

HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

Conference Paper, Published Version

Linde, Georg; Kunz, Claus

Vertikale Fundamentbelastungsversuche im Bereich einer Dammböschung

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/102365>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Linde, Georg; Kunz, Claus (1991): Vertikale Fundamentbelastungsversuche im Bereich einer Dammböschung. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): Vorträge. "Johann-Ohde-Kolloquium" der Bundesanstalt für Wasserbau und der Technischen Universität Dresden am 7. November 1991 in Berlin. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau. S. 93-118.

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



Dipl.-Ing. Georg Linde
Dipl.-Ing. Kunz
Bundesanstalt für Wasserbau
Außenstelle Berlin

Vertikale Fundamentbelastungsversuche im Bereich einer Dammböschung

1 Veranlassung

Das Problem einer Fundamentanordnung im Nahbereich einer Böschung ist in der Baupraxis immer wieder einmal aktuell. Ein Beispiel dafür ist etwa die Gründung einer Behelfskonstruktion als temporärer Ersatz einer im größeren Umfang zu sanierenden Brücke, wenn eine Vollsperrung des Verkehrsweges nicht in Frage kommt. Ein anderes öfter vorkommendes Beispiel sind die Grundplatten zur Abstützung eines Mobilkranes beim Einsatz in böschungsnahen Baustellenbereichen. Die Belastbarkeit solcher meist nur aufgelegter Flächenfundamente ist begrenzt durch eine noch zulässige Standsicherheit der örtlich zusätzlich belasteten Böschung. Im Grenzfall des Böschungsbruches wird die örtlich begrenzte Auflast einen räumlichen Bruchkörper in der Böschung verursachen.

Bei der Deutschen Reichsbahn (DR), bei der solche Belastungsfälle insbesondere auf Dämmen eine besondere Bedeutung haben, ist ein von MILDNER [1] vorgeschlagenes Berechnungsverfahren eingeführt, das einen räumlichen Böschungsbruchkörper verwendet. Seine praktische Brauchbarkeit ist für Böschungen in kohäsivem, bindigen Untergrund durch Ergebnisvergleiche mit von KOBLER [2] in situ durchgeführten Modellbelastungsversuchen bestätigt. Eine solche Bestätigung in einem nichtbindigen, sandigen Untergrund stand indessen noch aus. Deshalb erteilte die DR Ende 1988 der ehemaligen Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau den Auftrag zur Durchführung von Modellfundamentbelastungen an Böschungen in einem nichtbindigen Untergrund. Im folgenden werden die 1990 ausgeführten Versuche mit nur vertikaler Lasteintragung in das Fundament beschrieben. Sie stellen im Rahmen der Gesamtaufgabe den ersten Teil des Versuchsprogrammes dar,

Versuche mit geeigneter Lasteintragung und eine zusammenfassende Auswertung des gesamten Versuchskomplexes sollen noch folgen.

2 Versuchsfeld und Belastungseinrichtung

Für die Versuche 1990 wurde von der DR ein in den 60er Jahren geschütteter Eisenbahndamm zur Verfügung gestellt, der wegen dann veränderter Verkehrslösungen aber ohne Gleise blieb. In eine Böschung des etwa 8 m hohen und in der Krone ca. 18 m breiten Dammes wurde 1,4 m unterhalb der Krone eine 4 m breite Berme über 36 m Dammlänge angelegt. Die Krone wurde in dieser Länge auf einem 10 m breiten Streifen um 40 cm abgeschoben um Unebenheiten und starken Grasbewuchs zu beseitigen. Bild 1 zeigt den hergerichteten Querschnitt des Versuchsfeldes mit aufgebauter Belastungseinrichtung.

Die Belastungseinrichtung bestand aus einem nur vertikal wirkenden Belastungsstempel und einer, die erforderliche Totlast realisierenden Stahlkonstruktion. Letztere wurde gebildet aus zwei, 1 m unterschiedlich hohen Auflagerböcken, auf denen ein das obere Widerlager des Laststempels bildender Träger I 30 auflag und beidseitig davon je ein Träger IP 60. Diese hohen Träger waren einerseits selbst Teil der Totlast, dienten aber andererseits speziell auch zur Auflage von masserhöhenden Betonplatten.

Der Belastungsstempel bestand aus einem Hydraulikzylinder mit angeschraubtem Kraftmeßbügel. Im Ruhezustand konnte er, an einem Wagen hängend, auf dem Träger längs verfahren werden. Unter Last stützte er sich über ein Rollenlager an der Trägerunterkante ab. Mit dem Rollenlager sollten Querkkräfte in Richtung der beim Böschungsbruch zu erwartenden Fundamentbewegung möglichst klein gehalten werden. Die Kraftübertragung auf die Fundamentplatte erfolgte nahezu momentenfrei über eine zwischen zwei Halbschalen gelagerte Stahlkugel. Ein Sicherungsstift zwischen der unteren Halbschale und der Fundamentplatte garantierte ihre zentrische Position.

Der benutzte Hydraulikschrank erlaubte zeitlich beliebig lange Laststufen in stufenlos regelbaren Höhen. Die Stromversorgung des Hydraulikschrankes erfolgte über ein Aggregat. Hydraulikschrank und Aggregat blieben auf einem LKW und wurden wegen nicht vorhandener Baustellenbewachung täglich an- und abtransportiert. Schwachpunkt der Belastungseinrichtung war der Anschluß gegen Abheben des Trägers I 30 vom oberen, niedrigen Auflagerbock. Eine 4fach Verschraubung (M30) und Verkeilung gegen die aufliegenden Betonplatten mittels Hartholzblock brachte aber Abhilfe.

3 Untergrund

Nach den vorbereitenden Erdarbeiten stand ein Versuchsfeld zur Verfügung, dessen Oberfläche von einer nur wenige cm dicken Schlackeschicht gebildet wurde. Für die Versuche konnte diese aber problemlos in den Auflagebereichen der Fundamentplatte abgeräumt werden. Am Geländesprung zwischen der neu angelegten Berme und der Versuchsfeldebene stellte sich die für die Belastungen vorgesehene obere Sandschicht etwa nur 80 cm mächtig dar, darunter befand sich ein offensichtlich verfestigter Sand. Unter der Annahme eines Tiefenbereiches der im Bruchzustand zu erwartenden Gleitfläche von maximal der doppelten Fundamentbreite wurde diese Schichtmächtigkeit für das 40 cm breite Fundament eben noch als ausreichend angenommen, um eine weitgehend freie Gleitflächenausbildung zu ermöglichen (unbeeinflusst von der unteren, festeren Sandschicht).

