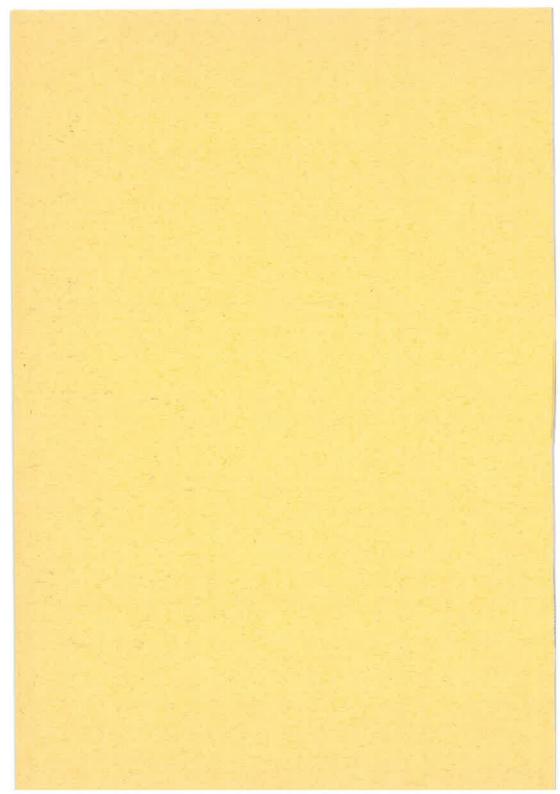


BAUGRUNDINSTITUT STUTTGART

> 1984 MITTEILUNG 21

OTTO SCHWEIKERT

DER EINFLUSS DES BÖSCHUNGSWINKELS β AUF DIE BERECHNUNG DES AKTIVEN ERDDRUCKES



Der Einfluß des Böschungswinkels B auf

die Berechnung des aktiven Erddruckes

von Dipl.-Ing.Otto Schweikert

Schlußbericht zum DFG-Forschungsvorhaben Sm 3/26 des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart.

Mitteilung 21

1984

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

ISBN 3-921837-21-9

Gegen Vervielfältigung und Übersetzung bestehen keine Einwände, es wird lediglich um Quellenangabe gebeten. Herausgegeben 1984 im Eigenverlag des Baugrundinstituts

VORBEMERKUNG

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen des von der Deutschen Forschungsgemeinschaft geförderten Schwerpunkt-Programms "Tunnelbau" mit dem Ziel, bei in einen Hang hineingebauten Tunneln den von der Bergseite her wirkenden Erddruck zuverlässiger zu berechnen.

Die Bearbeitung lag in den Händen von Dipl.-Ing. Otto Schweikert und erstreckte sich über einen Zeitraum von zwei Jahren. Die wissenschaftliche Betreuung übernahm Prof.Dr.-Ing.Peter Gußmann, dem wir hier für seine Unterstützung danken. Der Deutschen Forschungsgemeinschaft danken wir für die finanzielle und organisatorische Förderung unseres Vorhabens.

o.Professor Dr.-Ing.U.Smoltczyk
und
Dipl.-Ing.O.Schweikert

ZUSAMMENFASSUNG

Der aktive Erddruck wird in der Regel mit Hilfe der kinematischen Methode berechnet. Sie setzt Bruchmechanismen voraus, bei denen der Vorgang des Abscherens auf diskrete Gleitflächen beschränkt ist, die seit der klassischen Berechnung von COULOMB solange variiert werden, bis ein Extremwert erreicht ist. In der klassischen Erddrucklehre ist die Gleitfläche eine Ebene durch den Fußpunkt der Stützwand.

Die Berechnung des Erddrucks für den Fall, daß die bergseitige Oberfläche steiler geneigt ist als der Scherwinkel ϕ' , d.h. $c' \neq 0$ ist, ist mit der Theorie von COULOMB nur bei stark vereinfachenden und meist zu ungünstigen Annahmen möglich. Auch das grafische Verfahren von CULMANN (1866) liefert, wie auch die neuere Berechnung von GROSS (1981), hierzu eine Lösung, allerdings auch mit der Beschränkung auf ebene Gleitflächen.

Im vorliegenden Beitrag wird die Methode der kinematischen Elemente (KEM) nach GUSSMANN für das Problem des aktiven Erddrucks aufbereitet; es werden Vergleichsberechnungen zu den klassischen Lösungen durchgeführt. Dabei zeigt sich, daß bei Böden mit überwiegend durch die Kohäsion bestimmter Scherfestigkeit eine aus zwei Ebenen zusammengesetzte Gleitfläche bei zunehmender Böschungsneigung maßgebend ist. Die Berechnungsergebnisse sind für die praktische Anwendung in der Form von Bemessungsdiagrammen ausgearbeitet.

SYNOPSIS

The active earth pressure is usually calculated by applying the kinematical method; for the mode of failure it is assumed that the process of sliding is confined to line rupture zones which are - since the days of COULOMB - varied until an extremum is obtained. In the classical approach the line of rupture is a plane through the bottom corner of the retaining wall.

An analysis of the case in which the sloping angle is greater than the angle of internal friction φ' - which means that $c'\neq 0$ is necessary - by using the theory of COULOMB is possible only under very simplifying and normally unfavourable assumptions. The graphical procedure of CULMANN (1866) and, more recently, the calculation of GROSS (1981) also provide a solution to this problem. These solutions, however, are also restricted to plane rupture planes.

In this paper the method of kinematical elements (KEM) of GUSSMANN is applied and further elaborated for the problem of active thrust; comparisons with the classical solutions are provided. It becomes apparent that with soils for which cohesion is the major source of strength a failure mode composed of two planes should be introduced. The steeper the slope, the more influential is this mechanism. The practical application of the results of this investigation is facilitated by providing graphs from which the factors of active earth pressure based on the KEM can be obtained.

Inhaltsverzeichnis		
Literaturverzeichnis	5	
Bezeichnungen und Dimensionen	7	
l Einführung, Ziel des Forschungsauftrages	9	
2 Stand der Forschung	10	
2.1 Kinematische Methoden	10	
2.2 Aktiver Erddruck nach Coulomb 1776	10	
2.3 Erddruckberechnung nach Culmann 1866	13	
2.4 Erddruckberechnung nach H. Groß 1981	15	
2.5 Zusammenfassung	18	
3 Untersuchungen mit der 'Kinematischen Element- methode KEM' nach Gußmann 1982		
3.1 Beschreibung der KEM	20	
3.1.1 Allgemeines	20	
3.1.2 Kinematik	21	
3.1.3 Statik	24	
3.1.4 Optimierung	25	
3.2 Erläuterungen zum Programm KEM	27	
3.3 Anwendung der KEM auf das Problem des	29	
aktiven Erddrucks		
3.3.1 Erddruck bei homogenen Reibungsböden	29	
3.3.2 Erddruck bei Böden mit Reibung und	32	
Kohäsion		
3.3.3 Erddruckverteilung mit der KEM	37	
3.4 Zusammenfassung	43	

		Seite		
4	Variation der Parameter	45		
	4.1 Vorbemerkungen	45		
	4.2 Untersuchungen mit einem Bruchkörper	45		
	4.3 Untersuchungen mit zwei Elementen	49		
	4.4 Zusammenfassung	52		
5	Geschichteter Baugrund 54			
	5.1 Voruntersuchung	54		
	5.2 Untersuchungen mit zwei Elementen	56		
	5.3 Vergleichsberechnungen und Ergebnisse	60		
6	Anwendung auf den 'Tunnel in Hanglage'	64		
	6.l Erddruckermittlung und Lastansätze	64		
	6.2 Massenermittlung und Kalkulation	66		
	6.3 Zusammenfassung	67		

Literaturverzeichnis

- [1] Smoltczyk,U. / Schweikert,O. (1981): Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangsstrassen in Siedlungen. Mitteilung Baugrundinstitut Stuttgart Nr.15
- [2] Gudehus, G. (1980): Erddruckermittlung, Grundbautaschenbuch, 3. Auflage Teil 1 Verlag W.Ernst und Sohn
- [3] Groß, H. (1981): Korrekte Berechnung des aktiven und passiven Erddrucks mit einer ebenen Gleitfläche bei Böden mit Reibung, Kohäsion und Auflast. Geotechnik, Jahrgang 2
 1981 Seite 66-69
- [4] Kézdi, A. (1962): Erddrucktheorien. Springer-Verlag
 Berlin
- [5] Schmitt, H. (1966): Culmannsche E-Linie bei Ansatz von Reibung und Kohäsion. Die Bautechnik (1966) H.3
- [6] Gußmann,P.(1982): Kinematical Elements for Soils and Rocks. Proc. of the 4th Conf. of Num. Methods in Geomechanics, Edmonten Canada
- [7] Smoltczyk,U. (1983): Studienunterlagen Bodenmechanik und Grundbau. Kapitel E3: Kinematische Methoden; Verfasser P. Gußmann. Ausgabe 1983

- [8] Gußmann, P. (1982): Application of the Kinematical
 Element Method to collaps problems of
 earth structures. IUTAM Conf. on Deformation and Failure of Granular Materials
 Delft
- [9] Künzi, H.P. / Krelle, W. / von Randow, R. (1979): Nicht lineare Programmierung. Springer -Verlag, 2. Auflage 1979
- [10] Hofer und Lunderstädt: Numerische Methoden der Optimierung
- [11] Salden,D. (1980): Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten. Mitt. Baugrundinstitut Stuttgart Nr. 12
- [12] de Boer,R. und Mentlein,H. (1977): Grenzzustände in der Bodenmechanik. Die Bautechnik 7/1977 und 9/1977
- [13] Gudehus, G. (1981): Bodenmechanik. Ferdinand Enke Verlag Stuttgart 1981

Bezeichnungen und Dimensionen

a	[m]	Bermenlänge
С	[kN/m]	Kohäsion
Ea	[kN/m]	aktiver Erddruck
E _{ah}	[kN/m]	horizontaler aktiver Erddruck
e _{ah}	[kN/m²]	horizontale Erddruckspannung
G	[kN/m³]	Gewicht des Erdkörpers
gi	[1]	Gradient
h	[m]	Baugrubenhöhe
К _а	[1]	aktiver Erddruckbeiwert
K ah	[1]	horizontaler aktiver Erddruckbeiwert
1 _c	[m]	Gleitfugenlänge
N	[kN/m]	Normalkraft auf die Elementseite
Q	[kN/m]	Reibungskraft auf die Elementseite
s	[kN/m]	resultierende Kraft auf die Elementseite
т	[kN/m]	Tangentialkraft auf die Elementseite
U	[kN/m]	Wasserdruckkraft auf die Elementseite
v _x	[cm]	Verschiebung in x-Richtung
ZF	[kN/m]	Zielfunktion
Q.	[°]	Wandneigungswinkel
β	[°]	Böschungswinkel
Υ	[kN/m³]	Bodeneigengewicht
δa	[0]	Wandreibungswinkel, aktiv

λ	[1]	dimensionslose Variable
\overline{v}	[1]	Dilatanzwinkel
σχχ	$[kN/m^2]$	horizontale Erddruckspannung
σzz	[kN/m²]	vertikale Erddruckspannung
τ	[kN/m²]	Schubspannung
φ	[°]	Reibungswinkel
ŧa	[°]	Gleitflächenwinkel

1 Einführung, Ziel des Forschungsauftrages

Die "Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangsstraßen in Siedlungen" [1] befaßt sich im Kapitel 4 mit der Straßenführung in Hanglage. Es wird dort der "Tunnel in Hanglage" vorgestellt, der hinsichtlich seiner technischen Realisierbarkeit und Wirtschaftlichkeit in dieser Studie untersucht wird.

Ausgehend von dieser Pilotstudie wird im vorliegenden Forschungsvorhaben der aktive Erddruck auf eine Verbauwand in Hanglage untersucht. Vorgegeben wird ein geneigtes Gelände, variiert werden das Bodeneigengewicht γ und die Scherfestigkeit des Bodens ϕ und c. Insbesondere wird bei kohäsiven Böden auf den Fall: Böschungswinkel β > Reibungswinkel ϕ bei einer beliebigen Höhe des Hanges näher eingegangen.

Bei der technischen Bearbeitung der oben erwähnten Tunnellösung stellte sich heraus, daß das Erddruckproblem "Geländesprung bei geneigter Geländeoberfläche mit $\beta>\phi$, c $\neq 0$ und mehrschichtigem Baugrund" mit den klassischen Verfahren nach Coulomb und Culmann nur durch stark vereinfachende, meist zu ungünstigen Annahmen gelöst werden kann.

Ziel dieses Forschungsauftrages ist es, durch genauere, der Wirklichkeit näher kommende Erddruckansätze die Belastung der hangseitigen Tunnelwand zu ermitteln, was wiederum eine wirtschaftlichere und ausreichend sichere Bemessung für das gesamte Bauwerk mit sich bringt.

Die ausgewählten Methoden zur Erddruckermittlung werden auf ihre Verwendbarkeit für dieses Problem untersucht, so daß abschließend Empfehlungen für ihre praktische Anwendung gegeben werden können.

2 Stand der Forschung

2.1 Kinematische Methoden

Für die Berechnung des aktiven Erddrucks wird in den meisten Fällen die kinematische Methode angewandt. Diese kinematische Methode geht von Bruchmechanismen aus, bei denen die Scherung auf diskrete Gleitflächen (auch Gleitfugen oder Bruchfugen genannt) konzentriert ist [2]. Solche Mechanismen sind, bezogen auf das Problem des aktiven Erddrucks, so lange zu variieren, bis der ungünstigste gefunden worden ist, das bedeutet, bis die gesuchte Erddruckkraft Ea ein Maximum erreicht hat. In der Praxis beschränkt man sich bisher fast ausschließlich auf einen durch eine Ebene begrenzten Gleitkörper.

Lösungen für einen von einer geraden Gleitfläche begrenzten Gleitkeil liefern die Coulomb'sche Erddrucktheorie (1776), das graphische Verfahren zur Erddruckberechnung nach Culmann (1866) und die Erddruckberechnung nach H. Groß [3]. Diese Verfahren werden für Vergleichsberechnungen herangezogen.

2.2 Aktiver Erddruck nach Coulomb 1776

Die Voraussetzungen der Coulomb'schen Erddrucktheorie sind folgende [4]:

- die Gleitfläche ist eine Ebene
- die Rückseite der Stützmauer ist lotrecht, die Erdoberfläche waagrecht; zwischen Mauerfläche und Boden tritt keine Reibung auf, die Richtung des Erddrucks ist also waagrecht
- zwischen den normalen und den tangentialen Komponenten der resultierenden Kraft auf die Gleitfläche besteht die Coulomb 'sche Bruchbedingung

- von unendlich vielen möglichen Ebenen AC (den sogenannten Prüfflächen, vgl. Abbildung 1) ist nach den Grundsätzen der Extremalmethode diejenige die Gleitfläche, bei welcher der Erddruck einen Extremwert erreicht

$$G = \frac{h^2 \cdot \gamma}{2} \cdot \cot \theta$$

$$E_a = \frac{h^2 \cdot \gamma}{2} \cdot \cot \theta \cdot \tan(\theta - \phi)$$

Abb.1 · Aktiver Erddruck nach COULOMB

Die Extremalbedingung
$$\frac{dE_a}{d\vartheta} = 0 \quad \text{mit} \quad \frac{d^2 E_a}{d\vartheta^2} < 0$$
 führt auf
$$\frac{dE_a}{d\vartheta} = \frac{h^2 \cdot \gamma}{2} \left[-\frac{\tan(\vartheta - \phi)}{\sin^2 \vartheta} + \frac{\cot \vartheta}{\cos^2 \left(\vartheta - \phi\right)} \right] = 0$$
 und man erhält für den Gleitflächenwinkel

 $\theta = 45^{\circ} + \frac{\varphi}{2}$

$$E_{a} = \frac{h^{2} \cdot \gamma}{2} \cdot \tan^{2} \left(45^{\circ} - \frac{\varphi}{2}\right) = K_{ah} \cdot \frac{h^{2} \cdot \gamma}{2}$$

Wenn man die Extremalbedingung auf den allgemeinen Fall mit geneigter Wand (α) und geneigter Wandoberfläche (β) anwendet, erhält man als resultierende Erddruckkraft

$$E_{a} = \frac{h^{2} \cdot \gamma}{2} \cdot K_{a}(\varphi, \delta, \alpha, \beta)$$

bei unbelasteter Erdoberfläche, bzw.

$$E_{a} = \left[\frac{h^{2} \cdot \gamma}{2} + p \cdot h \cdot \frac{\cos \alpha \cdot \cos \beta}{\cos (\alpha + \beta)}\right] \cdot K_{a}$$

bei gleichförmig mit p belasteter Oberfläche.

