

**Ein systematischer Ansatz zur
Berechnung des Grundbruchwiderstands
von Fundamenten**

von Eugen W. Perau

**Ein systematischer Ansatz zur Berechnung des
Grundbruchwiderstands von Fundamenten**

vom Fachbereich Bauwesen
der Universität - Gesamthochschule Essen
zur Erlangung des akademischen Grades
Doktor-Ingenieur
genehmigte Dissertation

von

Eugen W. Perau, Kleve/Ndrh.
Essen 1995

| | |
|-------------------------------|--|
| Dissertation eingereicht am: | 07. November 1994 |
| Datum der mündlichen Prüfung: | 01. Februar 1995 |
| Gutachter: | Prof. Dr.-Ing. H. Nendza Prof. Dr.-Ing. W. Richwien |

Vorwort des Herausgebers

Das nunmehr vorgelegte Heft 19 der Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik der Universität-Gesamthochschule Essen ist das erste, das unter meiner Verantwortung herausgegeben wird. Ich nehme diese Gelegenheit wahr, meinem Vorgänger, Herrn Prof. Dr.-Ing. Helmut Nendza meine Anerkennung für die bisher in dieser Reihe erschienenen Hefte auszusprechen und ihm zuzusichern, daß ich mich nach Kräften bemühen werde, die begonnene Arbeit im besten Sinne fortzusetzen.

Diesem Anspruch wird die hiermit vorgelegte Arbeit von Herrn Eugen Perau in vollem Umfang gerecht. Sie ist der vorläufig letzte Beitrag einer langen Reihe von Forschungsarbeiten zu dem Thema des Grundbruchs, die im Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik der Universität-Gesamthochschule Essen entstanden sind, und ich habe die Verantwortung für die Fertigstellung dieser Arbeit mit meinem Dienstantritt in Essen gern übernommen.

Die Zielsetzung der Arbeit von Herrn Perau bestand darin, die bis dahin veröffentlichten Ergebnisse zu Einzelaspekten der Tragfähigkeit von Fundamenten mit einem systematischen Ansatz zusammenzuführen und somit gewissermaßen einen "Schlußstein" zu dieser Thematik zu setzen.

Im Sinne dieser Zielsetzung war es folgerichtig, bei der Formulierung einzelner Beiwerte auch Experimente einzubeziehen. Dies gilt insbesondere für dreidimensionale Formänderungszustände, bei denen die zeitgemäß durchaus denkbaren numerischen Modellierungen größere Probleme aufwerfen.

Der systematische Ansatz in dieser Arbeit beruht in erster Linie auf einer rigorosen Neudefinition von Belastung und Fundamentgeometrie, welche die bekannten Widersprüche der bisherigen Bemessungspraxis vermeidet sowie die Erfassung allgemeiner Lastkombinationen erlaubt. Die in dieser Arbeit abgeleitete Gleichung zur Berechnung des Grundbruchwiderstands orientiert sich an der traditionellen Grundbruchgleichung und basiert ebenso wie diese auf dem Mohr-Coulombschen Bruchgesetz.

Die von Herrn Perau vorgelegte Arbeit bietet ohne Zweifel einen wesentlichen Diskussionsbeitrag zum Thema der Grundbruchberechnung. Es darf erwartet werden, daß diese Arbeit in der Praxis eine entsprechende Aufnahme finden wird. Ihrem Anspruch gemäß, einen Schlußstein für die bisherigen Forschungsergebnisse zu der Thematik zu bilden, eröffnet sie gleichzeitig neue Forschungsfelder etwa zum Einfluß von Sohl- oder Geländeneigung.

Essen, im Februar 1995

W. Richwien

Vorwort des Autors

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Zeit als Wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik der Universität - Gesamthochschule Essen.

Die Anregung zu dieser Arbeit gab mir Herr Professor Dr.-Ing. H. Nendza, dem ich für die wissenschaftliche Förderung und Unterstützung danke.

Herr Professor Dr.-Ing. W. Richwien hat mir nach der Emeritierung von Herrn Professor Dr.-Ing. H. Nendza die Fortführung und Vollendung dieser Arbeit ermöglicht und mich mit der bereitwilligen Übernahme des Korreferates sowie durch wertvolle Diskussionen in der Endphase unterstützt.

Auch allen anderen, die zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben, sei ein Wort des Dankes gewidmet, insbesondere Herrn Prof. Dr.-Ing. P. Gußmann für die Überlassung seines KEM-Programms.