Bei den ersten Handschachtungen zur Erkundung der Gleitflächenverläufe im Untergrund, wurden in der oberen Sandschicht einzeln eingelagerte Natur- und Ziegelsteine gefunden, offenbar aus Bauschuttverkipungen stammend. Es wurde eingeschätzt, daß solche Einzelsteine die freie Gleitflächenausbildung und damit auch das Versuchsergebnis in gewissem Maße zwar beeinträchtigen können, die Bruchgleitfläche sich über den Stein hinweg oder unter ihn hindurch aber dennoch im Sand ausbilden wird. Der allgemeine Verlaufstrend der Gleitfläche wird weitgehend erhalten bleiben.

In Relation zur Gesamtgleitfläche ist ein solcher Störbereich als klein anzusehen, weshalb auch ein nicht völlig falsches Versuchsergebnis erwartet werden kann.

Die Ergebnisse einiger grundlegender Untersuchungen an 7, über das Versuchsfeld verteilt und sehr sorgfältig entnommener Stutzenproben (s. Tabelle 1) zeigten in der gesamten oberen Schicht recht einheitlich einen gleichförmigen Mittelsand, mit den mittleren Kennwerten

$$\begin{array}{ll} \rho = 1,72 \text{ N/cm}^3 & U \approx 2,7 \\ w = 0,041 & e = 0,61 \end{array}$$

Zur Bestimmung der für Vergleichsbetrachtungen zwischen Versuchs- und Berechnungsergebnissen dominierenden Scherfestigkeit des Sandes sind 5 Proben - für jede Probe 4 Einzelversuche unter verschiedenen Normalspannungen - in Kreisringsschergeräten untersucht worden. Diese Untersuchungen erfolgten am gestört und trocken eingebautem Material. Die Einbaudichte blieb für die Einzelversuche jeder Probe konstant, variierte aber von Probe zu Probe. Eine auf zwei verschiedene Weisen vorgenommene porenzahlabhängige Auswertung $\tau' = f(e)$ ergab für den Mittelwert $e = 0,61$:

$$\begin{array}{l} \tan\phi' = 0,64 \text{ bzw. } 0,63, \text{ das heißt } \phi' = 32,5^\circ \text{ bzw. } 32,3^\circ \text{ und} \\ c' = 34,6 \text{ bzw. } 35,7 \text{ kN/m}^2. \end{array}$$

Die Scherwinkel liegen in der aus den Sondierungen abgeschätzten Größenordnung. Die relativ kleinen Kohäsionen können nicht als Kapillarkohäsion gewertet werden, weil die Versuchsdurchführung mit dem trockenen Material erfolgte. Das Phänomen einer gewissen Kohäsion bei typisch rolligen Erdarten ist nicht neu, in einem früheren Forschungsbericht der FAS [3] wurde sie als "Verzahnungswiderstand" bezeichnet.

Die Ergebnisse der im Bild 2 dargestellten Rammsondierungen lassen deutlich die Schichtgrenze zwischen dem oberen und dem unteren Sand erkennen. Aus den im unteren Teil des Bildes auf

getragenen zwei Längsprofilen des Versuchsfeldes geht hervor, daß die Mächtigkeit der oberen Sandschicht zwischen 60 und 80 cm liegt. Die bei allen Sondierungen für den oberen Sand gefundenen Schlagzahlen n_{10} zwischen 5 und 10 bestätigen die bereits aus den Probeuntersuchungen festgestellte Gleichmäßigkeit dieser Schicht im gesamten Versuchsfeld. Nach einem Bewertungsmodus der Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste repräsentieren diese Schlagzahlen einen charakteristischen Scherwinkel $30^\circ \leq \phi' \leq 35^\circ$, was ebenfalls mit dem ermittelten Versuchswert gut übereinstimmt.

4 Versuchsabläufe

Ziel aller Versuche war, die bei unterschiedlichen geometrischen Randbedingungen zum Tragfähigkeitsversagen des Fundamentes führenden Belastungen zu ermitteln. Variierte geometrische Bedingungen waren die Böschungsneigungen und die Abstände des Fundamentes von der Böschungsschulter. Hinzu kam im Laufe der Versuchsdurchführungen der Wechsel vom Quadratfundament $0,4 \times 0,4 \text{ m}^2$ zum Rechteckfundament $0,2 \times 0,4 \text{ m}^2$. Die geometrischen Parameter waren nicht im voraus konkret festgelegt, sondern wurden während der Versuchsdurchführungen nach allgemeinen Kriterien wie steiler, flacher, näher oder weiter ausgewählt. Die vor dem Belastungsversuch vorgenommene "Nullmessung" ergab dann die realen Parameterwerte.

Die Versuche erfolgten in üblicher Weise durch stufenweise Belastungssteigerung mit stark verminderten Laststeigerungsraten in zeitlich längeren Folgen zum vermuteten Versuchsende hin. Allgemein konnte ein erreichter Bruchzustand deutlich an einem abrupten Abfall der Kraftmeßbügelanzeige und einer spontanen Zunahme der Setzungsgeschwindigkeit erkannt werden. Bei erreichtem Bruch waren beidseitig vom Fundament ausgehende und sich in Richtung auf die Böschungsschulter voneinander entfernende feine Risse in der Geländeoberfläche erkennbar. Unmittelbar danach deutete sich dann auch der Bruchflächenaustritt in der Böschungsschulter an. Alle vorgenannten Risse erweiterten sich ziem-

lich rasch während einer noch kurzzeitig nach dem erreichten Bruch in das Fundament eingetragenen Nachbelastung. Die mit der Nachbelastung erzeugten größeren Verschiebungen sollten die Bruchkörperkonturen in der Oberfläche deutlicher machen. Bis zum Eintritt des Bruches wurden keine Tendenzen des Fundamentes zu einer Schiefstellung oder zum horizontalen Abdriften festgestellt. Solche Bewegungen stellten sich - dann relativ schnell verlaufend - erst in der Nachbelastungsphase des Fundamentes ein.