Der Erddruckbeiwert Kabzw. der Beiwert

$$K_{ab} = K_a \cdot \cos(\alpha - \delta)$$
 lautet:

$$K_{ah} = \frac{\cos^{2}(\varphi + \alpha)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}}\right]^{2} \cos^{2}\alpha}$$

In Abbildung 2 ist der Bruchkörper für den allgemeinen Fall dargestellt.

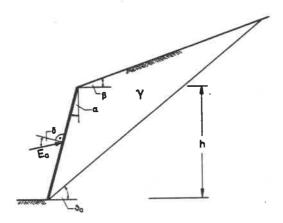


Abb. 2: Geometrie eines Bruchkörpers

Das Maximum von $\mathbf{E}_{\mathbf{a}}$ ergibt sich nach Gudehus [2] bei der Gleitflächenneigung von

$$\vartheta_{a} = \varphi + \operatorname{arcot} \left[\tan(\alpha + \varphi) + \frac{1}{\cos(\alpha + \varphi)} \cdot \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}{\sin(\varphi - \beta) \cdot \cos(\delta - \alpha)}} \right]$$

Der Einfluß der Kohäsion auf die Gleitflächenneigung bleibt bei der Berechnung unberücksichtigt. In der Praxis wird vereinfacht in allen Fällen, auch für $\beta>0$, mit dem aus den geometrischen Beziehungen am Spannungskreis abgeleiteten Wert

$$E_{a} = \frac{h^{2} \cdot \gamma}{2} \cdot K_{a} - 2 \cdot c \cdot h \cdot \sqrt{K_{a}}$$

gerechnet, d.h. die waagrechte Erddruckspannung wird um den Betrag

verringert.

2.3 Erddruckermittlung nach Culmann 1866

Bei der Ermittlung der Culmannschen E-Linie werden entsprechend der Extremalmethode bei Coulomb die Ebenen AC
(vgl. Abbildung 1) so lange variiert, bis aus der Gleichgewichtsbetrachtung des Erdkörpers der Erddruck ein Maximum
erreicht. Wie in Abbildung 3 dargestellt ist, läßt sich
dieses Verfahren auch bei beliebig gestalteter und belasteter Oberfläche anwenden.

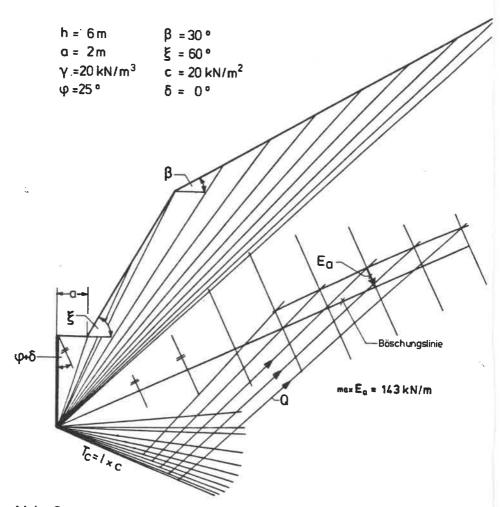


Abb. 3: Erweiterung der Culmann'schen E-Linie für bindige Böden

Bei dieser Konstruktion wird das Krafteck um den Winkel $(90^{\circ} - \phi)$ im Uhrzeigersinn gedreht und in den Querschnitt hineinverlegt. Somit fällt das Gewicht G in die Böschungslinie, Q in die gewählte Bruchlinie und E_a steht unter $\phi+\delta$, parallel zur Stellungslinie, gegen die Wand an.

Wenn man bei bindigen Böden die Kohäsion zu berücksichtigen hat, kann man bei der zeichnerischen Ermittlung des aktiven Erddrucks die Kohäsionskraft C aus der Länge der Gleitlinie und der Größe der Kohäsion c errechnen und sie im Krafteck in Richtung der gedrehten Bruchlinie (vgl.Abb.3) ansetzen [5]. In diesem Falle beeinflußt die Kohäsion die Gleitflächenneigung.

2.4 Erddruckberechnug nach H. Groß 1981 [3]

In dieser Arbeit wird die vollständige Variation der Gleitfuge unter Beachtung der Eingangsparameter vorgenommen und anhand eines durch ebene Gleitflächen begrenzten Gleitkeils eine korrekte Erddruckformel hergeleitet. Es wird, wie bei den anderen Verfahren, angenommen, daß eine Gleitebene für das Versagen des Bodens maßgebend sei. Der in Abbildung 4 dargestellte Körper wird ins Kräftegleichgewicht gesetzt, wobei man für den aktiven Erddruck

$$E = \frac{(G + q \cdot l_q \cdot \cos \beta) \cdot \sin(\theta - \phi) - c \cdot l_c \cdot \cos \phi}{\cos(\delta - \alpha - \theta + \phi)}$$

erhält.

Für das Gewicht des Erdkörpers ist

$$G = \frac{\gamma \cdot h^2 \cdot \cos(\alpha + \beta) \cdot \cos(\alpha + \theta)}{2 \cdot \cos^2 \alpha \cdot \sin(\theta - \beta)}$$
 zu setzen.

Als Unbekannte tritt in diesen Formeln noch der Gleitflächenwinkel ð auf.

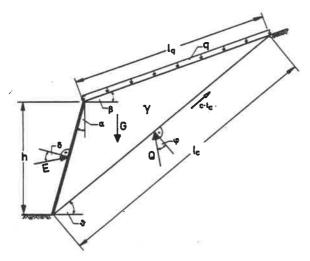


Abb. 4: Erddruckberechnung mit Kohäsion und Auflast

Entsprechend der Extremalbedingung ist zunächst dieser noch unbekannte Gleitflächenwinkel 8 so zu wählen, daß E maximal wird. Demnach sind die Forderungen

$$\frac{dE}{d\theta} = 0 \quad \text{und} \quad \frac{d^2 E}{d\theta^2} < 0$$

vom gesuchten Winkel & zu erfüllen.

H. Groß erhält in seiner Herleitung unter Verwendung der Abkürzungen

$$a = \frac{\cos(\alpha+\beta)}{\cos^2\alpha} + \frac{2 \cdot q \cdot \cos\beta}{\gamma \cdot h \cdot \cos\alpha}$$

$$b = \frac{2 \cdot c \cdot \cos\alpha \cdot \cos(\alpha + \beta) \cdot \cos\varphi}{\gamma \cdot h \cdot \cos(\alpha + \beta) + \frac{2 \cdot q}{\gamma \cdot h} \cdot \cos\alpha \cdot \cos\beta}$$

für den Gleitflächenwinkel

$$\theta_{a} = \phi + \arctan \left[\frac{\cos(\alpha + \phi) \cdot \sin(\phi - \beta) \cdot \cos(\alpha - \delta) + b \cdot \cos(\phi - \beta + \alpha - \delta)}{\sin(\alpha + \phi) \cdot \sin(\phi - \beta) \cdot \cos(\alpha - \delta) + b \cdot \sin(\phi - \beta + \alpha - \delta) + \cdots + \sqrt{\left[\sin(\phi - \beta) \cdot \cos(\alpha + \beta) + b\right] \cdot \left[\sin(\phi + \delta) \cdot \cos(\alpha - \delta) + b\right]} \right]$$

und den gesuchten aktiven Erddruck

$$E = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \frac{a}{\sin(\theta - \beta) \cdot \cos(\theta + \alpha - \delta - \phi)} \left[\cos(\theta + \alpha) \cdot \sin(\theta - \phi) - b\right]$$

Für den Sonderfall $\alpha = \beta = \delta = q = 0$ gilt nach Groß für

$$b = \frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot h} \cdot \cos \varphi$$

und damit für den Gleitflächenwinkel

$$\vartheta_{a} = \varphi + \arctan \left[\begin{array}{c} \cos\varphi \cdot \sin\varphi + \frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot h} \cdot \cos\varphi \cdot \cos\varphi \\ \hline \\ \sin\varphi \cdot \sin\varphi + \frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot h} \cdot \cos\varphi \cdot \sin\varphi + \end{array} \right]$$

$$+\sqrt{\left[\sin\varphi + \frac{2\cdot c}{\gamma\cdot h} \cdot \cos\varphi\right] \cdot \left[\sin\varphi + \frac{2\cdot c}{\gamma\cdot h} \cdot \cos\varphi\right]}$$

Man erhält durch Umformen für

$$\theta_{a} = \phi + \operatorname{arctg}\left[\frac{\cos\phi}{\sin\phi + 1}\right]$$

und erkennt, daß im Fall c \neq 0 und α = β = δ = q = 0 die Coulomb'sche Gleitfläche, nämlich

$$\theta_a = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$$

für die Berechnung des aktiven Erddrucks maßgebend ist.

2.5 Zusammenfassung

Alle bisher beschriebenen Verfahren zur Erddruckermittlung gehen davon aus, daß für die Berechnung des aktiven Erddrucks eine Gleitebene für das Versagen des Bodens maßgebend ist.Gemäß dem oberen Schrankentheorem in der Plastizitätstheorie ist der Mechanismus, in diesen Fällen mit einem Bruchkörper, unter den gegebenen Randbedingungen und Materialeigenschaften so lange zu variieren, bis der ungünstigste gefunden ist.

Die Coulomb 'sche Gleitfläche wurde nur unter der Annahme, daß Auflast und Kohäsion keinen Einfluß auf die Gleitflugenneigung & haben, variiert. Für den Fall, daß Kohäsion auftritt und die Böschungsneigung ß größer als der Reibungswinkel ϕ ist, ist die Ermittlung des aktiven Erddrucks nach Coulomb nicht direkt möglich. Demnach müssen, wie in der Pilotstudie, Annahmen getroffen werden, die der Wirklichkeit nicht mehr entsprechen. Man kann vereinfachend mit β = ϕ rechnen und den restlichen Erdkeil als dreieckförmige Auflast berücksichtigen.

Mit dem graphischen Verfahren nach Culmann läßt sich das Problem $\beta > \phi$ lösen, jedoch verliert es, sobald am Gleitkeil Kohäsionskräfte angreifen, an Einfachheit und Übersichtlichkeit. Abgesehen von Zeichenungenauigkeiten liefert das "Erweiterte Culmann-Verfahren" dieselben Ergebnisse wie eine Berechnung nach Groß.

Die Erddruckberechnung nach H. Groß, welche eine vollständige Variation mit einer ebenen Gleitfläche beinhaltet, erlaubt für kohäsive Böden die Bestimmung des Erddrucks für $\beta > \phi$. Demnach können im folgenden Berechnungen mit der "Kinematischen Elementmethode nach Gußmann" [6] mit den Ergebnissen von Groß verglichen werden.

Zur Klärung der Frage, ob die Annahme einer ebenen Gleitfläche für das Versagen des Bodens maßgebend ist, oder ob für bestimmte Böden ein Bruchmechanismus aus mehreren Bruchkörpern maßgebend werden könnte, wurden nachfolgende Untersuchungen mit Hilfe der "Kinematischen Elementmethode KEM" angestellt. Weiterhin soll ebenfalls unter Berücksichtigung von $\beta > \phi$ und c $\frac{1}{\tau}$ 0 der Erddruck bei zweischichtigem Baugrund untersucht werden.

- 3 Untersuchungen mit der 'Kinematischen Elementmethode KEM'
 nach Gußmann
- 3.1 Beschreibung der KEM

3.1.1 Allgemeines

Voraussetzungsgemäß handelt es sich bei der KEM um einen Starrkörperbruchmechanismus mit geraden Gleitflächen, in denen nach der Formulierung in der Statik die lineare Grenzbedingung nach Coulomb

$$\tau_v = c_v + \sigma \cdot tan \varphi_v$$

gilt. Ferner wird vereinfachend angenommen, daß es sich bei den Berechnungen um ebene Probleme handelt, und daß der Dilatanzwinkel $\overline{\nu}=0$ ist, d.h., das verschobene Element ist zu seiner Ausgangslage volumentreu [7].

Wie andere kinematische Methoden geht auch die KEM von einem zulässigen kinematischen Verschiebungszustand aus. Dieser wählbare angesetzte Bruchmechanismus muß so variabel sein, daß die tatsächliche Bruchkinematik von Erd- oder Fels-körpern wirklichkeitsgetreu abgebildet werden kann. Dies bedeutet, daß ein kinematisch möglicher Bruchmechanismus durch Änderung der Bruchkörpergeometrie so lange variiert werden muß, bis der maßgebende Mechanismus gefunden ist.

Entsprechend den in Abschnitt 2 angeführten Verfahren liegt auch hier eine Extremwertaufgabe bzw. ein Optimierungs-problem vor. Wegen der analytischen Schwierigkeiten bei der Lösung der Extremwertaufgabe, es hat z.B. schon ein Bruchmechanismus mit zwei Elementen in der zu differenzierenden Funktion im allgemeinen Fall drei Variable, wird das Aufsuchen des Maximums numerisch mit einem Rechenprogramm durchgeführt.

Ziel dieser Optimierung ist es, ein System von Veränderlichen so zu bestimmen, daß eine davon abhängige Funktion, die sogenannte Zielfunktion, einen Extremwert annimmt. Im Falle des aktiven Erddrucks muß diese Zielfunktion der Erddruckkraft gleichgesetzt und maximiert werden.

3.1.2 Kinematik

Bei der Untersuchung der Kinematik wird zunächst die Bewegungsfähigkeit und damit die Zulässigkeit des angenommenen Systems nachgewiesen. Die in den Bruchflächen auftretenden Scherkräfte wirken als Reaktionskräfte stets den Relativverschiebungen, die in der Kinematik festgestellt werden, entgegen.

