=COS(A1):T2=TAN(A2):T1=TAN(A1)
90 T3=TAN(PH-A1):S1=SIN(A1):S2=SIN(A2):F2=B^2*T2/2:G2=GM*L*F2:D4=2*C*F2
100 C4=C*B*L/Q2:W4=2/3/L*KO*TP*B*T2:R2=W4*G2/(1+W4*S2):C2=C6+(C4+R2)*E
110 IFA=OGOTO130
120 IF1<-B*T2/ATHENFA=-B^2*T2^2/2/T1:FB=0:L1=-B*T2/S1:W6=0:W5=W4:H=0:GOTO160
130 FA=(A*(B*T2+A*T1)/2):(TB=FB*(B*T2+A*T1)^2/2:(TB-T1):H=TB/(TB-T1)*(B*T2+A*T1)
140 L1=(A*(TB*B*T2)/Q1):(TB-T1):W6=KO*TP*2*(B*T2+A*T1)/3/L
150 W5=KO*TP*(6*B^2*T2^2+6*A*B*T1*T2+2*A^2*T1^2)/3/L:(2*B*T2+A*T1)
160 C3=2*C*(FA+FB):CS=C*L*B*T2:C5=C*L*L1:GA=FA*GM*L:GB=FB*GM*L
170 RA=W5*GA/(1+W5*S1):RB=W6*GB/(1+W6*S1)
180 C1=C5+(C3+RA+RB)*E:DZ=C1*(Q1/T3-S1)+CS+GA+GB
190 EP=ATN(TP+CS*(1-TP*T3)/T3/DZ)
200 D1=COS(A1-EP)+SIN(A1-EP)*TP:D2=COS(A2-EP)+SIN(A2-EP)*TP
210 Z2=D2*(GA+GB)*(Q1*TP-S1)+C1:Z1=(D1*(S2-Q2*TP)):Z7=Z2/Z1+C2*D1/Z1-G2
220 IFE=OTHENPRINT"AL1";A3,"AL2";A4,"HS";H,"SIGMAP":Z7/B/L,"EBEN":GOTO250
230 W7=0.5*(KO*TP*B*T2/L:P=Z7/(1-D1*W7/Z1/(1+W7*S2))
240 PRINT"AL1";A3,"AL2";A4,"HS";H,"SIGMAP":P/B/L,"RAEUMLICH"
250 IFX=OTHEN A3=A3+1:GOTO80
260 A4=A4+1:GOTO80

```

Anlage 3: Rechenprogramm "BRUCHLAST RÄUMLICH/EBEN"
für cbm 8032 zur Berechnung der Bruchlast einer
belasteten Böschung (wahlweise eben oder räumlich)

```

10 REM PROGRAMM BRUCHLAST COULOMB EBEN / RAEUMLICH
20 INPUT "PHI:";PH;INPUT "C:";C;INPUT "GAMMA:";GA;PI=3.14159265
30 INPUT "ABSTAND ZOEKA BIS LASTPUNKT HINTEN [M]:";H;INPUT "BETA:";BA;BE=BA*PI/180
35 INPUT "LASTLADUNG L [M](EBEN L=1):";L
40 PH=PI*PI/180;TB=TAN(BE);TP=TAN(PH);KQ=1-SIN(PH);INPUT "B:";B
50 INPUT "ALPHA " ;A3
60 A1=B*KQ*PI/180;Q1=COS(A1);T1=TAN(A1)
70 T2=TAN(CH-A1);S1=SIN(A1);
80 HETB=(TB-T1)*A*T1;F=AA*H/2;G=GA*F*L
90 E=2/3*KQ*TP*H/L;RQ=2*G/(1+2*S1);RC=2*C*KF
100 Z2=C*L*AA*SIN(BE)/SIN(BE-A1);Z7=Z2+RG+RQ;Z1=S1-TP*Q1
110 Y=KQ*TP*Z1/L;P=Z7/Z1-Q)/(1-Y/Z1/(1+Y*S1));PE=Z2/Z1-G
120 PRINT "AL " ;A3;"H:";H; ;P/B/L;"RAEUML.";P;PE/B/L;"EBEN"
130 A3=A3+1;GOTO 60

```

Anlage 4: Rechenprogramm "COULOMB"
für cbm 8032 für Sonderfall $A = 0$ und $\beta = 90^\circ$
(nur 1 Lamelle) eben und räumlich

SCHRIFTTUM

- Azzouz, A.S./Baligh, M.M. (1976) *Design charts for three-dimensional stability of cohesive slopes subjected to surcharge loads.*
Publication Nr. R 76-19, Massachusetts Inst. of Tech., Cambridge, Mass.