Während des Versuchs wurden jeweils am Ende einiger Laststufen die Fundamentsetzungen in drei Punkten und die horizontalen und vertikalen Oberflächenbewegungen in einigen Böschungspunkten vor dem Fundament gemessen. Eine Kraftmeßbügelablesung erfolgte am Ende jeder Laststufe. Nach dem Abschluß der Belastungsphase sind die den Bruchkörper in der Oberfläche markierenden, Risse aufgenommen worden. Der Versuch wurde beendet mit dem Freischachten von vorher in den Untergrund eingebrachten Vertikalsäulen (\varnothing 20 mm) aus eingefärbtem Sand. In dem senkrecht zur Böschung vor dem Fundament gegrabenen Schlitz war an den angeschnittenen Farbsäulen gut der Durchgang der Bruchfläche erkennbar. Die Durchgangspunkte der im Profil allgemein vorhandenen drei Farbsäulen und der Böschungsaustrittspunkt der Gleitfläche wurden eingemessen. Das Bild 3 zeigt zwei in der Oberfläche markierte Bruchfiguren, im Bild 4 ist der Verlauf der Bruchgleitfläche im zentralen Bereich des Bruchkörpers an den Farbsäulen erkennbar.

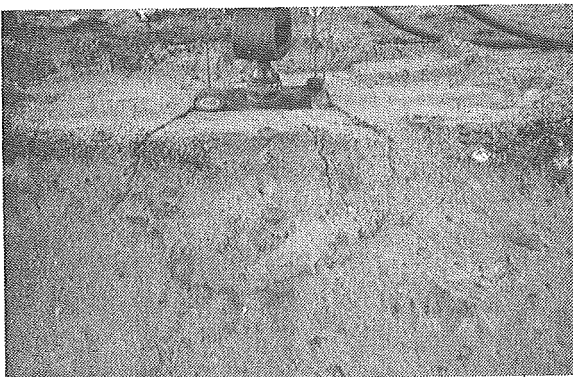


Bild 3



Bild 4

Bild 5 zeigt den die mittlere Fundamentsetzung (a) und die Horizontalverschiebungen der in der Böschung ausgelegten Oberflächenmeßmarken (b) in Abhängigkeit von der Fundamentbelastung sowie die Verformung der Böschung im Belastungsversuch (c). Die dargestellten Endpunkte der Setzungs- und Horizontalverschiebungskurven enthalten die durch die kurzzeitige Nachbelastung des Fundamentes verursachten Bewegungen, repräsentieren daher nicht den eigentlichen Bruchzustand. Gleiches gilt für die Situationsdarstellung des Böschungsprofils (c).

Alle Versuchsergebnisse sind in Tabelle 2 zusammengefaßt. Der Tabelle ist zu entnehmen, daß 5 der insgesamt 23 Versuche nicht für die hier behandelte Thematik auswertbar waren.

5 Versuchsergebnisse

Die Bilder 6 und 7 zeigen die mit Hilfe der Gleitflächendurchtrittspunkte in den gefärbten Sandsäulen, dem Gleitflächenaustrittspunkt in der Böschung und dem Gleitflächenanfangspunkt an der Hinterkante des Fundamentes konstruierten Gleitflächenverläufe, getrennt für die Versuche mit dem Fundament $0,4 \times 0,4 \text{ m}^2$ und dem Fundament $0,2 \times 0,4 \text{ m}^2$. Vergleichsweise erreichten die Bruchgleitflächen unter dem größeren Fundament eine größere Tiefe, wie auch zu erwarten war. Die für die Ver-

suche 4 und 11 erhaltene Maximaltiefe von 62 cm unter der Belastungsebene berechtigen zu der Annahme, daß sich alle Gleitflächen noch in der oberen Sandschicht frei ausbilden konnten. Bei einer Mächtigkeit zwischen 60 cm bis 80 cm der oberen, kann die untere, festere Sandschicht die Gleitflächenbildungen nur wenig oder gar nicht behindert haben.

Einige der Bruchgleitflächen zeigen eine gewisse Anomalie in einer gegenüber dem Allgemeinverlauf mehr oder weniger erkennbaren Gegenkrümmung im unteren Teil. Ein denkbarer Grund hierfür könnte eine durch das lagenweise Herstellen des Dammes bedingte Feinschichtungsstruktur sein, die aus den Rammsondiererergebnissen nicht erkennbar ist. Bei den Schachtungen jeweils nach Versuchsende wurden verschiedentlich sehr dünne Schichtungsbänder an etwas unterschiedlichen Farbtönungen erkannt. Stellenweise nur geringe Unterschiede in Lagerungsdichte und Körnung haben möglicherweise die Bruchlinie örtlich in eine "bevorzugte" Richtung abgelenkt. Auch die bereits vorn beschriebenen Einzelsteineinlagerungen können Ursache örtlicher Ablenkungen der Bruchgleitfläche gewesen sein. Bei den Schachtungen wurde gelegentlich auch ein Stein im Bruchlinienbereich gefunden. Allgemein zeigen alle Gleitflächen einen Übergang von einem steileren stärker gekrümmten oberen Teil in eine flachere, gestrecktere Form im unteren Teil. Die beste Näherung dieser Gleitflächenformen ist durch eine Kombination von Kreisbogen bzw. logarithmischer Spirale mit anschließendem Geradenabschnitt erreichbar. In einigen Fällen stellen aber auch der reine Kreisbogen und, günstiger noch, die logarithmische Spirale annehmbare Ersatzverläufe dar.

Wie bereits vorher angemerkt ist die Tragfähigkeit des Fundamentes bestimmt durch die Summe aller Scherfestigkeitsspannungen in der Gleitfläche. Wird in der Gleitfläche eine gleichbleibend vorhandene Scherfestigkeit vorausgesetzt und angenommen, daß die relativen Spannungsverteilungen in den gefundenen Gleitflächen ebenfalls in etwa übereinstimmen, so können die Gleitflächenlängen als quantitative Maßstäbe für die erhaltenen Fundamenttragfähigkeiten angesehen werden. In Bild 8 sind die Belastungs-

ergebnisse über eine fiktive Gleitflächenlänge aufgetragen. Die fiktive Gleitflächenlänge ist jeweils der Horizontalabstand zwischen den beiden Gleitflächenendpunkten. Die Darstellung läßt erkennen, daß ein angenommener linear-proportionaler Zusammenhang zwischen den beiden vorgenannten Größen prinzipiell besteht. Die Ergebnisse für das Fundament $0,2 \times 0,4 \text{ m}^2$ korrelieren recht gut ($r = 0,92$ für $n = 9$), die für das Fundament $0,4 \times 0,4 \text{ m}^2$ schlechter ($r = 0,76$ für $n = 8$). Dies scheint folgerichtig, denn bei den allgemein längeren Gleitflächen des breiteren Fundamentes sind Störeinflüsse aus Unregelmäßigkeiten des Untergrundes häufiger zu erwarten, als bei den kürzeren Gleitflächen des schmaleren Fundamentes. Dem Bild kann aber entnommen werden, daß die Relationen zwischen den Versuchsergebnissen in jeder Serie untereinander plausibel sind, kein Versuchsergebnis als grob falsch angesehen werden müßte.