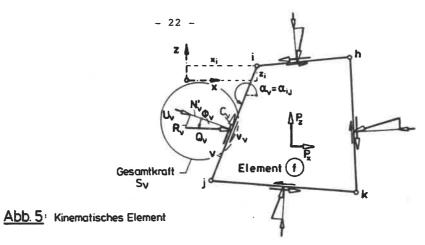
Bei der Herleitung für die Kinematik eines beliebig gewählten Bruchmechanismus werden von Gußmann folgende Voraussetzungen für das kinematische Element (vgl. Abb.5) in [8] gegeben:

- die Geometrie eines willkürlichen Kinematischen Elementes wird durch kartesische Koordinaten x₁, z₁ der Elementecken beschrieben
- die Neigung der Strecke ν am Element f vom Knoten i nach Knoten j wird mit $\alpha_{\nu}^f = \alpha_{i/j}$ bezeichnet. α ist positiv im Gegenuhrzeigersinn von +x zum äußeren Rand hin.
- mit den Abkürzungen

$$\begin{array}{lll} z_{j,i} = z_{j} - z_{i} \; ; & z_{i,j} = -z_{j,i} \\ x_{j,i} = x_{j} - x_{i} \; ; & x_{i,j} = -x_{j,i} \\ \\ 1_{i,j} = 1_{j,i} = \sqrt{x^{2}_{i,j} + z^{2}_{i,j}} & \text{(Länge des Randes)} \end{array}$$

ergeben sich die Winkelfunktionen

$$\sin \alpha_{i,j} = \frac{z_{j,i}}{l_{i,j}}$$
 $\cos \alpha_{i,j} = \frac{x_{j,i}}{l_{i,j}}$



Der zur Ermittlung des Eigengewichts erforderliche Flächeninhalt eines n-Ecks ist

$$A^{f} = 0.5 \cdot \sum_{1}^{n} (z_{i+1} - z_{i-1}) \cdot x_{i}$$

mit $z_0 = z_{\overline{n}}$ und $z_{\overline{n}+1} = z_1$. Eine positive Numerierung der Eckpunkte ist dabei einzuhalten.

- für den freien Rand wird ein Vorzeichen $\overline{\delta}_{\gamma}$ als positiv festgelegt, wenn die Relativverschiebung v^{\dot{t}} im Gegenuhrzeigersinn wirkt. Analog erhalten auch der Scherwinkel und die Kohäsion ein Richtungsvorzeichen.

$$\phi_{_{\boldsymbol{\mathcal{V}}}} \; = \; \overline{\delta}_{_{\boldsymbol{\mathcal{V}}}} \circ \; \left| \phi_{_{\boldsymbol{\mathcal{V}}}} \right| \; \; ; \qquad C_{_{\boldsymbol{\mathcal{V}}}} \; = \; \overline{\delta}_{_{\boldsymbol{\mathcal{V}}}} \circ \left| \; C_{_{\boldsymbol{\mathcal{V}}}} \right|$$

Die Scherkraft $\mathbf{T}_{\mathbf{v}}$ ist positiv, wenn sie auf das Element im Uhrzeigersinn wirkt.

Als Beispiel ist in Abbildung 6 eine 4-Elementkinematik für das aktive Erddruckproblem dargestellt [7]. Die Bewegung wird durch eine horizontal vorgegebene Verschiebung der Wand ausgelöst. Um eine Durchbiegung der Wand zu simulieren, wird im oberen Teil eine größere Verschiebung vorgegeben als unten. Dabei spielen die Absolutbeträge der Verschiebung keine Rolle, sie müssen allerdings so großsein, daß die Scherkräfte voll mobilisiert sind.

Falls die Größe der Relativ- und Absolutverschiebungen interessiert, muß ein Verschiebungsplan gezeichnet werden. In [8] wurden von Gussmann diese Verschiebungen analytisch hergeleitet.

Da alle Begrenzungen geradlinig sind, können nur Translationen auftreten.

Die kinematische Untersuchung beginnt mit Element f, dessen Bewegungsrichtung einerseits durch die nachgiebige Wand und andererseits durch die starre und unverschiebliche Umgebung (Element 0) bekannt ist.

Es folgt Element e, das sich ebenfalls nur parallel zu seinem starren unverschieblichen Rand bewegt, bis es wieder an f anliegt.

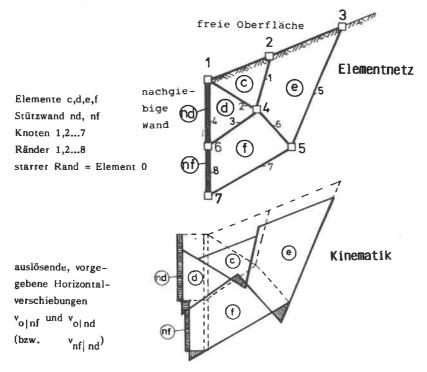


Abb. 6: 4-Element - Mechanismus

Element d bewegt sich parallel zum gemeinsamen Rand des verschobenen Elements f, bis es an der verschobenen, nachgiebigen Wand anliegt. Als letztes Element folgt c, das sich relativ zu e und d nur nach unten bewegen kann.

3.1.3 Statik [7], [8]

Auf eine beliebige Seite ν des Elements f wirkt die resultierende Kraft $S_{\nu} = \{ N_{\nu}, T_{\nu} \}$. Die Normalkraft N_{ν} ist als Druckkraft positiv, die Tangentialkraft T_{ν} nach der Vorzeichenregelung mit δ_{ν} aus der Kinematik positiv oder negativ, je nach Richtung der Relativverschiebung. N_{ν} besteht aus der effektiven Normalkraft N_{ν}' und dem Wasserdruck U_{ν} ; T_{ν} aus der Reibungs- und Kohäsionskraft:

$$N_v = N_v' + U_v = N_v' + u_v \cdot 1_v$$

 $T_v = R_v + C_v = R_v + C_v \cdot 1_v$

Da Q, um ϕ_{ν} gegen die Normale geneigt ist, ist

$$N_{\nu}' = Q_{\nu} \cdot \cos \varphi_{\nu}$$
 und $R_{\nu} = Q_{\nu} \cdot \sin \varphi_{\nu}$

In x- und z- Komponenten zerlegt erhält man für

$$S_{vx} = -Q_{v} \cdot \sin(\alpha_{v} + \phi_{v}) - C_{v} \cdot \cos\alpha_{v} - U_{v} \cdot \sin\alpha_{v}$$

$$S_{vz} = Q_{v} \cdot \cos(\alpha_{v} + \varphi_{v}) - C_{v} \cdot \sin\alpha_{v} + U_{v} \cdot \cos\alpha_{v}$$

Wenn man die Wirkung des Eigengewichts und äußere Kräfte berücksichtigt, so ergibt sich aus dem Kräftegleichgewicht für ein Element:

$$\sum v S_{vx} + P_{x} = 0$$

$$\sum v \quad S_{vz} + P_z = 0$$

bzw.

$$-\sum v \left\{ Q_{v} \cdot \sin(\alpha_{v} + \varphi_{v}) + C_{v} \cdot \cos\alpha_{v} + U_{v} \cdot \sin\alpha_{v} \right\} + P_{x} = 0$$

$$\sum v \left\{ Q_{v} \cdot \cos(\alpha_{v} + \varphi_{v}) + C_{v} \cdot \sin\alpha_{v} + U_{v} \cdot \cos\alpha_{v} \right\} + P_{x} = 0$$

Wenn die Elemente derart numeriert werden, daß immer nur 2 neue unbekannte Kräfte ${\bf Q}_{\bf v}$ je Element erscheinen, so ergibt sich für die Statik ein lineares Gleichungssystem

$$[K_{\alpha \phi}] \cdot \{Q\} + \{F\} = 0$$

wobei $\{Q\}$ die unbekannten Elementkräfte, $[K_{\alpha\phi}]$ die Richtungs- und Reibungswinkel α_{ν} und ϕ_{ν} und $\{F\}$ die bekannten äußeren Kräfte mit Kohäsion und Wasserdruck enthalten.

3.1.4 Optimierung

Wie schon erwähnt geschieht das Aufsuchen eines Extremwertes bei einem Mechanismus, bestehend aus mehreren Bruchkörpern, mit Hilfe eines Rechenprogrammes. Dabei wird zweckmäßigerweise eine Zielfunktion $f=\pm Q_{res}$ so definiert, daß das positive Vorzeichen für "passive Probleme" (Minimierung hinsichtlich des Erdwiderstandes) und das negative für "aktive Probleme" (Minimierung des negativen aktiven Erddrucks = Maximierung des aktiven Erddrucks) gilt [7].

Die Minimierung der Zielfunktion wird durch Variation der Element-Geometrie erreicht, die durch die Knotenkoordinaten vollständig beschrieben ist. Ausgehend von einem vorgegebenen Bruchmechanismus $\{\vec{x}\}$ erhält man aus der Kinematik die Vorzeichen für die anschließende statische Berechnung. Als Ergebnis dieser Rechnung steht der Wert $f = f_1 = f\{\vec{x}\}$. Einem gegeigneten Algorithmus soll dieser Wert ständig verkleinert werden, bis schließlich das Minimum

$$f_1 > f_2 > f_3 \cdot \cdot \cdot \cdot \geq f_{\min} \cdot \{\overline{x}\}$$
;

erreicht ist.

Eine Lösung für dieses Problem liefert z.B. das Gradientenverfahren. In Abbildung 7 wird das Prinzip dieses Verfahrens anhand eines Systems von Höhenlinien verdeutlicht.

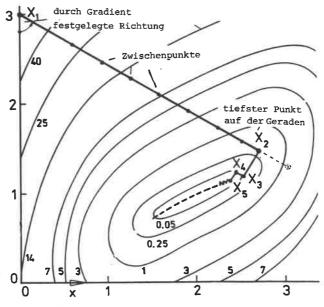


Abb. 7: Gradientenverfahren

Dabei wird im Startpunkt $\{x\}$ außer dem Funktionswert f_1 noch der Gradientenvektor $\{g\}$ berechnet. Dieser legt die Richtung des steilsten Abstiegs fest, dem solange zu folgen ist, bis es in dieser Richtung wieder aufwärts geht. Der Gradient wird wegen analytischer Schwierigkeiten über den Differenzenquotienten berechnet.

$$g_{\underline{i}} = \frac{\partial f}{\partial x_{\underline{i}}} = \frac{1}{\Delta x} \left[f(x_1, \dots x_{\underline{i}} + \Delta x, \dots x_{2k}) - f(x_1, \dots x_{\underline{i}}, \dots x_{2k}) \right]$$

Auf das Problem der Optimierung, auf die auftretenden Schwierigkeiten und verschiedenen Rechenverfahren wird in diesem Bericht nicht weiter eingegangen, da im Augenblick solche Probleme im Forschungsauftrag Gu 185/2-1 an diesem Institut näher behandelt werden. Es sei hier nur auf die Literatur in [9] und [10] hingewiesen.

3.2 Erläuterungen zum Rechenprogramm KEM

Für die Lösung des aktiven Erddruck-Problems mit der KEM wurde im Rahmen dieses Forschungsvorhabens ein von GUSSMANN erstelltes Rechenprogramm für Kleincomputer im Hinblick auf eine problemorientierte Daten-Ein und -Ausgabe erweitert. In Abbildung 8 ist der Programmablauf anhand eines Flußdiagrammes verdeutlicht.

Die Optimierung erfolgt mit Hilfe des Gradientenverfahrens, welches mit dem Verfahren von SWANN [9] gekoppelt ist.

In der Eingabe werden die Bodenkennwerte, die Anzahl der Bruchkörper, also eine mögliche Geometrie des Bruchmechanismus, die äußeren Lasten und die Wandverschiebung vorgegeben.

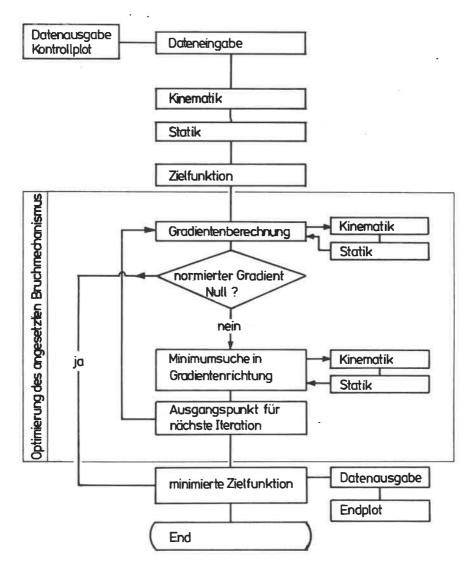


Abb. 8: Programmablauf kinematische Elementmethode (KEM)

Im kinematischen Block werden die Relativverschiebungen zwischen den Bruchkörpern ermittelt, wodurch die Richtung der Gleitflächenkräfte festgelegt wird. Im statischen Teil wird als Ergebnis die Zielfunktion \mathbf{f}_1 für das eingegebene Elementnetz ermittelt. Aufgrund dieser Zielfunktion erfolgt nun die Optimierung und zwar dadurch, daß das eingegebene Elementnetz solange verändert wird, bis die minimale Zielfunktion bzw. der maximal mögliche aktive Erddruck auf die Wand ermittelt ist.

3.3 Anwendung der KEM auf das Problem des aktiven Erddrucks

3.3.1. Erddruck bei homogenen Reibungsböden

Zur Ermittlung des aktiven Erddrucks werden zunächst fünf verschiedene Bruchmechanismen angesetzt. Die Variation dieser Bruchmechanismen ist anhand eines Beispieles in Abbildung 9 mit dem Ergebnis dargestellt.

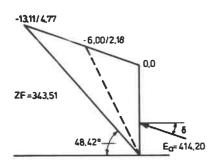
Zum Vergleich kann bei reinem Reibungsboden die Erddruckberechnung nach Coulomb herangezogen werden (vgl. Kap. 2.2); demnach erhält man:

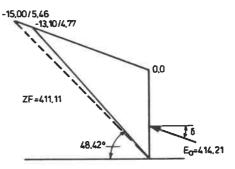
 $K_a = 0.4142$ aktiver Erddruckbeiwert

 $E_a = 0.50 \cdot 20 \cdot 10^2 \cdot 0.4142 = 414.205 \text{ kN/m}$ akt. Erddruck

8 = 48.42⁰ Gleitflächenwinkel

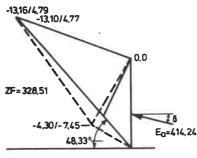
Bei den Mechanismen a und b wird das Maximum von beiden Seiten aus sehr rasch, nach 1 bis 2 Iterationsschritten gefunden. Es ergibt sich exakt die Neigung der Coulomb'schen Gleitfläche. Diese Untersuchung diente zunächst dazu, das Optimierungsprogramm auf seine Tauglichkeit zu prüfen.

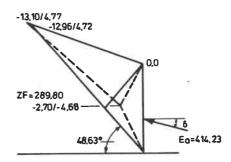




Mechanismus a

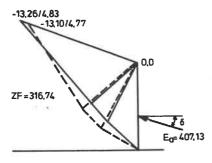
Mechanismus b





Mechanismus c

Mechanismus d



Beispiel: h = 10 m $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 30^\circ$ $\delta = 20^\circ$ $\beta = 20^\circ$

LEGENDE:

Eingabemechanismus mit zugehöriger Zielfunktion ZF

Optimierter Mechanismus mit Ergebnis <u>Ea</u>

Mechanismus e

Abb. 9: Variation des Bruchmechanismus

Die Beispiele c und d zeigen deutlich, daß das geknickte, eingegebene Gleitflächenpolygon bei Reibungsböden in eine ebene Gleitfläche zurückgeführt wird, und zwar gleichgültig, ob die Knicke nach außen oder nach innen vorgegeben werden.

Auch beim Mechanismus e , einem Mechanismus mit drei Elementen, ist eindeutig die Tendenz zu erkennen, daß die Knicke im äußeren Gleitfugenpolygon bei der Optimierung reduziert werden.

Alle Untersuchungen mit kohäsionslosen Böden haben gezeigt, daß beim Ansatz von nur einer ebenen Gleitfläche der aktive Grenzwert $\mathbf{E}_{\mathbf{a}}$ nach Coulomb i. a. bei jeder beliebig vorgegebenen Ausgangsgleitfugenneigung erreicht wird.