- Azzouz, A.S./Baligh, M.M. (1978) *Discussion on "Three-dimensional slope stability analysis method" by H.J. Hovland.*
J.Geotechn.Eng.Div. ASCE 104, 1206 - 1208
- Baligh, M.M./Azzouz, A.S. (1975) *End effects on stability of cohesive slopes.*
J.Geotechn.Eng.Div. ASCE 101, 1105 - 1117
- Bilz, P./Brödel, C. (1980) *Verfahren zur Berechnung der Standsicherheit von Böschungen im räumlichen Zustand.*
Bauplanung-Bautechnik 7, 304 - 306
- Bishop, A.W. (1954) *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes.*
Proc.Europ.Conf.Stability of earth slopes, Stockholm, Vol. 1
- Borowicka, H. (1970) *Ein statisch einwandfreies Verfahren zur Ermittlung der Standsicherheit einer Böschung.*
Bauingenieur 45, 307 - 313
- Breth, H. (1956) *Einige Bemerkungen über die Standsicherheit von Dämmen und Böschungen.*
Bautechnik 1, 9 - 12
- Brinch Hansen, J. (1966) *Three-dimensional effect in stability analysis.*
Danish Geotechn.Inst.Bull 21, Copenhagen
- Du Thin, K. (1976) *Standsicherheit von Böschungen: Programmdokumentation.*
Mitt. 4 Baugrundinstitut Universität Stuttgart
- Franke, E. (1967) *Einige Bemerkungen zur Definition der Standsicherheit von Böschungen und der Geländebruchsicherheit beim Lamellenverfahren.*
Bautechnik 12, 415 - 419
- Fröhlich, O.K. (1950) *Sicherheit gegen Rutschung einer Erdmasse auf kreiszylindrischer Gleitfläche mit Berücksichtigung der Spannungsverteilung in dieser Fläche.*
Federhofer-Girkmann-Festschrift, Wien, 181 - 197
- Goldscheider, M./Gudehus, G. (1974) *Verbesserte Standsicherheitsnachweise.*
Vorträge Baugrundtagung Frankfurt, 99 - 118, DGE, Essen
- Gussmann, P. (1978) *Das allgemeine Lamellenverfahren unter besonderer Berücksichtigung von äußeren Kräften.*
GEOTECHNIK 1, 68 - 74

- Gussmann,P./Lutz,W. (1981) *Schlitzstabilität bei anstehendem Grundwasser.*
GEOTECHNIK 4, 70 - 81
- Herzog,M. (1981) *Die Standsicherheit von Erd- und Felsböschungen bei beliebiger Form der Rutschfläche.*
Bauingenieur 56, 89 - 95
- Hoek,E./Bray,J. (1974) *Rock slope engineering.*
Inst. of Mining and Metallurgy, London
- Hovland,H.J. (1977) *Three-dimensional slope stability analysis method.*
J.Geotechn.Eng.Div. ASCE 103, 971 - 986
- Jaeger,J.C. (1971) *Friction of rocks and stability of rock slopes.*
Rankine Lecture, Géotechnique
- Janbu,N. (1954) *Stability analysis of slopes with dimensionless parameters.*
Cambridge,Mass.,Harvard Soil Mech. Series, No 46
- Karstedt,J. (1980) *Beitrag zur räumlichen Gelände- bzw. Böschungsbruchberechnung.*
GEOTECHNIK 3, 106 - 110
- Kovari,K./Fritz,P. (1976) *Stabilitätsberechnung ebener und räumlicher Felsböschungen.*
Rock Mech. 8, 73 - 113
- Lefebvre,G./Duncan,J.M./Wilson,E.L. (1973) *Three-dimensional finite element analysis of dams.*
J.Soil Mech.Found.Div. ASCE 99, 495 - 507
- Meyerhof,G.G. (1957) *The ultimate bearing capacity of foundations on slopes.*
Proc. 4. ICSMFE London, 1, 384 - 386
- Pregl.O./Talmann,W. (1978) *Tafeln zur Berechnung des passiven Erddrucks und der Tragfähigkeit von Flachgründungen.*
Mitt.Inst.f.Geotechnik u. Verkehrsbau Wien, Reihe Geotechnik H. 6
- Riehle,H. (1979) *Kleinmaßstäbliche Versuche mit belasteten Böschungen.*
Diplomarbeit am Inst.f.Grundbau u. Bodenmech. der Universität Stuttgart, unveröffentlicht
- Salden,D. (1980) *Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten.*
Mitt. 12 Baugrundinstitut Universität Stuttgart
- Schad,H. (1979) *Erweiterungen zum Böschungsprogramm.*