Offenbar kann das schmalere Rechteckfundament bei gleicher Bruchlinienlänge eine größere Belastung pro Einheit der Grundfläche als das breitere Quadratfundament aufnehmen. In dem Überschneidungsbereich der Bruchgleitflächenlängen beider Versuchsserien nimmt das Verhältnis der Flächeneinheitenlasten von 2,04 für $l_b = 1500\text{cm}$ auf 1,47 für $l_b = 1900\text{cm}$ ab, bei gleichbleibendem Grundflächenverhältnis von 0,5. Dies entspricht einer Abnahme des Totallastverhältnisses von 1,02 auf 0,73. Die Schlußfolgerung aus diesem Vergleich ist, daß hinsichtlich des Totallastaufnahmevermögens beide Fundamente im böschungsnahen Bereich (gleiche aber kürzere Gleitflächenlängen) etwa gleichwertig sind, mit zunehmendem Abstand der Fundamenthinterkante von der Böschung sich dann aber die größere Grundfläche des breiteren Fundamentes auswirkt.

Bild 9 zeigt einen versuchsmäßig erhaltenen aus den entsprechenden Feldaufmaßen konstruierten Böschungsbruchkörper. Im Vergleich dazu ist der unter gleichen geometrischen Randbedingungen von MILDNER angenommene Bruchkörper in Bild 10 dargestellt. Beide Körper stimmen in der Oberfläche oberhalb der Böschungsschulter recht gut überein. Das MILDNER-Modell unterscheidet

sich dann aber deutlich vom Versuchskörper durch eine von oben nach unten zunehmende Überbreite in der kreisförmig angenommenen Basisfläche (Bruchgleitfläche) und ebenso in der Oberfläche unterhalb der Böschungsschulter. Ein Verzicht auf die horizontale Aufweitung des Bruchkörpers um je 30° auf jeder Seite zwischen Böschungsschulter, und -fuß und ebenso auf die entsprechende vertikale Aufweitung zwischen Oberfläche und Bruchgleitfläche würde den MILDNER-Körper etwa auf die Dimensionen des Versuchsbruchkörpers reduzieren (s. Eintragung in Bild 10).

6. Nachrechnungen der Versuche

6.1 Verwendete Rechenverfahren

6.1.1 Verfahren nach MILDNER

Das Verfahren nach MILDNER /1/ beruht auf den ebenen Methoden von KREY/BRETH, BISHOP und WOLDT /4/ /5/. Den bei diesem Verfahren angenommenen Bruchkörper zeigt Bild 13.

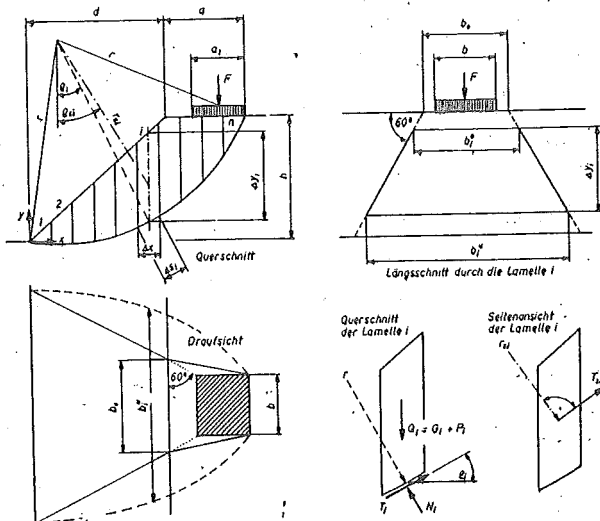


Bild 13 Bruchkörper nach MILDNER

Der Gleitkörper wird in Lamellen eingeteilt und als Grundlage der Berechnung das Verfahren nach FELLENIUS angewandt. Die Sicherheit ist als Verhältnis der vorhandenen Scherparameter zu denen des Bruchzustandes definiert. Die zwischen den Lamellen wirkenden Seitenkräfte werden vernachlässigt. Der auf die seitliche Bruchfläche der einzelnen Lamelle wirkende Erddruck wird näherungsweise ermittelt. Dafür werden senkrechte seitliche Bruchflächen angenommen.

Bei der Ermittlung der auf die einzelnen Lamellen entfallenden Lastanteile wird die Belastung aus dem Fundament von der Fundamentvorderkante ausgehend unter einem Winkel von 60° im Bruchkörper verteilt.

6.2 Verfahren nach KOBLER

Das Berechnungsverfahren nach KOBLER /2/ geht von einem ebenen Bruchkörper aus, wie er in Bild 14 dargestellt ist. Der Bruchkörper besteht aus zwei auf ebenen Flächen abrutschenden starren Teilkörpern. Die Grenze zwischen beiden Bruchkörpern wurde an der Vorderkante der belasteten Fläche festgelegt. Für die Bestimmung der Bruchlast sind die Winkel α_1 und α_2 so lange zu variieren, bis sich für die Belastung P ein Minimum ergibt. Bei der Variation der Winkel wird die hintere Kante des Fundamentes als Zwangspunkt betrachtet, da der Bruch durch die Auflast erzwungen wird.

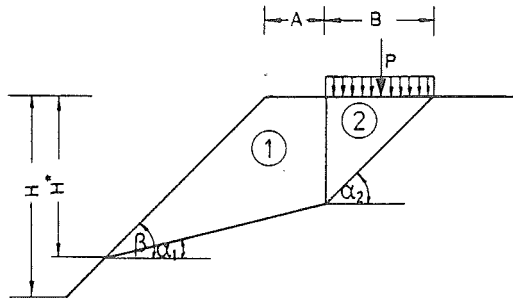


Bild 14 Bruchkörpereinteilung nach KOBLER

Zur Verdeutlichung des Berechnungsansatzes sind in Bild 15 die Geometrie und das Krafteck nach /2/ für das gewählte Bruchkörpersystem dargestellt.

Die Erweiterung des ebenen Verfahrens auf räumliche Fälle wird nach /2/ dadurch vorgenommen, daß die Bruchfigur auf die Lastlänge L bezogen wird. Diese Bruchfigur wird beidseitig eben begrenzt angenommen und in diesen ebenen Endflächen die Kohäsion und ein Reibungsanteil angesetzt.