Bei Mechanismen mit drei Elementen und mehr ist dies nicht unbedingt der Fall (vgl. Mechanismus e). Es ist hier leicht möglich, daß kein globales, sondern nur ein lokales Minimum gefunden wird. Die "Güte" des Ergebnisses kann bei einem Ansatz mit mehreren Gleitfugen von der Wahl der Schrittweite bei der Optimierung beeinflußt werden. Es hat sich schon bei dieser Untersuchung gezeigt, daß man für einen Mechanismus aus mehreren Elementen in jedem Fall von der Berechnung mit einem oder zwei Elementen ausgehen sollte und erst unter Berücksichtigung der so gewonnenen Geometrie die Elementzahl schrittweise erhöhen kann.

Als wesentliches Resultat bleibt festzuhalten, daß bei homogenen, kohäsionslosen Böden ohne äußere Auflast die gerade Gleitfuge, wie sie die Coulomb'sche Theorie ergibt, maßgebend ist. Eine Berechnung mit geknickten Gleitflächen, also mit mehreren Elementen, bringt demnach keine Erhöhung der Erddruckkraft mit sich; es genügt der Ansatz mit einem Bruchkörper und einer ebenen Gleitfläche nach Coulomb.

3.3.2 Erddruck bei Böden mit Reibung und Kohäsion

Untersuchungen an Böden, bei denen der Reibungsanteil gegenüber dem Kohäsionsanteil überwiegt, haben gezeigt, daß in diesem Fall, wie bei reinen Reibungsböden, ein zusammenhängender Bruchkörper für die Berechnung von \mathbf{E}_{a} maßgebend ist. Jedoch beeinflußt schon hier, entsprechend dem Ansatz von H. Groß [3], die Kohäsion die Gleitflächenneigung für $\beta>0$. Die Erddruckberechnung nach Groß und nach der KEM liefern dieselben Ergebnisse.

In Anlehnung an das Beispiel in Abbildung 9, nur die Ko-häsion wurde von 0 auf 5 kN/m² erhöht, die anderen Bodenparameter sind gleich geblieben, zeigt Abbildung 10 den Vergleich zwischen Groß und KEM mit zwei Elementen.

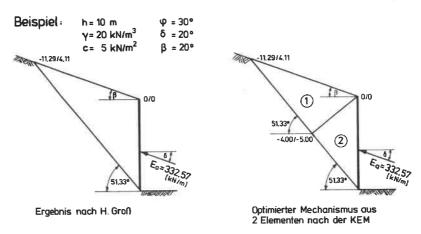


Abb. 10: Vergleich der Ergebnisse zwischen GROSS und KEM

Der Vollständigkeit halber wird noch die Erddruckberechnung nach Coulomb mit Hilfe der Formel

$$E_{a} = \gamma \cdot \frac{h^{2}}{2} K_{a} - 2 \cdot c \cdot h \cdot \sqrt{K_{a}}$$

durchgeführt. Man erhält demnach mit

$$K_a = 0.4142$$

$$E_a = 0.5 \cdot 20 \cdot 10^{3} \cdot 0.4142 - 2 \cdot 5 \cdot 10 \cdot \sqrt{0.4142} = 349.846 \text{ kN/m}$$

Der Gleitflächenwinkel θ_a wird von der Kohäsion in diesem Falle nicht beeinflußt (θ_a = 48.42° vgl. Kap. 3.3.1).

Die Abweichung des Erddruckwertes nach Coulomb gegenüber Groß und KEM beträgt bei diesem Beispiel ca. 5%.

Überwiegt der Kohäsionsanteil, so ist eine ebene Gleitfläche für $\beta \neq 0$ nicht mehr maßgebend. Der Ansatz von Bruchmechanismen mit zwei oder mehreren Elementen bewirkt, je nach Größe von Kohäsion und Reibungswinkel, bei zunehmendem β eine Steigerung der aktiven Erddruckkraft.

Im Beispiel aus Abbildung 9 wird die Kohäsion auf 20 kN/m^2 erhöht, wobei die restlichen Bodenparameter und die Eingabegeometrie wiederum gleichbleiben sollen.

In Abbildung 11 ist der Vergleich zwischen der Berechnung von Groß und KEM mit 2 Elementen dargestellt.

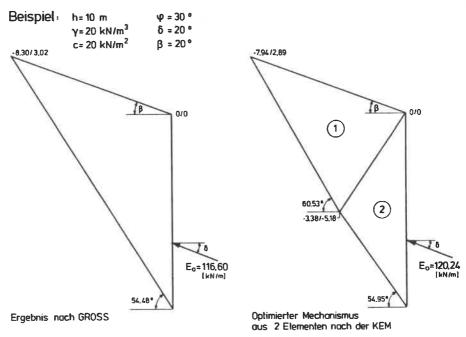


Abb.11: Vergleich der Ergebnisse zwischen GROSS und KEM

Es zeigt sich, daß der geringe Knick in der äußeren Gleitfuge bei der Berechnung nach der KEM eine Erhöhung der Erddruckkraft $\rm E_a$ um ca. 3% gegenüber der Berechnung nach H. Groß bewirkt.

Eine Vergleichsberechnung nach Coulomb ergibt mit dem bekannten Erddruckbeiwert

$$K_a = 0.4142$$

für

$$E_a = 0.5 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot 0.4142 - 2 \cdot 20 \cdot 10 \cdot \sqrt{0.4142} = 156.769 \text{ kN/m}.$$

Hier wird deutlich, daß die Abweichung des Erddruckwertes nach Coulomb gegenüber Groß und KEM bei wachsendem Kohä-sionsanteil immer größer wird. Der Unterschied zur KEM beträgt ca.30%.

In Tabelle 1 und in Abbildung 12 wird anhand eines Beispiels der Einfluß des Böschungswinkels β auf den aktiven Erddruck gezeigt.

Demnach ist es grundsätzlich möglich, für den Fall $\beta > \phi$ und c $\frac{1}{4}$ 0 nach dem Verfahren von Groß und der kinematischen Elementmethode den aktiven Erddruck zu ermitteln.

Mit den Bodenkennwerten

$$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$$
, $c = 30 \text{ KN/m}^2 \text{ und } \phi = 25^\circ$

wird für die Baugrubenhöhe H = 10 m (α = δ = q = 0) der Böschungswinkel ß variiert und E_a berechnet. Die Ergebnisse sind nachfolgend zusammengefaßt.

Für β = 0 liefert ein Bruchkörper mit einer ebenen Gleitfläche, wobei die Neigung θ_a = $45^0+\frac{\phi}{2}$ = 57.5 $^\circ$ beträgt, die maßgebende Erddruckkraft .

Durch die im Kapitel 2.2 beschriebene Vereinfachung, für $\beta>0$ hat die Kohäsion keinen Einfluß auf die Gleitflächenneigung, sie wird auch nicht entsprechend der Gleitfugenlänge berücksichtigt, wächst der Erddruck nach Coulomb bei steigendem β im Vergleich zu Groß und KEM sehr schnell an und erreicht sein Maximum bei $\beta=\phi$. Für $\beta>0$ und c $\frac{1}{7}$ 0 ist demnach eine Erddruckberechnung nach Groß bzw. nach der kinnematischen Elementmethode zu empfehlen.

Weiterhin wird verdeutlicht, daß bei Böden, bei denen der Kohäsionsanteil gegenüber dem Reibungsanteil überwiegt, eine geknickte Gleitfuge bei zunehmender Böschungsneigung eine deutliche Steigerung der Erddruckkraft E₂ bewirkt.

Böschungs-	E [kN/m]	E [kN/m]	E [kN/m] nach
winkel β[°]	nach Coulomb	nach Groß	KEM (2-Elemente)
0	23.616	23.616	23.616
5	36.957	25.012	25.451
10	54.220	26.614	28.456
15	78.490	28.503	32.901
20	118.418	30.804	39.242
25	277.609	33.725	48.268
30		37.629	61.484
35		43.243	82.290
40		52.273	122.049

Tabelle 1: Ea in Abhängigkeit von β

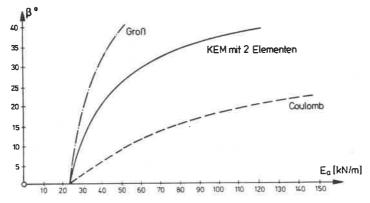


Abb.12: Eα in Abhängigkeit von β

3.3.3 Erddruckverteilung mit der KEM

Bei einem Bruchmechanismus mit einer einzigen Gleitfuge erhält man im Gegensatz zu einer Zonenbruchlösung keine Aussage über die Erddruckverteilung, sondern nur über deren Resultierende $\mathbf{E}_{\mathbf{a}}$.

In Anlehnung an die Rankine'sche Theorie setzt man bei homogenen Reibungsböden (α , β und δ i.a. von Null verschieden, keine Kohäsion) meistens linear mit der Tiefe zunehmenden Erddruck voraus. Dieser Ansatz ist für den aktiven Fall rechnerisch und experimentell nachweisbar, soweit es sich um Wanddrehungen mit Drehpunkt nicht oberhalb des Wandfußes handelt.

Mit dem folgenden Beispiel wird gezeigt, daß es mit der Methode der kinematischen Elemente grundsätzlich möglich ist, zu einer Erddruckverteilung entlang der Wandhöhe zu kommen. Der Erdkörper, der an die Wand angrenzt, wird dazu in einzelne Elemente aufgeteilt. Bei der Berechnung ergeben sich für jedes Element an der Wand einzelne Erddruckkräfte E^i_{ah} , die über die Elementhöhe h^i (bzw. über die betreffende Elementseite) gleichmäßig verteilt werden. Für das Element i erhält man somit eine Erddruckspannung:

$$e_{ah}^{i} = \frac{E_{ah}^{i}}{h^{i}}$$

Die Erddruckverteilung über die gesamte Wandhöhe erhält man nun,indem man die mittleren Ordinaten der über die Elementhöhe gleichmäßig verteilten Einzelerddruckkräfte miteinander verbindet. In der Regel wird die Güte der so erhaltenen Erddruckverteilung davon abhängen, wie fein der Erdkörper an der Wand unterteilt wird. Im vorliegenden Beispiel wurde der Erdkörper in fünf gleich hohe Abschnitte unterteilt. Es liegt also ein Mechanismus mit "sandwichartig" übereinander liegenden Elementen vor. Als äußerste Gleitfuge wurde diejenige vorgegeben, die sich aus dem Mechanismus c in Abbildung 9 als ungünstigste ergab.

Eine Fußpunktdrehung wird simuliert, indem man für die Elemente, die an die Wand angrenzen, eine von unten nach oben monoton zunehmende Verschiebungskomponente in x-Richtung vorgibt. Der Betrag der Verschiebungskomponenten kann beliebig gewählt werden, sollte aber doch in einem angemessenen Verhältnis zur Ausdehnung des Bruchkörpers bzw. der Elementgröße stehen (vgl. Abb.13).

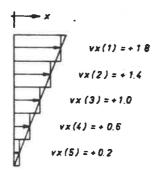


Abb.13: Vorgegebene Elementverschiebung zur Ermittlung der Erddruckverteilung

Abbildung 14 zeigt den verschobenen Bruchmechanismus und die daraus resultierende Erddruckverteilung.

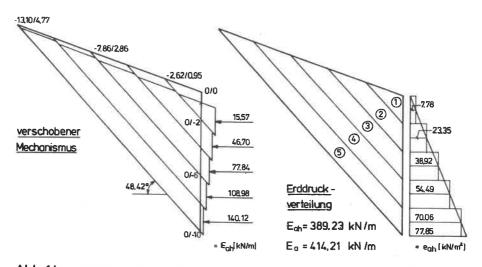


Abb. 14: Bruchmechanismus mit Erddruckverteilung

Für das Beispiel ohne Auflast ergibt sich die obere Erddruckspannung exakt zu Null. Die Erddruckspannung nimmt linear mit der Tiefe zu, d.h. es liegt ein dreieckförmig verteilter Erddruck vor. Durch Integration der Erddruckfläche erhält man die resultierende Erddruckkraft

 $\rm E_{ah} = 414,206~KN/m$, die mit der Lösung aus Abbildung 9 übereinstimmt.

Entsprechend ist das Vorgehen bei Böden mit Kohäsion.
Für einen Boden, bei dem der Kohäsionsanteil gegenüber dem Reibungsanteil überwiegt, wird die Spannungsverteilung an einer Baugrubenwand ermittelt. Das Beispiel soll die Entwicklung eines kinematischen Netzes mit 23 Elementen aufzeigen; es wurden folgende Geometrie und Bodenparameter vorgegeben:

$$\alpha = 0^{\circ}$$
 $\phi = 10^{\circ}$ $\beta = 20^{\circ}$ $\delta = 0^{\circ}$ $c = 20 \text{ KN/m}^2$ $d = 5 \text{ m}$ $d = 9 \text{ KN/m}^2$

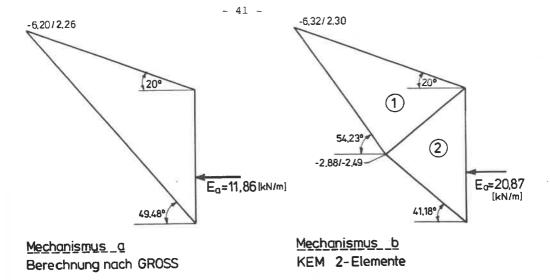
Zur Vergleichsberechnung werden in diesem Fall die Lösung nach Groß und die Lösung mit Hilfe von Spannungscharakteristiken nach dem Verfahren von Sokolovski herangezogen. Das dabei verwendete EDV-Programm wurde einer Untersuchung von Salden [11] entnommen.

Eine Berechnung nach der Theorie von Coulomb wäre nur näherungsweise möglich, da der Böschungswinkel β größer als der Reibungswinkel ϕ ist.

In Abbildung 15 sind die 4 untersuchten Bruchmechanismen samt Ergebnissen dargestellt.

Gegenüber einer einzigen Gleitfuge aus Mechanismus a wird in b der Wert für die Erddruckkraft um ca. 75% größer. Der dafür verantwortliche Knick in der äußeren Gleitfläche wird schon bei zwei Elementen deutlich sichtbar.

Der angesetzte Bruchmechanismus c wurde zunächst dem Charakteristikennetz aus Abbildung 16 angeglichen und dann optimiert, allerdings nicht vollständig. Die Steigerung von $\mathbf{E}_{\mathbf{a}}$ gegenüber Mechanismus b ist unwesentlich.



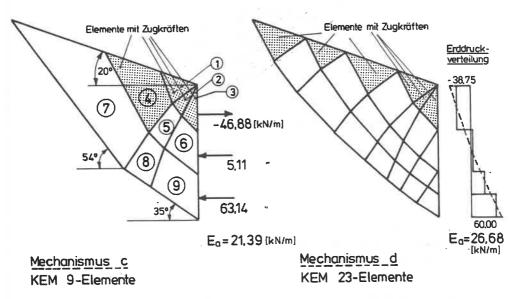


Abb. 15: Entwicklung eines Bruchmechanismus aus mehreren Elementen

Bruchmechanismus d ergab sich durch eine feinere Unterteilung von c. Eine Erhöhung von $\rm E_a$ im Vergleich zum Mechanismus b ist deutlich erkennbar (ca. 28%). Eine Variation der Geometrie (Optimierung) wurde hier nicht durchgeführt. Trotzdem ist die Annäherung der kinematischen Lösung an die statische schon recht gut.