Inst.f.Grundbau u. Bodenmech. der Universität Stuttgart, unveröffentlicht
- Smoltczyk,U. (1975) *Anmerkungen zum Gleitkreisverfahren.*
Festschrift Lorenz, Techn. Universität Berlin, 203 - 218

- Smolczyk,U./Kobler,W. (1980) *Räumlicher Böschungsbruch unter Hausfundamenten.*
Forschungsbericht VB 1-72.02-Nr.76 des Inst.f. Grundbau und Bodenmech., Univ.Stuttgart für den Innenminister des Landes Nordrhein-Westfalen, unveröffentlicht
- Sokolovski,V.V. (1960) *Statics of soil media.*
Butterworths Sci. Publ. London
- Taylor,D.W. (1937) *Stability of earth slopes.*
J.Boston Soc.Civ.Eng. 337 - 386
- Terzaghi,K./Peck,R.B. (1961) *Die Bodenmechanik in der Baupraxis.*
Springer-Verlag Berlin/Göttingen/Heidelberg
- Tölke,F. *Spannungen und Verformungen im Baugrund.*
Vorlesungsumdruck Universität Stuttgart
- Trägner,R. (1980) *Untersuchung über die Tragfähigkeit belasteter Böschungen.*
Diplomarbeit am Inst.f.Grundbau und Bodenmech. der Universität Stuttgart, unveröffentlicht
- Uchida,I./Hirata,T. (1977) *Failure of embankment slope of silty sand "Masa".*
Proc. 9 ICSMFE Tokyo, 161 - 164
- Ulrich,G. (1976) *Servohydraulik in der Bodenmechanik.*
HERION-Information 4/76
- Wittke,W. (1965) *Verfahren zur Berechnung der Standsicherheit belasteter und unbelasteter Felsböschungen.*
Felsmech. u. Ingenieurgeol. Supp II, 30, 52 - 79
- Woldt,J. (1978) *Standsicherheitsberechnungen von Böschungen nach der Grenzgleichgewichtsmethode.*
Bautechnik 6, 198 - 203
- Wright,S.G./Kulhawy,F.H./Duncan,J.M. (1973) *Accuracy of equilibrium slope stability analysis.*
J.Soil Mech.Found.Div. ASCE 99, 783 - 791

Weitere Veröffentlichungen des Baugrundinstituts und seiner
Mitarbeiter

- | | | | | |
|------|---------------------------------------|--------|--|-------------|
| [1] | Smoltczyk, U. | (1982) | <i>Studienunterlagen</i>
426 Seiten, broschiiert | DM 30,- |
| [2] | Gußmann, P. | (1973) | <i>Ausgleichsvorgänge eindimensionaler Strömungen bei beliebiger Anfangsbedingung unter besonderer Berücksichtigung der Konsolidation einseitig dräniierter Tonschichten</i>
Die Bautechnik 50, 20 - 25 | Sonderdruck |
| [3] | Thamm, B. R. | (1973) | <i>Die "Cam-Clay"-Theorie und das "Critical-State"-Konzept</i>
Der Bauingenieur 48, 311 - 314 | Sonderdruck |
| [4] | Gußmann, P./
Spotka, H. | (1973) | <i>Eindimensionale Konsolidation mehrschichtiger Tonböden</i>
Die Bautechnik 50, 265 - 272 | Sonderdruck |
| [5] | Thamm, B. R. | (1973) | <i>Anwendung der Finite-Element-Methode zur Berechnung von Spannungen in wassergesättigten Böden</i>
Der Bauingenieur 48, 370 - 374 | Sonderdruck |
| [6] | Gußmann, P. | (1974) | <i>Different methods of evaluating the influence of seepage forces on slope stability</i>
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 61 - 73 | |
| [7] | Gußmann, P./
Schad, H. | (1974) | <i>Practical considerations in the application of finite element techniques to soil problems</i>
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 74 - 90 | |
| [8] | Gußmann, P./
Spotka, H. | (1974) | <i>One-dimensional consolidation of multi-layered clays</i>
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 91 - 102 | |
| [9] | Gußmann, P./
Thamm, B. | (1974) | <i>Two-dimensional consolidation of triaxial test specimen</i>
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 103 - 117 | |
| [10] | Schad, H. et al. | (1974) | <i>Stresses in concrete caisson bells</i>
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 118 - 121 | |