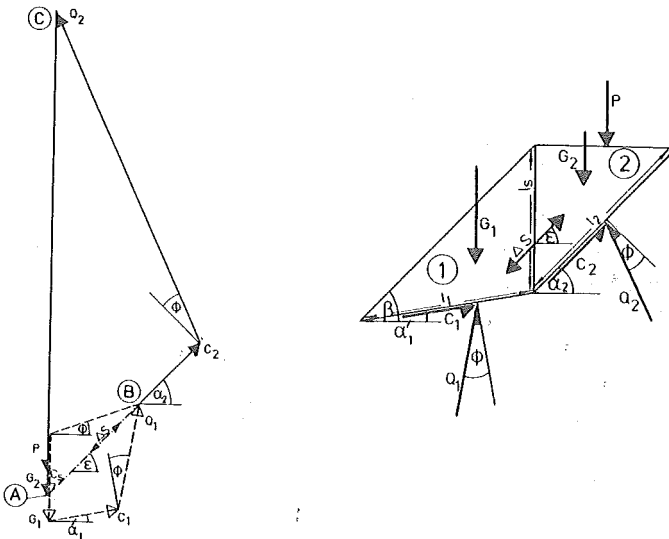


Bild 15 Geometrie und Krafteck nach KOBLEK

Die jeweilige Kohäsionskraft in den ebenen Seitenflächen ergibt sich aus der Multiplikation der Kohäsion des Bodens mit der Fläche des jeweiligen Teilkörpers. Die Wirkungsrichtung der einzelnen Kohäsionskräfte wird jeweils parallel zur Lamellensohle angenommen.

Die Reibungskräfte in den Seitenflächen werden aus dem Erddruck auf diese Flächen infolge Eigengewicht und Belastung P berech-

net. Dabei wird im wesentlichen das Verfahren von GUSSMANN/LUTZ /6/ zur Bestimmung der seitlichen Schubkräfte bei der Schlitzwandstabilität verwendet.

6.1.3 Verfahren nach KUNZ

Das Verfahren nach KUNZ /7/ geht von einem räumlichen Bruchkörper aus, der aus einem kreiszylindrischen Mittelteil und rotationellipsoidischen Endkappen besteht (Bild 16). Auf diesen Bruchkörper wurde das Ganzkörperverfahren mit kreisförmiger Gleitfläche von FRÖHLICH /8/ in integraler Erweiterung auf den räumlichen Körper angewendet.

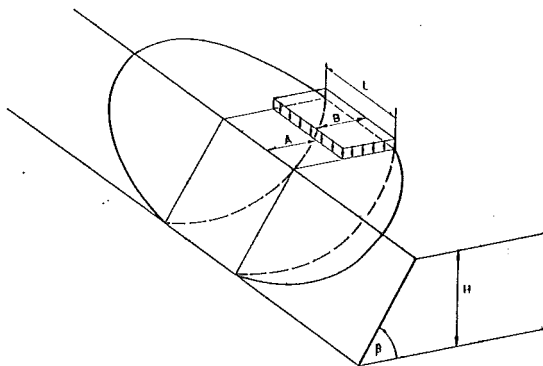


Bild 16 Bruchkörper nach Kunz

Bei der Berechnung der Reibungskraft an den Endkappen wird nur der Reibungsanteil aus dem Eigengewicht des Bruchkörpers berücksichtigt. Der bei kleiner werdender Endkappenlänge steigende Reibungsanteil aus Erddruck wird vernachlässigt und für den Fall Endkappenlänge $l_0 = 0$ (ebene Seitenflächen) nur die Kohäsion angesetzt.

Bei diesem Berechnungsverfahren wird die Böschungshöhe bei jedem Berechnungsschritt als konstant angesehen und oberer Austrittspunkt des Gleitkreises, Gleitkreisradius und Endkappenlänge so lange variiert, bis die Geometrie für die minimale Sicherheit

gefunden ist. Für die Bestimmung der kritischen Geometrie bei Fundamenten in oder auf Böschungen ist anschließend die Böschungshöhe zu variieren, bis das absolute Sicherheitsminimum gefunden ist.

6.2 Ergebnisse der Nachrechnungen

Da der im Labor bestimmte Wert für die scheinbare Koäsion c' des Bodens sehr unsicher erscheint wird als Eingangswert für die Berechnungen nicht c' sondern die im jeweiligen Versuch ermittelte Bruchlast P_{Br} verwendet. Als Bodenkennwerte wurden der Reibungswinkel ϕ mit $32,5^\circ$ und die Wichte γ_n mit $19,0 \text{ kN/m}^3$ angesetzt. Die scheinbare Kohäsion des Bodens erscheint als Berechnungsergebnis. Die Berechnungsergebnisse sind in den Tabellen 3 und 4 dargestellt.

Tabelle 3: Ergebnisse der Nachrechnungen
Fundamente $B \times L = 0,4 \text{ m} \times 0,4 \text{ m}$

Vers.- Nr.	β [Grad]	a [m]	P_{Br} [kN]	Br [kN/m ²]	c_s [kN/m ²]			
					DIN 4017	KUNZ	KOBLER	HILDNER
6	18	0,6	92	576	14,4	6,0	5,0	2,5
4	29	0,3	65	426	14,4	6,5	6,5	2,5
9	27	0,5	110	657	22	9,5	8,5	4,5
2	28	0,55	95	595	19,5	7,5	7	3,5
8	30	0,6	141	879	30,5	11	11	7,5
10	34	0,3	66	412	15,5 ^{*c}	7	7	4
1	34	0,4	79	494	18,9 ^{*c}	8	8	4,5
11	37	0,6	128	798	32,5 ^{*c}	11,5	11,5	6
7	71	0,1	20	123	-	8	8	5,5

* = DIN gilt streng nicht, da $\beta > \phi$

Die Mittelwerte und die Standardabweichungen $\sigma_{\beta-1}$ der mit den einzelnen Berechnungsverfahren für den Grenzzustand (S=1) ermittelten notwendigen scheinbaren Kohäsionen c_s zeigt Tabelle 5.