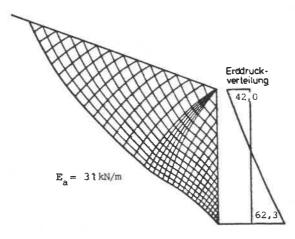


Abb. 16: Charakteristikenverfahren nach SOKOLOVSKI

Es sei hier noch angemerkt, daß die statische Lösung auf der sicheren Seite liegt (untere Schranke), während die kinematische Lösung die obere Schranke bildet. Die Lösung des Problems ist erst dann theoretisch vollständig, wenn beide Schranken zusammenfallen [12].

3.4 Zusammenfassung

Aufgrund der bisherigen Untersuchungen wird nun ein Überblick über die behandelten Anwendungsmöglichkeiten der KEM auf das Problem des aktiven Erddrucks gegeben.

Bei homogenen Reibungsböden ohne Auflast genügt es, den einfachsten Bruchmechanismus, bestehend aus einem Bruchkörper und einer ebenen Gleitfläche entsprechend Kapitel 2.2, anzusetzen.

Bei Böden mit Reibung und Kohäsion beeinflußt die Kohäsion dann die Gleitfugenneigung, wenn die Böschungsneigung $\beta>0$ ist. Für kleine Böschungswinkel, bzw. für Böden, bei denen der Kohäsionsanteil gering ist, ist die Erddruckberechnung nach H.Groß [3] anzuwenden.

Die durchgeführten Untersuchungen haben gezeigt, daß hier ebenfalls ein Bruchkörper und eine ebene Gleitfläche maßgebend werden.

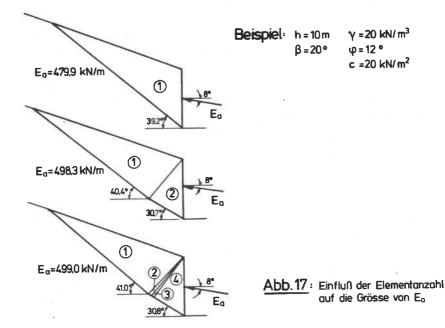
Bei Böden mit hohem Kohäsionsanteil ist mit zunehmender Böschungsneigung β die gerade äußere Gleitfläche nicht mehr maßgebend. Der Ansatz von Bruchmechanismen mit zwei oder mehreren Elementen ergibt eine geknickte äußere Gleitfläche und bewirkt eine deutliche Steigerung der Erddruckkraft $\mathbf{E_a}$.

Die Ermittlung des aktiven Erddrucks für den Fall $\beta > \phi$ und c $\frac{1}{2}$ 0 ist nach der KEM grundsätzlich möglich.

Aufgrund einer feinen Netzeinteilung ist es schließlich möglich, mit Hilfe der KEM auf eine Erddruckverteilung zu schließen.

Feine Netzeinteilungen haben den Nachteil, daß sie bei Kleincomputern lange Rechenzeiten benötigen. Es hat sich gezeigt, daß sich in diesem Fall die Steigerung der Erddruckkraft E beim Übergang von einem Bruchkörper auf einen Mechanismus mit zwei Elementen am meisten bemerkbar macht. Eine Vergrößerung der Elementanzahl auf drei oder vier Elemente bewirkt i.a. einen kaum merklichen Anstieg von E . In Abbildung 17 ist diese Tendenz aufgezeigt.

Man sieht, daß der Zuwachs zwischen einem Mechanismus mit zwei Elementen und einem Mechanismus mit vier Elementen vernachlässigbar klein ist; eine Steigerung des Erddrucks Ea zwischen einem Element und zwei Elementen dagegen deutlich erkennbar ist. Damit ist für nachfolgende Untersuchungen eine Beschränkung der Elementanzahl, in der Regel auf 2 Elemente, gerechtfertigt.



4 Variation der Parameter

4.1 Vorbemerkung

Das aktive Erddruckproblem wird mit Hilfe der kinematischen Elementmethode für $\beta > \phi$ und c+ 0 untersucht, wobei die Baugrubenhöhe, der Böschungswinkel β , die Scherfestigkeit ϕ und c und das Bodeneigengewicht γ variiert werden.

Aufgrund dieser Untersuchung soll festgestellt werden, bei welchen Böden geknickte Gleitflächen für die Erddruckermittlung maßgebend werden.

Zum Vergleich werden den Ergebnissen aus der Berechnung mit einem Bruchkörper und einer ebenen Gleitfläche die Resultate nach der KEM mit zwei Elementen gegenüber gestellt. In Form von Diagrammen werden die Ergebnisse aufbereitet.

4.2 Untersuchungen mit einem Bruchkörper

Damit nicht das ganze Spektrum der Parameter einzeln variiert werden muß, wird zunächst eine Umformung der Gleichgewichtsbetrachtung an einem Element (vgl. Abb. 18) auf dimensionslose Größen vorgenommen.

Über die Gleichgewichtsbedingungen Σ H=0 und Σ V=0 ergibt sich für die Resultierende

$$Q_{2} = \frac{\frac{\gamma \cdot h^{2} \cdot \cos \alpha_{0} \cdot \sin (\alpha_{1} - \alpha_{2})}{2 \cdot \sin (\alpha_{0} - \alpha_{1})} + \frac{c \cdot h \cdot \cos \alpha_{0}}{\sin (\alpha_{0} - \alpha_{1})} \left[\sin \alpha_{1} + \frac{\cos \alpha_{1}}{\tan (\alpha_{2} + \phi)} \right]}{\sin \delta_{0}} = \frac{\cos \delta_{0}}{\tan (\alpha_{1} + \phi)}$$

die mit E gleichzusetzen ist:

$$Q_2 = E_a$$

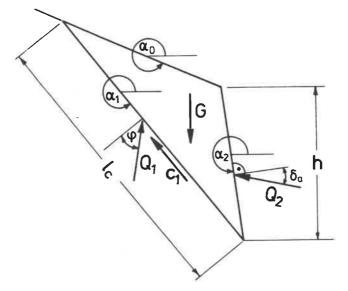


Abb. 18: Gleichgewicht an einem Element nach den Konventionen der KEM

Grundgedanke für die Normierung sind die Beziehungen

$$\sigma_{xx} = K_a \cdot \sigma_{zz} = K_a \cdot \gamma \cdot z$$

und

$$E_a = K_a \cdot \sigma_{zz} \cdot \frac{z}{2} = K_a \cdot \frac{\gamma \cdot h^2}{2}$$

wobei

$$K_{a} = \frac{E_{a} \cdot 2}{\gamma \cdot h^{2}}$$

eine dimensionslose Größe darstellt.

Demnach erhält man nach der Division mit $\frac{\gamma \cdot h^2}{2}$ für

$$\mathsf{K}_{\mathsf{a}} = \frac{\frac{\cos\alpha_{0} \cdot \sin\left(\alpha_{1} - \alpha_{2}\right)}{\sin\left(\alpha_{0} - \alpha_{1}\right)} + \frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot h} \cdot \frac{\cos\alpha_{0}}{\sin\left(\alpha_{0} - \alpha_{1}\right)} \cdot \left[\sin\alpha_{1} + \frac{\cos\alpha_{1}}{\tan\left(\alpha_{2} + \phi\right)}\right]}{\sin\delta_{\mathsf{a}} - \frac{\cos\delta_{\mathsf{a}}}{\tan\left(\alpha_{1} + \phi\right)}}$$

Dieser Wert läßt sich ebenso aus der Erddruckformel von Groß [3] herleiten, welche abgesehen von den unterschiedlichen geometrischen Beziehungen dasselbe Ergebnis liefert.

Werden, wie bei den bisherigen Untersuchungen, Wandreibungswinkel δ_a und Wandneigungswinkel α nicht berücksichtigt, so ist der dimensionslose Erddruckbeiwert K_a nur noch von den Variablen

$$\lambda = \frac{c}{\gamma \cdot h}$$
 , β und ϕ abhängig.

Danach kann man Bemessungsdiagramme in der Form aufbauen, daß man für jeweils einen bestimmten Reibungswinkel ϕ aus der Böschungsneigung β und der Variablen λ den Erddruckbeiwert erhält.

Bei den Berechnungen wird der Reibungswinkel von 10° bis 35° in Fünferschritten variiert, der Böschungswinkel ß und die Variable $\lambda = \frac{C}{\gamma \cdot h}$ werden von 0 bis zum jeweils maximal möglichen Wert gesteigert. Auf diese Weise erhält man handliche Bemessungsdiagramme, wie sie in den Anlagen 1 bis 6 dargestellt sind.

In Abbildung 19 ist das Bemessungsdiagramm für $\phi=25^\circ$ mit einem Ablesebeispiel dargestellt. Die Ableseungenauigkeit dieser Diagramme ist minimal. Werte für Reibungswinkel, welche nicht dargestellt sind, lassen sich zwischen zwei Diagrammen linear interpolieren.

Im Ablesebeispiel werden folgende Werte vorgegeben:

$$\varphi = 25^{\circ}$$
 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $h = 10 \text{ m}$

$$\beta = 30^{\circ}$$
 $c = 25 \text{ kN/m}^2$

daraus ergibt sich für

$$\lambda = \frac{C}{\gamma \cdot h} = 0.125$$

Aus dem Diagramm wird mit $\beta=30^{\circ}$ und $\lambda=0.125$ der Wert $K_{_{\rm B}}=0.14$

ermittelt. Wir erhalten demnach für

$$E_a = K_a \cdot \frac{\gamma \cdot h^2}{2} = 0.14 \cdot \frac{20 \cdot 10^2}{2} = 140 \text{ kN/m}$$

Eine entsprechende Berechnung nach der KEM mit einem Element ergibt für $E_a = 142.51 \text{ kN/m}$.

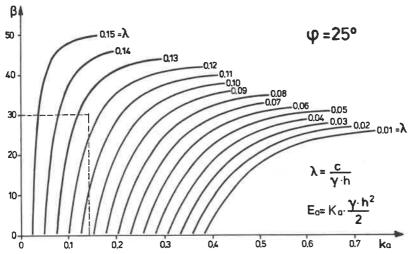


Abb. 19: Bemessungsdiagramm für den aktiven Erddruck mit $\phi = 25^{\circ}$

4.3 Untersuchungen mit zwei Elementen

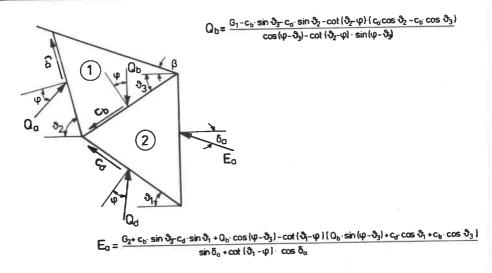
Für die Erddruckberechnung und die Variation mit zwei Elementen wird vom allgemeinen Fall der 'Kinematischen Methode nach Gußmann' abgewichen. Dies bedeutet, daß der Mechanismus, bestehend aus zwei Elementen, zunächst auf alle Verschiebungsmöglichkeiten hin untersucht werden muß und dann für jeden Kinematikfall die entsprechende Statik hergeleitet wird. Im Programm werden die verschiedenen Statikfälle durch die Größe der Winkel θ_1 , θ_2 , θ_3 (vgl. Abb. 20) definiert.

Dieser Schritt wurde deshalb vorgenommen, damit Rechenzeit bei der Variation eingespart wird; nach Abbildung 8 entfällt nun im Programmablauf die Ermittlung der Kinematik.

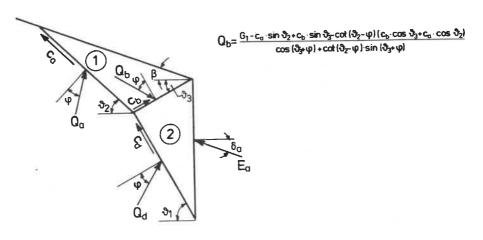
Man erhält bei einem Mechanismus aus zwei Elementen, wie in Abbildung 20 dargestellt, zwei Grundfälle für die Statik, wobei jeweils der Sonderfall für $\vartheta_1=\vartheta_2$, also einer ebenen Gleitfläche, berücksichtigt werden muß. Ist $\vartheta_1=\vartheta_2$, so ist die Relativverschiebung zwischen den Elementen 1 und 2 $v_{1/2}=v_{2/1}=0$; in dieser Gleitfuge treten dann keine Reibungs- und Kohäsionskräfte auf.

Das hierfür aufbereitete Programm ist so aufgebaut, daß zunächst eine Erddruckberechnung nach H. Groß vorgeschaltet
ist. Die Ergebnisse aus dieser Berechnung sind nun Ausgangspunkt für die Berechnung mit zwei Elementen; auch damit soll
Rechenzeit eingespart werden. Wie bei der Kinematischen Elementmethode wird die Optimierung mit Hilfe eines Rechenprogrammes durchgeführt.

Fall 1: $\vartheta_2 > \vartheta_1$



Fall 2: $\vartheta_1 > \vartheta_2$



 $E_{a} = \frac{G_{2} - c_{b} \cdot \sin \vartheta_{3} - c_{d} \cdot \sin \vartheta_{1} + Q_{b} \cdot \cos \left(\vartheta_{3} + \phi\right) - \cot \left(\vartheta_{1} - \phi\right) \left[\ c_{d} \cdot \cos \vartheta_{1} - c_{b} \cdot \cos \vartheta_{3} - Q_{b} \cdot \sin \left(\vartheta_{3} + \phi\right) \right]}{\sin \vartheta_{0} + \cot \left(\vartheta_{1} - \phi\right) \cdot \cos \vartheta_{0}}$

Abb. 20: Statikfälle für 2 Elemente

Die Normierung erfolgt entsprechend Kapitel 2.2, d.h. die Variablen λ , β und ϕ werden beibehalten, K_{a} wird mit der Formel

$$K_a = \frac{2 \cdot E_a}{\gamma \cdot h^2}$$
 ermittelt.

In Abbildung 21 ist das Bemessungsdiagramm für $\phi = 25^{\circ}$ mit dem Ablesebeispiel aus Abbildung 19 dargestellt.

Aus dem Diagramm wird im entsprechenden Beispiel für $K_a = 0.154$ abgelesen; es ergibt sich ein aktiver Erddruck $E_a = 0.154 \frac{20 \cdot 10^2}{2} = 154 \text{ kN/m}.$

Die Steigerung des Erddruckes $\rm E_a$ beträgt gegenüber der Berechnung mit einem Element 10%.

Eine exakte Berechnung mit 2 Elementen ergibt für

$$E_a = 157.9 \text{ kN/m}$$

und verdeutlicht, daß die Ableseungenauigkeit dieser Diagramme minimal ist.

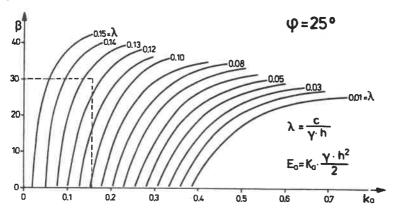
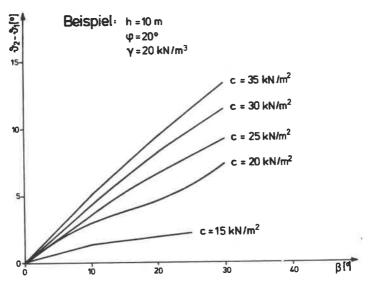


Abb. 21: Bemessungsdiagramm für den aktiven Erddruck mit $\phi = 25^{\circ}$ (2 Elemente)

In den Anlagen 7 - 12 sind die Bemessungsdiagramme passend zu den Anlagen 1 - 6 dargestellt.