| [11] | Smoltczyk, U. | (1974) | <i>Improved technique for foundations on slopes</i>
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 122 - 129 | |
| [12] | Smoltczyk, U./
Diem, P./Spotka, H. | (1974) | <i>Pressure cell for the measurement of normal and shear stress</i>
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 130 - 136 | |
| [13] | Smoltczyk, U./
Ljötterud, L. | (1974) | <i>Stabilizing sand grains by overhead water pressure in bell bottoms of caisson piles</i>
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 137 - 141 | |

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

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

- [31] Schad, H. (1978) *Die Verwendung nichtlinearer Stoffgesetze bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben*
Vorträge Baugrundtagung Berlin, 141 - 161
- [32] Schulz, H./Smoltczyk, U. (1978) *Zur Ermittlung der Scherparameter überkonsolidierter Böden für Erddruckberechnungen*
Vorträge Baugrundtagung Berlin, 275 - 296
- [33] Smoltczyk, U. (1978) *DFG-Schwerpunktprogramm Bodenmechanik*
GEOTECHNIK 1, 29 - 42
- [34] Gußmann, P. (1978) *Das allgemeine Lamellenverfahren unter besonderer Berücksichtigung von äußeren Kräften*
GEOTECHNIK 1, 68 - 74
- [35] Hilmer, K./Vogt, N. (1978) *Der Einfluß der Temperaturverformung auf den Erddruck hinter Bauwerkswänden*
GEOTECHNIK 1, 75 - 84
- [36] 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 Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart
- [37] Schmidt, H.-H. (1978) *Exprobung von Versiegelungen fein- und gemischtkörniger Böden auf bituminöser Basis unter Verwendung von Handelsprodukten*
Forschungsbericht F.A. Nr. 5.034 G 76 A für den Bundesminister für Verkehr, bearbeitet am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart
- [38] Gußmann, P. (1979) *Die Bestimmung bodenmechanischer Parameter aus der Differenz der Zeitsetzung unterschiedlich dräniert Laborversuche*
GEOTECHNIK 2, 148 - 154
- [39] Smoltczyk, U. (1979) *Bestimmung der Baugrundfestigkeit mit der Seitendrucksonde.* Vortragsband zum Pfahlsymposium München 1977, 77 - 80
- [40] Schmidt, H.-H. (1979) *Erddruck auf Widerlager und Stützmauern in Abhängigkeit von Untergrundbewegungen durch Dammschüttungen.* Forschungsbericht FA 5.042 G 77 H B.f.Verkehr
- [41] Smoltczyk, U. (1979) *Zur Berechnung von Bodenreaktionskräften*
Berichte Bundesvereinigung Prüflingenieure für Baustatik, Arbeitstagung 4, 23 - 51
- [42] Smoltczyk, U./Vogt, N./Hilmer, K. (1979) *Lateral Earth Pressure Due to Surcharge*
Proc. 7.ECSMFE Brighton, 2, 131 - 140

- [43] Smoltczyk,U. (1979) *Influence of foundation depth on raft analyses* Proc.3.Int.Conf.Numerical Methods in Geomechanics, 4, 1503 - 1512
- [44] Smoltczyk,U. (1979) *Dammerschüttung in Baggerseen beim Bau der Schnellbahnstrecke Mannheim-Stuttgart* 2.Nationale Tagung für Ingenieurgeologie, 113 - 119
- [45] Smoltczyk,U./Gartung,E. (1979) *Geotechnical Properties of a Soft Keuper Sandstone.* Proc.4.Int.Congr.Rock Mechanics Montreux, 639 - 644
- [46] Smoltczyk,U./Schmidt,H.-H. (1979) *Forschungsergebnisse von Erddruckuntersuchungen an Modellwänden* Tagung der Arbeitsgruppe Untergrund der Forschungsgesellschaft f.d.Straßenwesen Koblenz
- [47] 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
- [48] Smoltczyk,U.(1980) *Untersuchung von Gründungsschäden unter Hinzuziehung von mineralogischen Untersuchungen.* VDI-Seminar "Erkenntnisse aus Schäden im Tiefbau..".