Die Versuche wurden von studentischen Hilfskräften, den Herren M. Klinkemeyer, O. Hennig, sowie auch Th. Dahmen durchgeführt. Bei den zahlreichen Auswertungen und Darstellungen haben mir insbesondere Frau H. Ortner und Frau K. Golücke, ferner auch die Herren R. Weißmann und R. Reinders geholfen. Für die Unterstützung bei der Zeichenarbeit bedanke ich mich bei Frau M. Mehl und Frau H. Assai-Ardekan.

An dieser Stelle sei auch der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) gedankt, die die Durchführung der Modellversuche und deren Auswertung über drei Jahre hinweg gefördert hat.

Essen, im Februar 1995

E. Perau

Inhaltsverzeichnis

| | Seite |
|---|-----------|
| 1. Einleitung | 1 |
| 2. Bisherige Berechnungsverfahren | 3 |
| 2.1. Historische Entwicklung..... | 3 |
| 2.2. Grundbruchberechnung nach DIN 4017..... | 8 |
| 2.3. Kritikpunkte zu bisherigen Berechnungsverfahren..... | 10 |
| 3. Grundlagen | 12 |
| 3.1. Problemstellung..... | 12 |
| 3.1.1. Koordinatensystem..... | 12 |
| 3.1.2. Fundamentgeometrie..... | 13 |
| 3.1.3. Lasteinwirkung..... | 13 |
| 3.1.4. Bodenkennwerte..... | 16 |
| 3.1.5. Eingangsparameter..... | 16 |
| 3.2. Problemlösung..... | 17 |
| 3.2.1. Anforderungen an die Lösung..... | 18 |
| 3.2.2. Dimensionsanalyse..... | 19 |
| 3.2.3. Berechnungsgleichung..... | 21 |

| | Seite |
|---|-----------|
| 4. Berechnungen nach der Theorie idealer Plastizität | 25 |
| 4.1. Grundlagen der Theorie idealer Plastizität..... | 25 |
| 4.1.1. Spannungszustände im Boden..... | 25 |
| 4.1.2. Plastische Grenzbedingung..... | 27 |
| 4.1.3. Fließregel und Kinematik..... | 28 |
| 4.2. Theoreme zur Theorie idealer Plastizität..... | 30 |
| 4.2.1. Grenzwertsätze der Plastizitätstheorie..... | 30 |
| 4.2.2. Theorem korrespondierender Spannungszustände..... | 31 |
| 4.3. Berechnungsmethoden..... | 32 |
| 4.3.1. Statische Verfahren..... | 32 |
| 4.3.2. Kinematische Verfahren..... | 32 |
| 4.3.3. Charakteristikenverfahren..... | 33 |
| 4.3.4. Grenzgleichgewichtsmethoden..... | 34 |
| 4.4. Klassische Lösungen zum Grundbruchproblem..... | 35 |
| 4.5. Unzulänglichkeiten der Theorie idealer Plastizität..... | 38 |
| 5. Experimentelle Untersuchungen | 40 |
| 5.1. Versuchsplanung..... | 40 |
| 5.1.1. Versuchsmaßstab..... | 41 |
| 5.1.2. Versuchskonzept..... | 41 |
| 5.1.3. Versuchsserien..... | 42 |

| | Seite |
|---|-------|
| 5.2. Versuchsdurchführung..... | 44 |
| 5.2.1. Versuchssand | 44 |
| 5.2.2. Versuchsbehälter..... | 45 |
| 5.2.3. Sandeinbau | 45 |
| 5.2.4. Modellfundamente..... | 48 |
| 5.2.5. Lasteinleitung | 48 |
| 5.2.6. Versuchsablauf | 49 |
| 5.3. Versuchsauswertung | 50 |
| 5.3.1. Referenzversuche | 50 |
| 5.3.2. Eigentliche Versuche | 52 |
| 6. Fundamente ohne Einbindetiefe auf kohäsionslosen Böden.55 | |
| 6.1. Rein vertikale Belastung | 55 |
| 6.1.1. Streifenfundamente mit mittig vertikaler Belastung..... | 56 |
| 6.1.2. Rechteckfundamente mit mittig vertikaler Belastung..... | 59 |
| 6.1.3. Einachsig ausmittig vertikale Belastung..... | 63 |
| 6.1.4. Zweiachsig ausmittig vertikale Belastung | 67 |
| 6.2. Torsionslos geneigte Belastung | 69 |
| 6.2.1. Torsionslos seitenparallel geneigte und mittig vertikale Belastung.... | 70 |
| 6.2.2. Torsionslos schräg geneigte und mittig vertikale Belastung | 76 |
| 6.2.3. Torsionslos geneigte und ausmittig vertikale Belastung | 78 |
| 6.3. Rein torsionsartige Belastung | 81 |
| 6.3.1. Rein torsionsartig und mittig vertikale Belastung | 82 |
| 6.3.2. Rein torsionsartig und ausmittig vertikale Belastung..... | 84 |
| 6.4. Torsionsartig geneigte Belastung | 86 |
| 6.4.1. Torsionsartig geneigte und mittig vertikale Belastung..... | 87 |
| 6.4.2. Torsionsartig geneigte und ausmittig vertikale Belastung..... | 89 |