4.4 Zusammenfassung

Kohäsion und Böschungswinkel beeinflussen die Form des Bruchmechanismus bei der Ermittlung des aktiven Erddrucks. Mit zunehmendem Kohäsionsanteil c und zunehmendem Böschungswinkel β wird eine geknickte Gleitfuge maßgebend. Der Knick kann, wie es in Abbildung 22 dargestellt ist, durch die Differenz zwischen ϑ_2 und ϑ_1 ausgedrückt werden, wobei ϑ_2 immer größer als ϑ_1 ist.



 $\frac{Abb.\ 22}{\text{guf den Gleitfugenverlauf}} : \text{ Einfluß der Kohäsion und der Böschungsneigung } \beta$

Für c = 10 kN/m² ist θ_1 = θ_2 , d.h. eine ebene Gleitfuge ist für die Ermittlung des aktiven Erddrucks maßgebend.

Ist die Böschungsneigung $\beta=0$, so erhalten wir im aktiven Fall die Coulomb'sche Gleitfläche mit der Neigung

$$\vartheta = 45^{\circ} + \frac{\varphi}{2}$$

Bezüglich der vorliegenden Bemessungsdiagramme kann gesagt werden, daß mit zunehmendem $\lambda = \frac{c}{\gamma \cdot h}$ für $\beta > 0$ der Ansatz mit zwei Elementen gewählt werden sollte.

5 Geschichteter Baugrund

5.1 Voruntersuchung

Die Ermittlung des aktiven Erddrucks für geschichteten Baugrund erfolgt in der Praxis meist mit Hilfe der von H. Krey 1926 tabulierten Erddruckbeiwerte K_a (φ , δ_a , α , β). Man wendet dabei auf jede Schicht die Coulomb'sche Erddrucktheorie an, wobei immer die höher liegenden Schichten als Auflast angesetzt werden. Da der Gleitflächenwinkel θ_a in jeder Schicht einen anderen Wert hat, entsteht ein geknickter Bruchlinienzug, wie er in Abbildung 23 dargestellt ist.

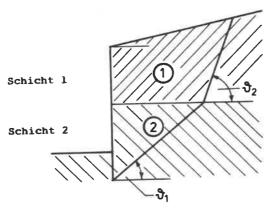


Abb. 23: horizontale Schichtung des Baugrundes

Vereinfachend wird dabei angenommen, daß die Kohäsion und eine Auflast q diese Gleitflächennneigung nicht beeinflussen.

Gudehus empfiehlt in [13] für das zweischichtige Erddruckproblem mit "gewogenen Mittelwerten" der Wichte, des Reibungswinkels und der Kohäsion eine Erddruckberechnung nach H. Groß. Man erhält demnach einen Bruchkörper mit einer ebenen Gleitfläche, deren Neigung eine vollständige Variation aller Eingangsparameter beinhaltet. Die Empfehlungen von Gudehus werden für das Problem $\beta>0$ in Anlehnung an Abbildung 24 hergeleitet. Mit den gewogenen Mittelwerten kann nun iterativ eine Erddruckberechnung nach H. Groß erfolgen.

$$h_3 = \frac{h}{\left[\frac{\tan\theta}{\tan\beta} - 1\right]}$$

Die mittlere Wichte ergibt sich aus dem Gleitkeilgewicht zu

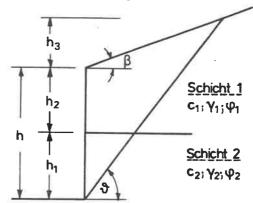


Abb. 24: gewogene Mittelwerte

$$\overline{\gamma} = \gamma_1 + (\gamma_2 - \gamma_1) \cdot \frac{h_2^2}{h^2} \cdot \frac{\sin(\theta - \beta)}{\sin \theta \cdot \cos \beta}$$

Aus der resultierenden Kohäsionskraft ergibt sich eine mittlere Kohäsion zu

$$\overline{c} = c_1 + (c_2 - c_1) \cdot \frac{h_2 \cdot \sin(\theta - \beta)}{\sin \theta \cdot h \cdot \cos \beta}$$

Für den mittleren Reibungswinkel erhält man

$$\overline{\phi} = \arctan \left[\tan \phi_1 \cdot \frac{(h_1 + \frac{h^3}{2})^2}{(h + \frac{h^3}{2})^2} + \tan \phi_2 \cdot \left[1 - \frac{(h_1 + \frac{h^3}{2})^2}{(h + \frac{h^3}{2})^2} \right] \right]$$

Zur Bestimmung dieser Mittelwerte muß zunächst der Gleitflächenwinkel ϑ geschätzt werden. Als Anfangswert kann dabei für $\vartheta=45^\circ+\phi_m/2$, entsprechend der Coulomb'schen Theorie, angenommen werden, wobei ϕ_m ein über die Schichtdicken h_1 und h_2 gemittelter Reibungswinkel ist. Eine genaue Berechnung für ϑ und die gewogenen Mittelwerte kann nun iterativ durchgeführt werden.

In Anlehnung an diese beiden Rechenverfahren werden nun für das Zwei-Schichten-Problem Bruchmechanismen, bestehend aus zwei Elementen, entwickelt und Vergleichsberechnungen zu Coulomb und Gudehus bzw. Groß durchgeführt.

5.2 Untersuchungen mit zwei Elementen

Entsprechend Abbildung 23 wird bei der Untersuchung mit zwei Elementen zunächst ein geknickter Bruchlinienzug, wie er sich nach Coulomb ergibt, angesetzt. Dabei wird der Knotenpunkt 2, wie in Abbildung 25 dargestellt, auf die Schichtgrenze gelegt; bei der Variation des Bruchmechanismus wird für Knoten 2 nur eine Verschiebung in Richtung Schichtgrenze, also horizontal, zugelassen.

Diese Feststellung bedeutet, daß in jeder Gleitfläche a, b und c die Gleitfugenkräfte eindeutig, über die Bodenparameter der jeweiligen Schicht, bestimmbar sind. Die Gewichtskraft von Element 2 läßt sich aus den geometrischen Beziehungen genau berechnen, es muß lediglich für den Wandreibungswinkel δ_a ein Mittelwert angegeben werden.

Die Statikfälle aus Kapitel 4.3 können unter diesen Voraussetzungen übernommen werden, d.h., im Programmablauf kann durch die Definition der Winkel ϑ_1 , ϑ_2 und ϑ_3 auf den Programmblock der Kinematik verzichtet werden.

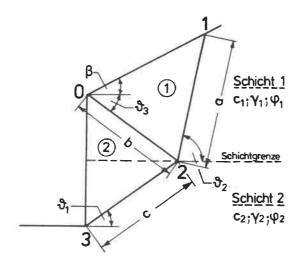


Abb. 25: Bruchmechanismus aus 2 Elementen bei 2 Bodenschichten

Die Optimierung erfolgt mit Hilfe eines Programmes. Zur Einsparung von Rechenzeiten wird eine Berechnung nach Groß, wie sie in Kapitel 5.1 beschrieben ist, vorgeschaltet.

Untersuchungen anhand von Beispielen haben gezeigt, daß dieser beschriebene Bruchmechanismus nicht allgemein gültig ist. Liegt die Schichtgrenze innerhalb des oberen oder unteren Wanddrittels, so kann die jeweils mächtigere Bodenschicht mit ihren Bodenkennwerten die Form des Bruchkörpers in der Art beeinflussen, daß Knotenpunkt 2 nicht mehr auf der Schichtgrenze liegt. Geometrisch ausgedrückt bedeutet dies, daß die Größe des Winkels \mathfrak{d}_3 , vorgegeben durch die Lage der Schichtgrenze, nicht beliebig klein oder groß gewählt werden kann. In diesem Fall muß auch hier mit gewogenen Mittelwerten für die Scherfestigkeit gerechnet werden, was bedeutet,

daß sich Knoten 2 nun unabhängig von der Lage der Schichtgrenze bewegen kann. Es müssen für alle drei Bruchfugen a, b und c gewogene Mittelwerte bestimmt werden.

In Abbildung 26 sind die beiden Möglichkeiten für den allgemeinen Fall des Zwei-Schichten-Problems dargestellt. Je nach Lage der Schichtgrenze, bezogen auf die Höhe des Geländesprungs, wird Knoten 2 über oder unter der Schichtgrenze zu liegen kommen.

Liegt Knoten 2 im Bereich der Bodenschicht 1, so gelten in der Gleitfuge c die Beziehungen:

$$\varphi_{c} = \frac{\frac{h_{1} + z_{2}}{\sin \theta_{1}} \cdot \varphi_{1} + \frac{h_{2}}{\sin \theta_{1}} \cdot \varphi_{2}}{c}$$

$$c_{c} = \frac{h_{1} + z_{2}}{\sin \theta_{1}} \cdot c_{1} + \frac{h_{2}}{\sin \theta_{1}} \cdot c_{2}$$

In den Gleitfugen a und b gelten die Bodenparameter aus Schicht 1.

Liegt Knoten 2 im Bereich der Bodenschicht 2, so gelten in den Gleitfugen a und b die Beziehungen:

$$\varphi_{a} = \frac{\frac{z_{1} + h_{1}}{\sin \theta_{2}} \cdot \varphi_{1} - \frac{z_{2} + h_{1}}{\sin \theta_{2}} \cdot \varphi_{2}}{a}$$

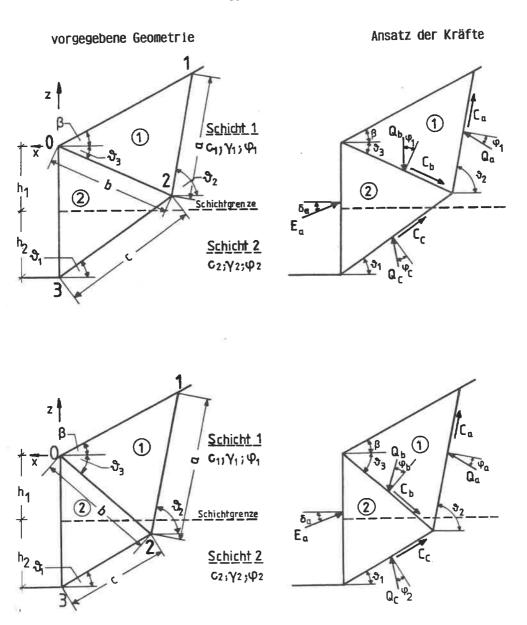


Abb.26: gewogene Mittelwerte in den Bruchfugen a, b bzw. c

$$\varphi_{b} = \frac{\frac{h_{1}}{\sin \theta_{3}} \cdot \varphi_{1} - \frac{z_{2} + h_{1}}{\sin \theta_{3}} \cdot \varphi_{2}}{b}$$

$$\mathbf{c_a} = \frac{\mathbf{z_1} + \mathbf{h_1}}{\sin \mathbf{\theta_1}} \cdot \mathbf{c_1} - \frac{\mathbf{z_2} + \mathbf{h_1}}{\sin \mathbf{\theta_2}} \cdot \mathbf{c_2}$$

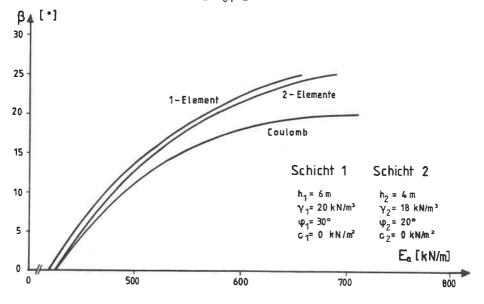
$$c_b = \frac{h_1}{\sin \theta_3} \cdot c_1 - \frac{z_2 + h_1}{\sin \theta_3} \cdot c_2$$

In der Gleitfuge c gelten die Bedingungen der Schicht 2. x_i und z_i sind die jeweiligen Knotenpunktskoordinaten.

Mit diesen ermittelten Größen wird entsprechend der Abbildung 20 unter Berücksichtigung der Gleichgewichtsbedingungen $\sum V = 0$ und $\sum H = 0$ die Erddruckkraft E_a für die beiden Statikfälle berechnet. Die Optimierung des Problems besorgt ein Rechenprogramm.

5.3 Vergleichsberechnung und Ergebnisse

In Abbildung 27 ist anhand eines Beispiels zweier Reibungsböden der Verlauf der Erddruckkraft $\rm E_a$ in Abhänigkeit des Böschungswinkels β für alle drei vorgestellten Berechnungsverfahren aufgezeigt.



 $\underline{Abb.27}$: Ea in Abhängigkeit von β bei 2-schichtigem Baugrund und Reibungsböden

Aufgrund der bisherigen Untersuchungen kann zunächst festgestellt werden, daß bei Reibungsböden unter den Bedingungen $\beta=0$ und Schichtgrenze im mittleren Wanddrittel die Ergebnisse von Coulomb mit der Berechung mit zwei Elementen, wobei Knoten 2 auf der Schichtgrenze festgehalten wird, übereinstimmen. Dies bedeutet, daß in diesem Falle die Bruchfuge aus Abbildung 25 zutrifft. Mit zunehmendem Böschungswinkel β wird entsprechend Abbildung 27 die Erddruckkurve nach Coulomb flacher und erreicht beim kleineren der beiden Reibungswinkel $(\phi_1$ oder $\phi_2)$ ihren Endwert. Die Berechnung mit zwei Elementen läßt unabhängig von den Bodenkennwerten der unteren Bodenschicht eine Steigerung von β bis zum Reibungswinkel ϕ_1 der oberen Schicht zu.

Der Unterschied zur Berechnung mit einem Element ist bei allen durchgeführten Untersuchungen feststellbar und ist auf die Mittlung der Bodenparameter zurückzuführen und auch dadurch erklärbar. Die Differenzen zur Berechnung mit zwei Elementen treten deshalb auch für den Fall $\beta>0$ auf, entsprechend läßt sich die Böschungsneigung β bei reinen Reibungsböden bis zum gemittelten Reibungswinkel $\overline{\phi}$ steigern.

Die Berechnung mit dem allgemeinen Fall, wobei Knoten 2 nicht auf der Schichtgrenze liegen muß (vgl. Abb 26), bestätigt, im Ergebnis und in der optimierten Geometrie der Bruchfuge, daß Knoten 2 unter den gemachten Voraussetzungen auf der Schichtgrenze zu liegen kommt. Demnach sind die Empfehlungen für die gewogenen Mittelwerte in den Bruchfugen a, b und c gerechtfertigt, so daß diese Berechnungsweise ihre allgemeine Gültigkeit hat. Alle nachfolgenden Vergleichsberechnungen werden auf diese Art durchgeführt, da sich hier, wie schon erwähnt, Knotenpunkt 2 unabhängig von der Lage der Schichtgrenze bewegen kann. Dadurch ist gewährleistet, daß der Einfluß einer mächtigeren Schicht (Schichtdicke bzw. großer Böschungswinkel) entsprechend berücksichtigt werden kann.

Die äußere Gleitfläche weist bei Zwei-Schichten-Problemen mit reinen Reibungsböden dann einen Knick auf, wenn beide Schichten etwa gleiche Mächtigkeit haben und $\phi_1 \neq \phi_2$ ist. Dieser Knick wird dann reduziert, wenn eine Schicht im Gesamtbruchkörper anteilmäßig überwiegt, so z.B., wenn der Böschungswinkel vergrößert wird oder die Schichtgrenze im oberen bzw. unteren Drittel der Wand liegt.