Tabelle 4: Ergebnisse der Nachrechnungen
Fundamente B*L = 0,2 m * 0,4 m

Vers.- Nr.	β [Grad]	a [m]	P_{Br} [kN]	Br [kN/m ²]	c_s [kN/m ²]			
					DIN 4017	Kunz	ROBLER	MILDNER
23	17	0,4	66	1077	33	10	13,5	12
13	23	0,2	44	550	19,7	10,5	10	7,5
16	26	0,4	39	467	19,5	5	7,5	4,6
14	34	0,2	29	361	16,7 [*]	8,5	8,3	6
20	35	0,2	50	626	29,5 ^{tr}	14,5	15	11,5
22	35	0,2	52	644	31 [*]	15,5	15,5	12
17	32	0,4	56	722	31,8	12,5	12,5	8,5
15	40	0,2	26	352	19,3 [*]	9,5	9,5	6,5
21	40	0,3	39	467	26,6 [*]	11	11	8

* = DIN gilt streng nicht, da $\beta > 0$

Es ist sichtbar, daß die Berechnung nach DIN 4017 sehr weit auf der sicheren Seite liegt. Bei aller Unsicherheit der Bestimmung der scheinbaren Kohäsion ist der bei den Nachrechnungen mit DIN 4017 erhaltene Mittelwert von $c_s = 23,2 \text{ kN/m}^2$ für den verwendeten Boden als zu hoch einzuschätzen. Daraus ist zu schließen, daß man bei Tragfähigkeitsberechnungen für Fundamente an Böschungen unter Verwendung von DIN 4017 sehr geringe Tragfähigkeiten erhält, die zu weit auf der sicheren Seite liegen.

Tabelle 5: Mittelwerte der errechneten scheinbaren Kohäsion c_s für die beiden Fundamentgrößen

Berechnungsverfahren	$B * L = 0,4 * 0,4 \text{ m}^2$			$B * L = 0,2 * 0,4 \text{ m}^2$			alle Versuche		
	c_s [kN/m ²]	σ_{n-1}		c_s [kN/m ²]	σ_{n-1}		c_s [kN/m ²]	σ_{n-1}	
		[kN/m ²]	[%]		[kN/m ²]	[%]		[kN/m ²]	[%]
DIN 4017	21,0	7,0	33	25,3	6,4	25	23,2	6,7	29
KUNZ	8,3	1,9	23	11,1	2,6	23	9,8	2,6	26
KOBLER	8,0	2,1	26	11,4	2,9	25	9,8	3,0	31
MILDNER	4,5	1,6	36	9,5	2,7	32	6,6	3,0	50

Die Verfahren von KUNZ und KOBLER liegen mit einer mittleren Kohäsion von 9,8 kN/m² etwa im gleichen Bereich. Die Ergebnisse scheinen aber auch noch etwas auf der sicheren Seite zu liegen, da die mittlere scheinbare Kohäsion $c_s = 8,8 \text{ kN/m}^2$ für den vorliegenden Sand etwas hoch erscheint.

Die nach dem Verfahren von MILDNER für den Boden ermittelte scheinbare Kohäsion $c_s = 6,6 \text{ kN/m}^2$ erscheint am reellsten (vgl. auch WAGENBRETH /9/). Allerdings ist bei diesem Verfahren auch die Streuung der Ergebnisse am größten.

Bei allen verwendeten Berechnungsverfahren sind für das Erreichen der in den Versuchen erzielten Tragfähigkeiten der quadratischen Fundamente ($B * L = 0,2 * 0,4 \text{ m}^2$) geringere Kohäsionswerte notwendig als bei der Nachrechnung der rechteckigen Fundamente ($B * L = 0,4 * 0,4 \text{ m}^2$). Dieser Abfall beträgt bei Verwendung von DIN 4017 17% und bei dem Verfahren nach MILDNER 47%. Diese Erscheinung tritt bei allen verwendeten Berechnungsver-

fahren auf. Es wird angenommen, daß die Ursache in der mit den Verhältnissen in situ nicht übereinstimmenden Berücksichtigung der räumlichen Wirkung in den Berechnungsverfahren liegt.

Bildverzeichnis

- Bild 1 Querschnitt durch Versuchsfeld
- Bild 2 Ergebnisse der Rammsondierungen
- Bild 3 Foto der Bruchkörperoberfläche (im Text)
- Bild 4 Foto einer freigeligten Bruchgleitfläche (im Text)
- Bild 5 a) Setzungsverlauf des Fundamentes
 b) Horizontalverschiebungen der Meßmarken
 c) Böschungsverformung
- Bild 6 Gleitflächen für Fundament $0,4 \times 0,4 \text{ m}^2$
- Bild 7 Gleitflächen für Fundament $0,2 \times 0,4 \text{ m}^2$
- Bild 8 Grenztragfähigkeit abhängig von fiktiver Gleit-
 flächenlänge
- Bild 9 Bruchkörper aus Versuch
- Bild 10 Bruchkörper nach MILDNER

Literatur

- /1/ MILDNER, K. Näherungsberechnung der Standsicherheit von Eisenbahndämmen mit einem räumlichen Bruchkörper, Bauplanung-Bautechnik, 38 (1984) H 1, S. 24 - 27.
- /2/ KOBLER Untersuchung über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastfällen, Mitteilungen Baugrundinstitut Stuttgart, Heft 18.
- /3/ WENDT, D. F/E Abschlußbericht "Modellversuche für Brückengründungen", Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin (1979), unveröffentlicht.
- /4/ SCHUBERT, K. Böschungen, VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig 1972.
- /5/ WOLDT, J. Beitrag zur Standsicherheitsberechnung von Erddämmen, Otto-Graf-Institut, Schriftenreihe Heft 72, 1977.
- /6/ GUSSMANN, P.; LUTZ, W. Schlitzstabilität bei anstehendem Grundwasser, Geotechnik 4, 70 - 81.
- /7/ KUNZ, N. Rechenprogramm für die Ermittlung der Böschungsstabilität bei Ansatz einer räumlichen Bruchfigur, Diplomarbeit Bergakademie Freiberg, 1988, unveröffentlicht.
- /8/ FRÖHLICH, O. K. Grundzüge der Statik einer Erdböschung, Der Bauingenieur 38 (1963), S. 371 - 378.
- DIN 4017 Berechnung des Grundbruchwiderstandes von Flachgründungen, Entwurf Dezember 1988.