| | Seite |
|---|------------|
| 7. Fundamente mit Einbindetiefe auf kohäsiven Böden..... | 91 |
| 7.1. Fundamente mit seitlicher Auflast..... | 93 |
| 7.1.1. Streifenfundamente mit mittig vertikaler Belastung..... | 93 |
| 7.1.2. Rechteckfundamente mit mittig vertikaler Belastung | 94 |
| 7.1.3. Ausmittige und geneigte Belastungen..... | 95 |
| 7.2. Fundamente mit Einbindetiefe..... | 97 |
| 7.2.1. Streifenfundamente mit mittig vertikaler Belastung..... | 97 |
| 7.2.2. Rechteckfundamente mit mittig vertikaler Belastung | 99 |
| 7.2.3. Ausmittig vertikale Belastung..... | 99 |
| 7.2.4. Mittig und geneigte Belastung | 100 |
| 7.2.5. Ausmittig und geneigte Belastung | 102 |
| 7.2.6. Torsionsartig geneigte Belastung | 103 |
| 7.3. Fundamente auf kohäsiven Böden..... | 104 |
| 7.3.1. Böden mit Kohäsion und Reibung | 104 |
| 7.3.2. Rein kohäsive Böden | 106 |
| 8. Ergänzende Betrachtungen..... | 108 |
| 8.1. Interaktionsdiagramme | 108 |
| 8.2. Starke Lastneigungen..... | 112 |
| 8.3. Sicherheitskonzept | 115 |
| 9. Zusammenfassung | 119 |
| 10. Verzeichnisse..... | 124 |
| 10.1. Literaturverzeichnis | 124 |
| 10.2. Vorschriftenverzeichnis..... | 133 |
| ANHANG..... | 134 |

Bezeichnungen

| | | |
|-------------------|--|----------------------|
| D | Lagerungsdichte | [1] |
| \bar{F} | Resultierende Kraft mit den Komponenten F_1 , F_2 und F_3 , die in der Mitte der Fundamentgrundfläche angreift | [kN] |
| F_1, F_2 | Implizite Funktionen (allgemein) | [1] |
| F^* | Implizite Funktion zur Definition der Fließbedingung | [1] |
| H | Betrag einer schräg angreifenden Horizontallast im Bruchzustand | [kN] |
| H_1 | Horizontallast in x_1 -Richtung im Bruchzustand | [kN] |
| H_2 | Horizontallast in x_2 -Richtung im Bruchzustand | [kN] |
| L, B, T | Abmessungen des Versuchsbehälters: Länge, Breite und Tiefe | [m] |
| \bar{M} | Resultierendes Moment mit den Komponenten M_1 , M_2 und M_3 , das in der Fundamentgrundfläche angreift | [kNm] |
| M_T | Torsionsmoment | [kNm] |
| M_T' | Dimensionsloses Torsionsmoment | [1] |
| max M_T' | Rechnerisch maximal erreichbares dimensionsloses Torsionsmoment | [1] |
| N_b | Dimensionsloser Faktor für den Anteil der Fundamentbreite an der Tragfähigkeit eines Fundamentes | [1] |
| N_{b0} | Tragfähigkeitsbeiwert zur Berücksichtigung der Fundamentbreite und Wichte des Bodens unterhalb der Sohle | [1] |
| N_d | Dimensionsloser Faktor für den Anteil der seitlichen Auflast an der Tragfähigkeit eines Fundamentes | [1] |
| N_{d0} | Tragfähigkeitsbeiwert zur Berücksichtigung einer seitlichen Auflast | [1] |
| N_c | Dimensionsloser Faktor für den Anteil der Kohäsion an der Tragfähigkeit eines Fundamentes | [1] |
| N_{c0} | Tragfähigkeitsbeiwert zur Berücksichtigung der Kohäsion | [1] |
| R | Vertikallastanteil am Grundbruchwiderstand | [kN] |
| \underline{I} | Spannungstensor | [kN/m ²] |
| \underline{I}^* | Spannungstensor (CAQUOT'sches Theorem) | [kN/m ²] |