In Anlehnung an das Beispiel in Abb. 27 zeigt Abb. 28 den Erddruckverlauf für zwei kohäsive Bodenschichten in Abhängigkeit von der Böschungsneigung β . Es wurden dabei lediglich

die Kohäsionswerte für c_1 =20 kN/m² und c_2 =10 kN/m² abgeändert. Es zeigt sich, daß auch hier für β =0 die Ergebnisse aus der Berechnung mit zwei Elementen mit denen von Coulomb exakt übereinstimmen. Die maximal mögliche rechnerische Böschungsneigung richtet sich bei der Erddruckberechnung nach Coulomb in diesem Falle nach dem Reibungswinkel der unteren Schicht $(\phi_2 < \phi_1)$, wobei die Kohäsion nicht berücksichtigt wird.

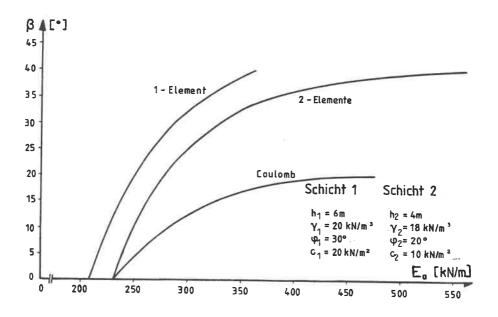


Abb. 28: E_a in Abhängigkeit von β bei 2-schichtigem Baugrund und kohäsiven Böden

6 Anwendung auf den Tunnel in Hanglage

6.1 Erddruckermittlung und Lastansätze

Bezugnehmend auf Kapitel 4 in der Vorstudie [1] wird die Belastung auf die Tunnelwand für die Varianten 1 bis 5 neu ermittelt. Dort sind folgende Varianten untersucht:

Variante	Hangneigungswinkel ß	Kohäsion c'[kN/m²]
1	15°	50
2	15°	30
3	20°	50
4	12°	20
5	30°	50

Für die Wichte ist einheitlich der Wert $\gamma=20$ kN/m³ angesetzt, ebenso wird für den Reibungswinkel der Wert $\phi=25^\circ$ für alle Varianten angenommen.

Maßgebend für die Bemessung der Wand sind die Bauzustände, wie sie in [1] Bild 25 dargestellt sind. Danach sind bei den Berechnungen entsprechend Abbildung 29 die Bermen zu berücksichtigen. Vom Gesamtgewicht des Bruchkörpers wird

$$G_0 = \gamma \cdot (F_1 + F_2)$$

abgezogen.

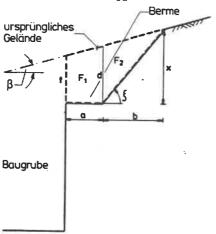


Abb.29: Berücksichtigung der Berme

Für die Erddruckermittlung wird eine "Programmkette" aufgestellt, die zunächst eine Erddruckermittlung nach H. Groß durchführt. Auf der Grundlage dieser ersten Berechnung wird ein Bruchkörper, bestehend aus einem Element, unter Berücksichtigung der Berme, solange variiert bis $\mathbf{E}_{\mathbf{a}}$ einen Maximalwert erreicht. Dieses Ergebnis ist die Eingabe für die Berechnung mit einem Bruchmechanismus aus zwei Elementen (vgl. Kap. 4.3). In Abbildung 30 ist diese Programmkette dargestellt:

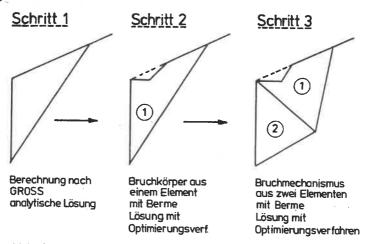


Abb. 30: Programmkette

Diese Programmkette bringt den Vorteil mit sich, daß die Koordinaten des zu ermittelnden Bruchkörpers durch das vorgeschaltete Programm jeweils gut getroffen werden, was bei der
Optimierung Rechenzeit einspart. Zusätzlich erhält man, auf
die Rechenschritte 2 und 3 bezogen, mit einer Eingabe zwei
Ergebnisse. Vergleicht man diese Ergebnisse der Erddruckberechnungen aus Schritt 2 und 3, so ist festzustellen, daß
die Berechnung mit zwei Elementen immer denselben oder einen
größeren Erddruck ergibt, d.h., daß für die Bemessung der
Wand immer der Bruchmechanismus aus zwei Elementen maßgebend
wird. Die angesetzten Verkehrslasten entsprechen denen aus
der Vorstudie.

6.2 Massenermittlung und Kalkulation

Masseneinsparungen im Vergleich zur Vorstudie sind durch die entwickelten Erddruckansätze in allen Varianten festzustellen.

Bei den Varianten 2 und 4 verringern sich die Biegemomente und die Einbindetiefe der hangseitigen Bohrpfahlwand. Für die Varianten 1, 3 und 5 reichen bei den Bohrpfählen Mindestquerschnitte, Mindestbewehrung und eine Mindesteinbindetiefe von t = $1.70\,$ m (gewählt) aus.

Aufgrund der vorliegenden Erddruckberechnung können die Vorbauzustände 1 bis 4 in allen Varianten vereinheitlicht und optimal in baubetrieblicher Hinsicht ausgenutzt werden.

In Tabelle 2 ist der Vergleich der Kosten, Stand Mai 1983, des Tunnels in Hanglage für die unterschiedlichen Methoden der Erddruckermittlung dargestellt.

Spalte 1 bezieht sich auf die Massen der Vorstudie, Spalte 2 auf die Berechnung mit einem Bruchmechanismus bestehend aus zwei Elementen.

	1	2
Variante	DM/lfdm	DM/lfdm
1	33160.67	31698.19
2	34186.83	31698.19
3	34624.36	32968.11
4	33635.21	33344.86
5	37208.04	34239.62

Tabelle 2: Preisspiegel

Die angegebenen Werte sind Nettobaukosten; sie enthalten Aufwendungen für die Baustelleneinrichtung und die technische Bearbeitung.

6.3 Zusammenfassung

Aus dem Erddruckansatz mit einem Bruchmechanismus aus zwei Elementen auf den "Tunnel in Hanglage" ergeben sich, verglichen mit den Lastansätzen aus der Vorstudie, folgende finanziellen Einsparungen:

Variante	Einsparung	
1	1462.48 DM/lfdm	
2	2488.64 DM/lfdm	
3	1656.25 DM/lfdm	
4	290.35 DM/lfdm	
5	2968.38 DM/lfdm	

Prozentual gesehen bewegen sich die Kostenersparnisse zwischen 0.86% und 7.98%. Auffallend hierbei ist, daß die geringste Einsparung bei der Variante 4 erreicht wird und sich die größte Verbilligung, prozentual und absolut gesehen, bei der Variante 5 ergibt. Diese beiden Beispiele sind, auch von den Boden- und Geometrieparametern her gesehen, ein Extrem:

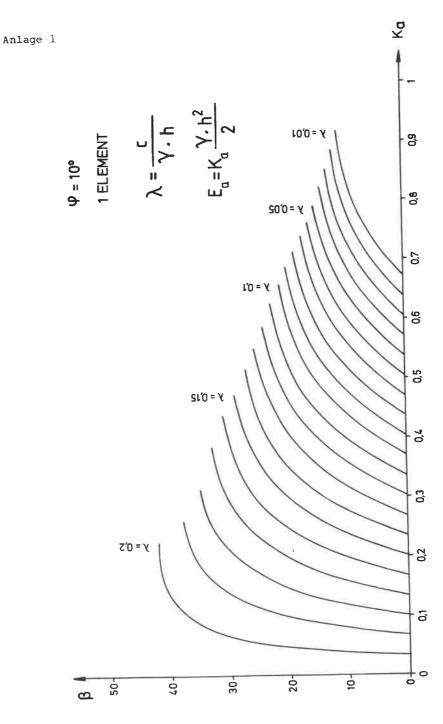
Variante 4 hat die kleinste Kohäsion (c = 20 kN/m²) und zugleich den geringsten Böschungswinkel (β = 12°), wohingegen Variante 5 einen Boden mit der Kohäsion c =50 kN/m² und einen Böschungswinkel β = 30° behandelt. Auch stellt Variante 5 das einzige Beispiel dieser Studie dar, bei dem der Geländeneigungswinkel β größer ist als der Reibungswinkel ϕ .

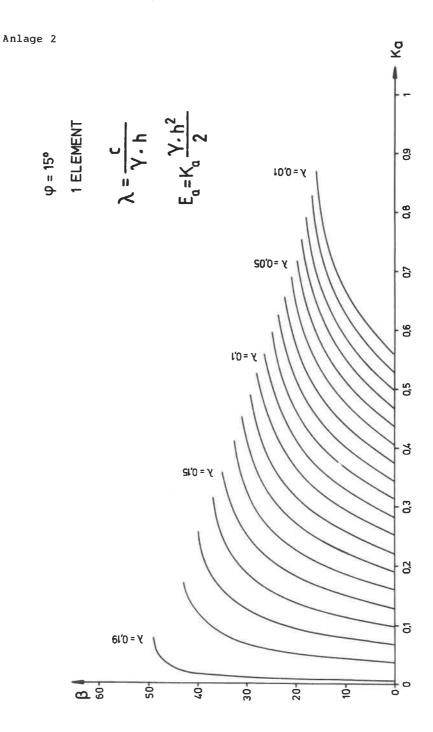
Um die unterschiedlichen Einsparungen der Varianten 1, 2 und 3 deuten zu können, muß auf die Größe des ermittelten aktiven Erddrucks zurückgegriffen werden: Bei den Varianten 1 und 3 ergibt sich bei der Berechnung der einzelnen Bauzustände kein aktiver Erddruck. Bei der Variante 2 hingegen stellt sich im Vorbauzustand 4 ein aktiver Erddruck ein, der jedoch mit der Mindestbewehrung und den Mindestquerschnitten der Varianten 1 und 3 aufgenommen werden kann.

Aus diesem Sachverhalt erklären sich die prozentualen Kostenermäßigungen dieser drei Varianten:

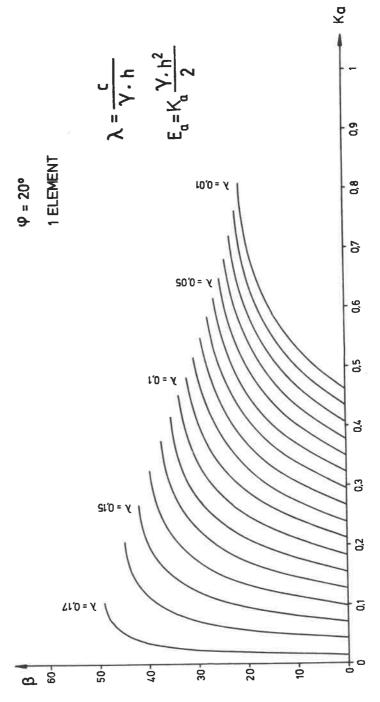
Die Einsparungen der Variante 1 (4.41%) und 3 (4.78%) unterscheiden sich nicht wesentlich. Dadurch daß bei Variante 2, trotz des Erddrucks im Vorbauzustand 4, die Mindestabmessungen der Varianten 1 und 3 ausreichen, erreicht man für dieses Beispiel eine Einsparung um 7.28%.

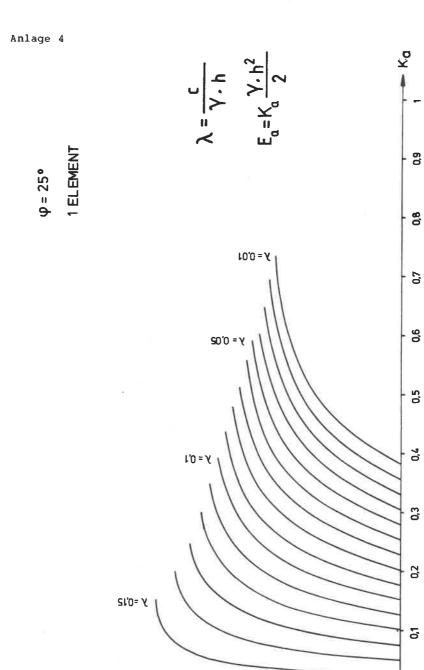
Bemerkenswert an dieser Untersuchung ist, daß sich bei Variante 5, dem Beispiel mit $\beta > \phi$, aufgrund der durch die KEM ermöglichten genauen Berechnung des Erddrucks für diese Parameterkonstellation, die größte Einsparung ergibt.