Tabelle 1: Erdstoffphysikalische Kennwerte

Probe	ρ [N/cm ³]	w	ρ_g [N/cm ³]	e	U	C	d _x
P 0	-	-	-	-	2,13	1,445	0,373
P 1	1,695	0,037	1,635	0,621	2,65	1,093	0,284
P 2	1,720	0,046	1,644	0,612	3,03	1,235	0,266
P 3	1,726	0,048	1,647	0,609	-	-	-
P 4	1,707	0,045	1,633	0,623	2,73	1,103	0,287
P 5	1,760	0,040	1,692	0,566	2,86	1,131	0,283
P 6	1,697	0,029	1,649	0,607	-	-	-
Mittel	1,718	0,041	1,650	0,606	2,68	1,201	0,299

Tabelle 2: Zusammenstellung der Belastungsversuche

Vers.- Nr.	Böschungswinkel β [Grad]	Abstand zur Böschung [cm]	Fundament B * L [m ²]	Bruchlast [kN]	Bruchsohl- spannung [kN/m ²]	Bemer- kungen
1	34,1	40	0,4 * 0,4	79,12	494,5	
2	27,8	55	0,4 * 0,4	95,24	595	
3	0	-	0,4 * 0,4	nicht erreicht	-	Grund- bruchvers.
4	29,5	31	0,4 * 0,4	68,15	426	
5	0	-	0,4 * 0,4	nicht erreicht	-	Grund- bruchvers.
6	17,6	58	0,4 * 0,4	92,31	577	
7	71,4	10	0,4 * 0,4	19,66	123	
8	30,2	59	0,4 * 0,4	140,61	879	
9	27,1	48	0,4 * 0,4	114,82	718	
10	34,1	32	0,4 * 0,4	65,94	412	
11	36,6	60	0,4 * 0,4	127,66	798	
12	20,5	60	0,2 * 0,4	46,89	586	keine Bruchfig.
13	22,9	22	0,2 * 0,4	46,36	580	
14	33,7	20	0,2 * 0,4	28,86	361	
15	40,5	20	0,2 * 0,4	28,19	352	
16	28,4	40	0,2 * 0,4	38,93	487	
17	31,5	38	0,2 * 0,4	57,76	722	
18	32,2	60	0,2 * 0,4	34,56	432	keine Bruchfig.
19	0	-	0,2 * 0,4	52,57	103,6	Grund- bruchvers.
20	34,7	20	0,2 * 0,4	50,07	626	
21	40,2	30	0,2 * 0,4	38,93	487	
22	35,0	20	0,2 * 0,4	51,51	644	
23	16,9	35,5	0,2 * 0,4	86,12	107,7	