- [49] Smoltczyk,U.(1980) *Erfahrungen mit der Stuttgarter Seitendrucksonde.*III. Intern.Symposium DDR-Komitee Bod.Grundbau Dresden, S.22-28.
- [50] Smoltczyk,U.(1980) *Beitrag zu den Thesen zu Problemen der lastbedingten Baugrundverformungen.* III.Int.Symposium DDR-Kom. Bodenmech.Grundbau Dresden, S.58-61.
- [51] Smoltczyk,U.(1981) *Saving cities and old buildings.* State-of-the-Art Report. X.ICSMFE Stockholm, S.233-260.
- [52] Gussmann,P./Lutz,W. (1981) *Schlitzstabilität bei anstehendem Grundwasser.* GEOTECHNIK 2
- [53] Melzer,K.-J./Smoltczyk,U. (1982) *Dynamic penetration testing - State-of-the-Art Report* Proc.2d ESOPT, 1, 191 - 202
- [54] Smoltczyk,U.(1982) *Use of non-linear constitutive soil models in engineering practice, Some personal experiences.* Intern.Symposium Numerical Models Geomechanics Zürich, S.535-548.
- [55] Vogt,N.(1982) *Large scale model tests with partial mobilization of the passive earth pressure and cyclic movements of the wall.* IUTAM Conference Deformation Failure Granular Materials Delft, S.643-652.
- [56] Smoltczyk,U.(1982) *Verkantung von Brückenpfeilern infolge Baugrund-Elastizität.* Geotechn.Konferenz Brn,CSSR
- [57] Smoltczyk,U.(1982) *Unterfangungen und Unterfahrungen.* Grundbautaschb. Teil 2, Abschn.2.3, 3.Aufl.,W.Ernst u.Sohn.
- [58] Smoltczyk,U./Netzel,D. (1982) *Flachgründungen.* Grundbtschb. Teil 2, Abschn.2.1, 3.Aufl., W.Ernst u.Sohn

- |59| Smoltczyk,U./Hilmer,K. (1982) *Baugrundverbesserung*. Grundbtschb. Teil 2, Abschn.2.5, 3.Aufl., W.Ernst u.Sohn
- |60| Schenck,W./Smoltczyk,U./Lächler,W. (1982) *Pfahlroste, Berechnung und Konstruktion*. Grundbtschb.2, 2.12,W.Ernst u.Sohn
- |61| Schenck,W./Smoltczyk,U. (1982) *Gründungen im offenen Wasser*. Grundbtschb. Teil 2, Abschn.2.17,3.Aufl.,W.Ernst u.Sohn.
- |62| Gussmann,P. (1982) *Kinematical Elements for Soils and Rocks*. Proc.of the 4th Int.Conf.on Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton/Canada
- |63| Gussmann,P. (1982) *Application of the Kinematical Element Method to Collapse Problems of Earth Structures*. IUTAM Symp. 'Deformation and Failure of Granular Materials', Delft

MITTEILUNGEN DES BAUGRUNDINSTITUTS 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 Laumans, Q. (1977) Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens
Preis: DM 18,--
- Nr. 8 Lächler, W. (1977) Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse
Preis: DM 15,--
- Nr. 9 Spotka, H. (1977) Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächen-Rüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand
Preis: DM 15,--
- Nr. 10 Schad, H. (1979) Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben
Preis: DM 20,--
- Nr. 11 Ulrich, G. (1980) Verschiebungs- und kraftgesteuerte Plattendruckversuche auf konsolidierenden Böden
Gußmann, P. (1980) Zum Modellgesetz der Konsolidation
Preis: DM 20,--
- Nr. 12 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,--