6

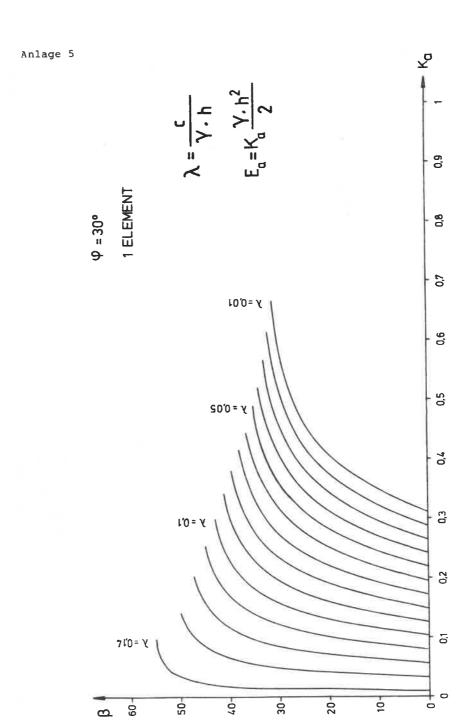
50-

-07

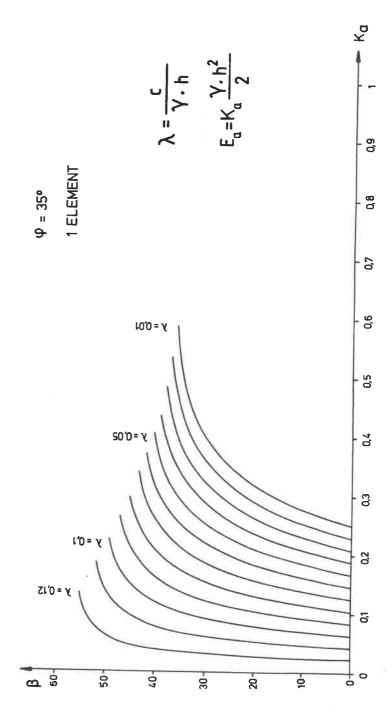
30-

20-

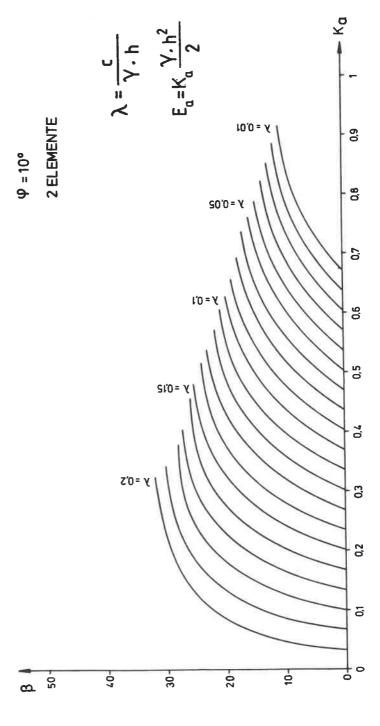
5



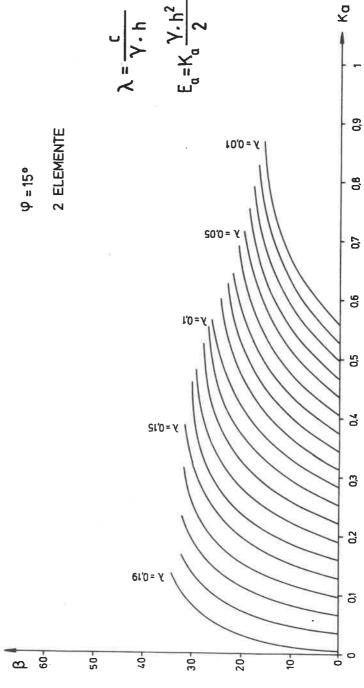




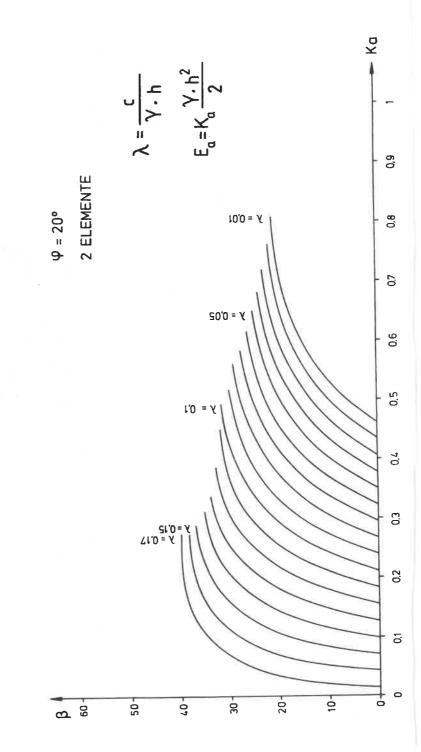
Anlage 7

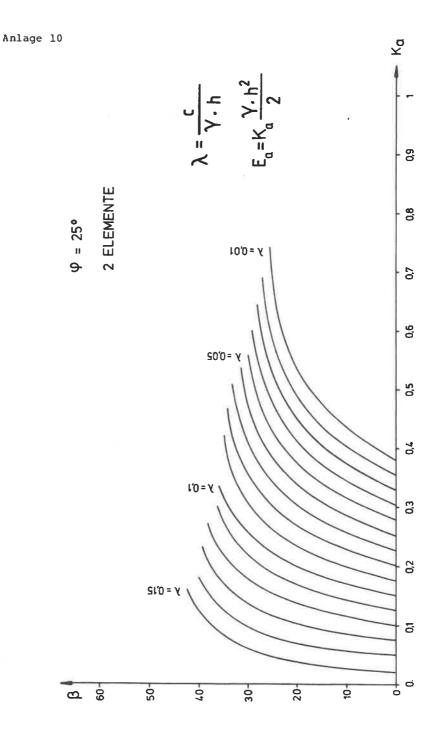


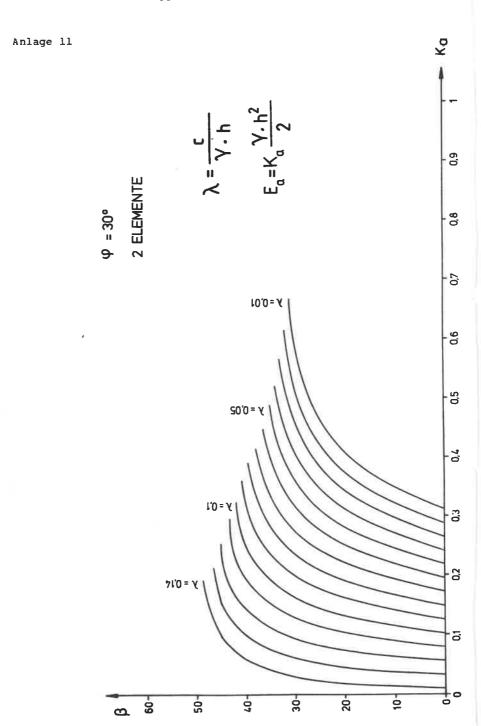


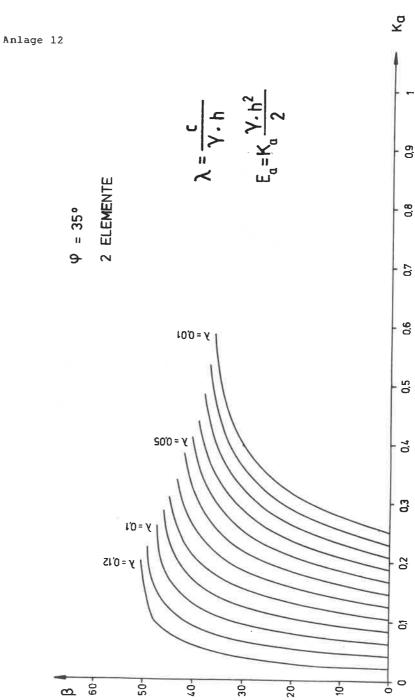


Anlage 9









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

	Smoltczyk,U. et al.	(1975)	Die Anwendung der Methode der Finiten Elemente in der Grundbaupraxis CAD-Berichte Heft 1 der Gesellschaft für Kernfor- schung Karlsruhe
15	Gußmann,P./ Thamm,B.R.	(1974)	Zweidimensionale Konsolidation dreiaxialer Versuchsproben Der Bauingenieur 49, 293 - 298 Sonderdruck
16	Gußmann,P.	(1974)	
17	Smoltczyk,U./ Gußmann,P./Sch	(1974) nulz,H.	DIN 4084 Beiblatt, Erläuterungen und Berech- nungsbeispiele 20 S., Beuth-Verlag Berlin/Köln DM 18,
18	Laumans,Q.	(1975)	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·
19	Smoltczyk,U.	(1975)	Graving Dock Foundation on Deep Fill Proc. 1 Baltic Conf.Soil Mech.Found.Engg.III, 213 - 222
20	Smoltczyk,U./ Du Thinh	(1975)	Zur Bebaubarkeit von vorbelasteten Verwitte- rungsböden Fortschritt-Berichte VDI-Z., Reihe 4, Nr. 25, 70 S.
21	Smoltczyk, U.	(1975)	
	Smoltczyk,U.	(1975)	
23	Smoltczyk,U.	(1975)	Schwierigkeiten beim Bauen im entfestigten Tonstein Veröff. Inst.Felsmech.Bodenmech.Univ.Karlsruhe 63, 21 - 50
	Smoltczyk,U.	(1976)	Pfahlgründung eines Eisenbahndammes Proc. 6. Europ. Conf. SMFE, 1.2, 561 - 566
	Smoltczyk,U./ Hilmer,K.	(1976)	Erddruck auf Schleusenkammerwände Vortr. Baugrundtagung, Nürnberg, 245 - 265
	Laumans,Q./ Schad,H.	(1976)	Calculation of mat foundations on clayey silts Proc. Sec.Int.Conf.Num.Meth. in Geomechanics, Blacksburg, Vol 1
27	Smoltczyk,U./ Hilmer,K./Frank Schuppener,B.	(1977) te,E./	Earth Pressure Variations Due to Temperatur Change ICOSFME Tokyo, Vol. 2, 225 - 233
28	Smoltczyk,U./ Seeger,H.	(1977)	Lateral Deformation Testing in Keuper Marl Boreholes Int. Symp.The Geotechnics of Structurally Complex Formations, Capri, Vol. 1, 443 - 447
29	Smoltczyk,U.	(1978)	Wagnis Baugrund Deutsche Architekten- u. Ingenieurzeitschrift, 8/9, 12 - 16
30	Hilmer,K./ Vogt,N.	(1978)	Der Einfluß der Temperatur auf den Erddruck hinter Bauwerkswänden, Geotechnik 1, 75 - 83

31	Schad, H.		Die Verwendung nichtlinearer Stoffgesetze bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben Vorträge Baugrundtagung Berlin, 141 - 161
32	Schulz,H./Smol	tczyk,U.	(1978) Zur Ermittlung der Scherparameter überkon- solidierter 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, HH.	(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)	Erprobung von Versiegelungen fein- und gemischt- körniger Böden auf bituminöser Basis unter Ver- wendung von Handelsprodukten Forschungsbericht F.A. Nr. 5.034 G 76 A für den Bundesminister für Verkehr, bearbeitet am Insti- tut für Grundbau und Bodenmechanik der Universi- tät Stuttgart
38	Gußmann,P.	(1 9 79)	Die Bestimmung bodenmechanischer Parameter aus der Differenz der Zeitsetzung unterschiedlich dränierter Laborversuche GEOTECHNIK 2, 148 - 154
39	Smoltczyk,U.	(1979)	Bestimmung der Baugrundfestigkeit mit der Seiten- drucksonde. Vortragsband zum Pfahlsymposium München 1977, 77 - 80
40	Schmidt,HH.	(1979)	Frddruck auf Widerlager und Stützmauern in Ab- hängigkeit von Untergrundbewegungen durch Damm- schüttungen. Forschungsbericht FA 5.042 G 77 H B.f.Verkehr
41	Smoltczyk,U.	(1979)	Zur Berechnung von Bodenreaktionskräften Berichte Bundesvereingung Prüfingenieure für Baustatik, Arbeitstagung 4, 23 - 51
42	Smoltczyk,U.	/Vogt,N./	Hilmer,K. (1979) Lateral Earth Pressure Due to Surcharge

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) Dammschüttung 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 Zeitset-
- zungen. 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. Int. Symp. DDR-Komitee Bodenmech. Grundbau Dresden, S. 22-28.
- |50| Smoltczyk,U.(1980) Beitrag zu den Thesen zu Problemen der lastbedingten Baugrundverformungen. III.Int.Symp.DDR-Komitee Bodenmech.Grundbau Dresden, S.58-61.
- |51| Buchmaier,R.F./Smoltczyk,U./Schad,H.(1980) Einfluß einer Mudde-Linse auf die Verschiebungen einer hinterfüllten Uferwand.
 Proc.6.Donaueurop.CSMFE Varna, 1a, S.65-74.
- | 52 | Smoltczyk, U. / Malcharek, K. (1981) Lebendverbau von Steilböschungen. Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau 23, S.396-400.
- [53] Smoltczyk,U.(1981) Saving cities and old buildings. State-of-the-Art Report.10th ICSMFE Stockholm,4,S.441-465.
- [54] Gußmann,P./Lutz,W. (1981) Schlitzstabilität bei anstehendem Grundwasser.
 GEOTECHNIK 4,S.70-81.
- [55] Melzer, K.-J./Smoltczyk, U. (1982) Dynamic penetration testing. State-of-the-Art Report. Proc. 2nd ESOPT Amsterdam, 1, S. 191-202.
- [56] Smoltczyk, U./Malcharek, K. (1982) Living Sheets on Steep Slopes. Proc.2nd Int.Conf.Geotextiles, 1, S. 253-257.
- | 57 | Steinmann, B. (1982) Consolidation testing of Opalinuston with different types of drainage. Proc.Int.Symp.Num.Models Geomechanics Zürich, S. 280-285. A.A.Balkema Rotterdam.
- | 58 | Smoltczyk,U.(1982) Use of non-linear constitutive soil models in engineering practice, Some personal experiences. Intern.Symposium Numerical Models Geomechanics Zürich, S.535-548.

- | 59 | 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.
- 60 Smoltczyk, U. (1982) Verkantung von Brückenpfeilern infolge Baugrund-Elastizität. Geotechn.Konferenz Brn, CSSR
- 61 Smoltczyk, U. (1982) Unterfangungen und Unterfahrungen. Grundbautaschb.
 Teil 2, Abschn. 2.3, 3. Aufl., W. Ernst u. Sohn.
- 62 Smoltczyk, U./Netzel, D. (1982) Flachgründungen. Grundbtschb. Teil 2, Abschn. 2.1, 3.Aufl., W.Ernst u.Sohn
- 63 Smoltczyk, U./Hilmer, K. (1982) Baugrundverbesserung. Grundbtschb. Teil 2, Abschn.2.5, 3.Aufl., W.Ernst u.Sohn
- 64 Schenck, W. / Smoltczyk, U. / Lächler, W. (1982) Pfahlroste, Berechnung und Konstruktion. Grundbtschb. 2, 2.12, W. Ernst u. Sohn
- 65. Schenck, W./Smoltczyk, U.(1982) Gründungen im offenen Wasser. Grundbtschb.
 Teil 2, Abschn. 2.17, 3. Aufl., W. Ernst u. Sohn.
- | Gussmann,P.(1982) Kinematical Elements for Soils and Rocks. Proc.of the 4th Int.Conf.on Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton/Canada
- | Gussmann,P.(1982) Application of the Kinematical Element Method to
 Collapse Problems of Earth Structures. IUTAM
 Symp. 'Deformation and Failure of Granular Materials', Delft
- 68 Smoltczyk,U.(1983) Deep Compaction. General Report: 8th ECSMFE Helsinki, vol. 3, S.63 74.
- | 69 | Gußmann, P. (1983) Stabilität von suspensionsgestützten Schlitzen unter statischen Lasten. 7. Donaueurop. CSMFE Kishinjew, III, S.55-60.

Mitteilungen des Baugrundinstituts Stuttgart

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

Nr.	. :	l Thamm,B.	(1974) Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wassergesättigten Tones
Nr.	2	Gußmann,F	(1975)	Preis: DM 10, Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch
Nr.	3	Feeser, V.	(1975)	Preis: DM 5, Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die boden- physikalischen Eigenschaften von Löß
Nes				Preis: DM 10,
Nr.	4	Du Thinh,	K.(1976)	Standsicherheit von Böschungen: Programm- Dokumentation Preis einschließlich Quellenprogramm: DM 200,
Nr.	5	Smoltczyk Pertschi, Hilmer,K.	,U.(1976) D./	Messungen an Schleusen in der UdSSR Schleusennorm der UdSSR (SN 303-65)
				Preis: DM 18,
Nr.	6	Hilmer,K.	(1976)	
37	7			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 Grund- bauaufgaben
				Preis: DM 20,
Nr. 1	1	Ulrich,G.	(1980)	Verschiebungs- und kraftgesteuerte Platten- druckversuche auf konsolidierenden Böden
		Gußmann,P.	(1980)	Zum Modellgesetz der Konsolidation
				Preis: DM 20,
Nr. 1	2	Salden,D.	(1980)	Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten
	_			Preis: DM 25,
Nr. 1	3	Seeger,H.	(1980)	Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruck- versuche im Bohrloch
				Preis: DM 25,

Nr. 14 Schm	idt, HH. (1981)	Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund
		Preis: DM 25,
Nr. 15 Smol	tczyk, U. (1981) eikert, O.	Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangsstraßen in Siedlungen
		Preis: DM 12,
Nr. 16 Malo	charek, K. (1981) Ltczyk, U.	Vergleich nationaler Richtlinien für die Berechnung von Fundamenten
	- '	Preis: DM 15,
Nr. 17 Grul	hle, HD. (1981)	Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches Problem des Erdwiderstandes
		Preis: DM 30,
Nr. 18 Kob	ler, W. (1982)	Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen
		Preis: DM 25,
Nr. 19 Lut	z, W. (1983)	Traglast von Schlitzen im Baugrund bei Linienlasten
		Preis: DM 25,
Nr. 20 Smo	oltczyk, U. (1983)	Studienunterlagen "Bodenmechanik und Grundbau"
		Preis: DM 35,
Nr. 21 Sch	weikert, O. (1984)	auf die Berechnung des aktiven Erd-
		druckes Preis: DM 20,
Nr. 22 Voç	gt, N. (1984)	und wiederholten Wandbewegungen in
		Sand Preis: DM 25,