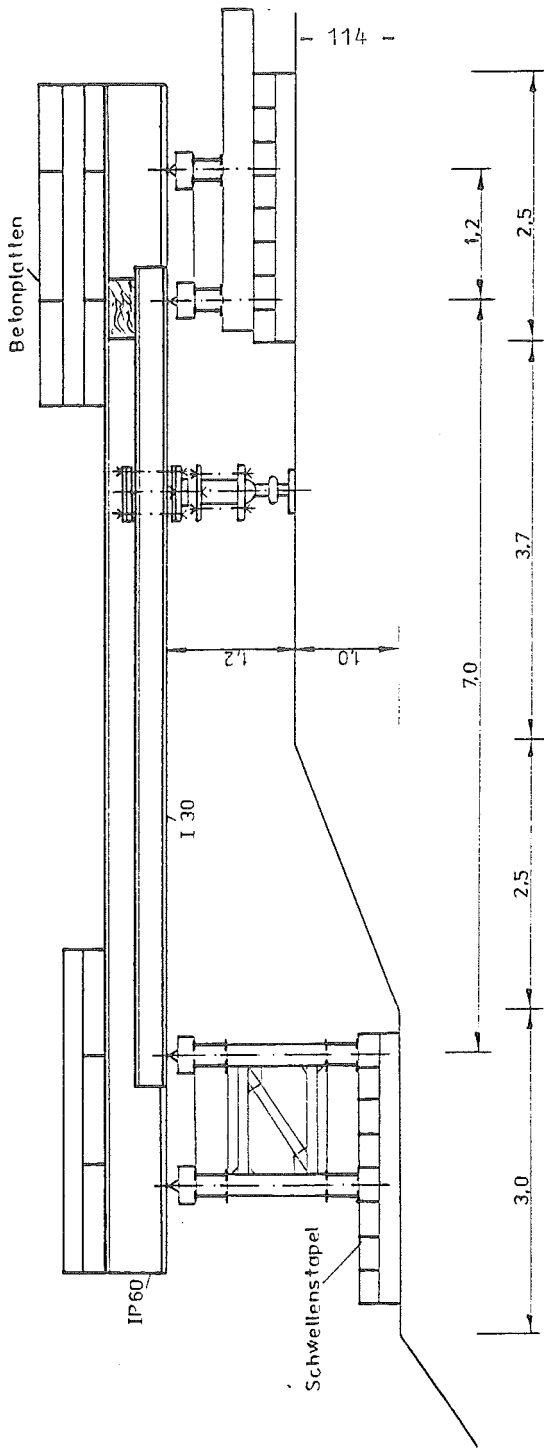


Bild 1 Querschnitt durch das Versuchsfeld mit Belastungseinrichtung

Sondierungen 1-18

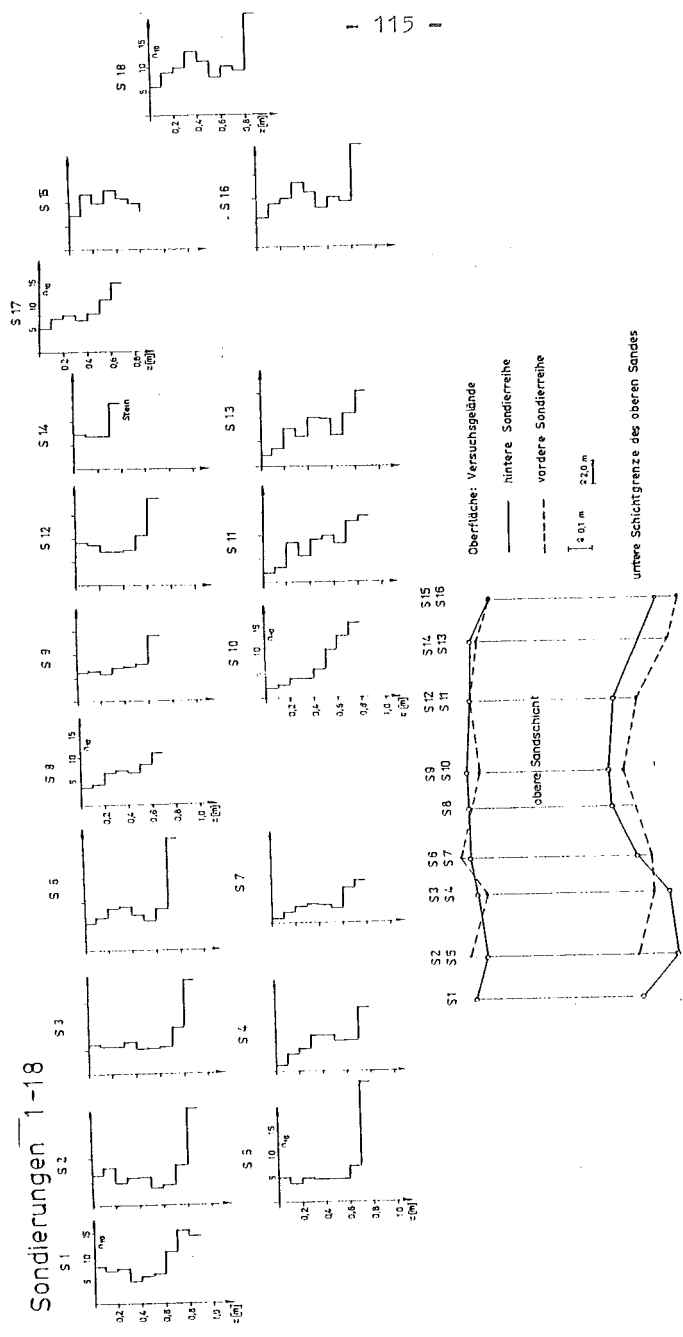


Bild 2 Ergebnisse der Rammsondierungen

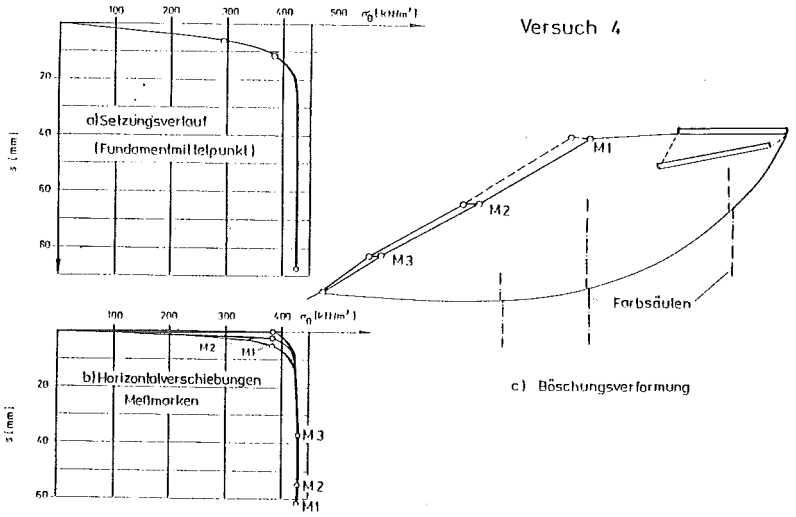


Bild 5 Setzungsverlauf des Fundamentes, Horizontalverschiebungen einzelner Böschungspunkte, Böschungsverformung

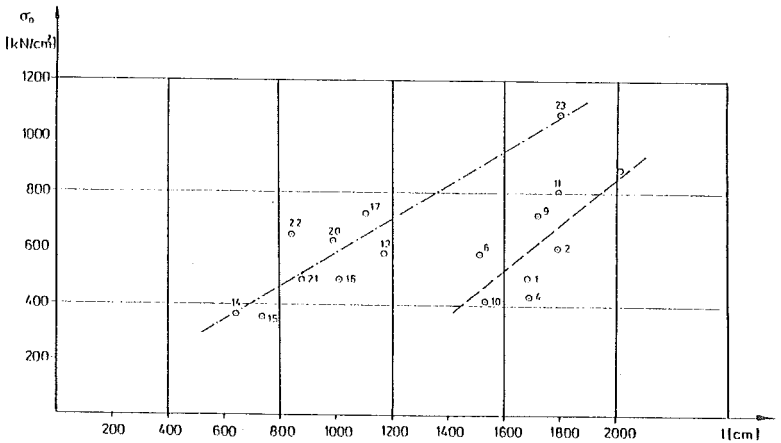


Bild 8 Grenztragfähigkeit in Abhängigkeit von fiktiver Gleitflächenlänge

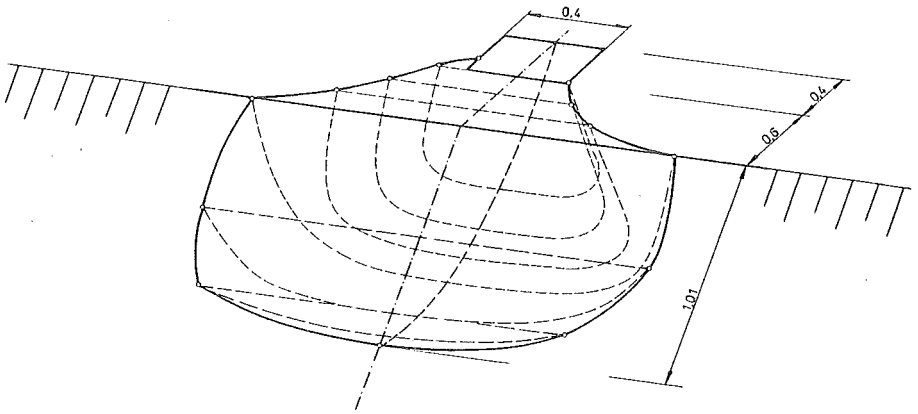


Bild 9 Bruchkörper aus Versuch

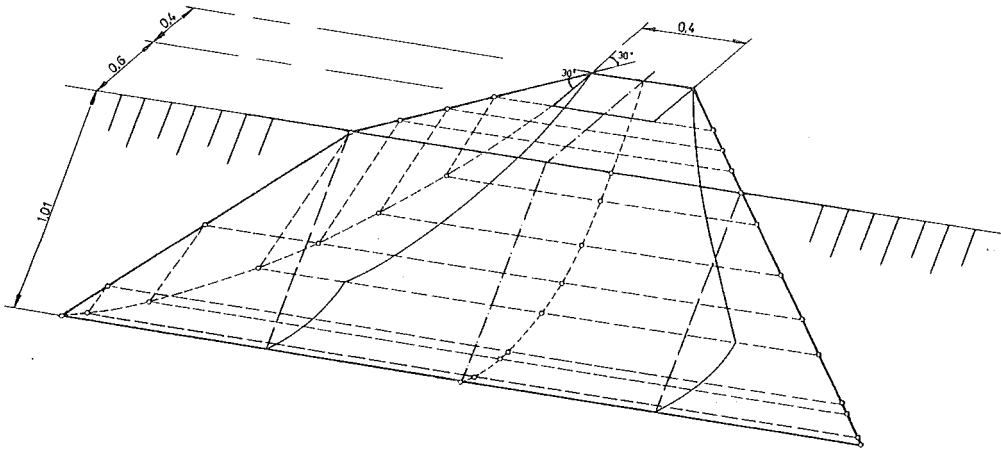


Bild 10 Bruchkörper nach Mildner