| | | |
|-----------|---|----------------------|
| V | Vertikallastanteil im Bruchzustand | [kN] |
| V' | Dimensionslose Vertikallast | [1] |
| V_0 | Vertikallast, die allein wirkend zum Grundbruch eines Fundamentes führt | [kN] |
| V_E | Vertikale Einheitslast (Vertikalkomponente einer Bruchlast bezogen auf die Vertikallast, die allein wirkend zum Grundbruch eines Fundamentes führt) | [1] |
| X | Verallgemeinerung für Horizontalkraft- oder Momentkomponenten | [kN] bzw. [kNm] |
| a | Größere Seitenlänge eines Rechteckfundamentes | [m] |
| a' | Größere reduzierte Seitenlänge eines Rechteckfundamentes | [m] |
| b | Kleinere Seitenlänge eines Rechteckfundamentes | [m] |
| b' | Kleinere reduzierte Seitenlänge eines Rechteckfundamentes | [m] |
| b_1 | Seitenlänge eines Rechteckfundamentes in x_1 -Richtung | [m] |
| b_2 | Seitenlänge eines Rechteckfundamentes in x_2 -Richtung | [m] |
| c | Kohäsion des Bodens (allgemein) | [kN/m ²] |
| c' | Kohäsion des Bodens (wirksamer Scherparameter) | [kN/m ²] |
| c_u | Kohäsion des Bodens (undrännierter Scherparameter) | [kN/m ²] |
| \bar{c} | Dimensionslose Kohäsion des Bodens | [1] |
| d | Einbindetiefe eines Fundamentes | [m] |
| \bar{d} | Dimensionslose Einbindetiefe eines Fundamentes | [1] |
| d, h | Abmessungen der kreiszylindrischen Dichtemeßdosen, Durchmesser und Höhe | [m] |
| e_1 | Ausmitte einer resultierenden Last in x_1 -Richtung | [m] |
| e_2 | Ausmitte einer resultierenden Last in x_2 -Richtung | [m] |
| e_a | Ausmitte einer resultierenden Last in Richtung der längeren Fundamentseite | [m] |
| e_b | Ausmitte einer resultierenden Last in Richtung der kürzeren Fundamentseite | [m] |

| | | |
|--|---|----------------------|
| f | Explizite Funktion (allgemein) | [1] |
| f _c | Faktor zur Berücksichtigung einer fiktiven Normalspannung unter dem Fundament nach dem CAQUOTSchen Theorem | [1] |
| f _q | Faktor zur Vergrößerung des Ergebnisses aus der Superposition zweier Teillösungen auf die tatsächliche Lösung | [1] |
| f _{μκ} | Korrekturfaktor für den gleichzeitigen Einfluß von Ausmitte, Lastneigung und Torsionsmoment | [1] |
| ḡ | Erdbeschleunigung | [m/s ²] |
| h | Höhe der Versuchsfundamente | [m] |
| h _r | Rieselhöhe beim Einbau des Versuchssandes | [m] |
| n | Porenanteil | [1] |
| q | Seitliche Auflast | [kN/m ²] |
| q̄ | Dimensionslose seitliche Auflast | [1] |
| s | Setzung eines Fundamentes | [m] |
| s ₁₂ | Seitenverhältnis eines Rechteckfundamentes b ₁ /b ₂ | [1] |
| x ₁ , x ₂ , x ₃ | Achsenbezeichnung eines karthesischen Koordinatensystems | |
| Π _i | Dimensionslose Parameter | [1] |
| Π _d | Produkt aller Beiwerte des d-Terms aus der Grundbruchgleichung | [1] |
| α | Winkel zur Orientierung von Schnittflächen | [°] |
| γ | Wichte des Bodens, die wirksame Spannungen erzeugt | [kN/m ³] |
| γ̄ | Dimensionslose Wichte des Bodens | [1] |
| γ _m | Teilsicherheitsbeiwerte für die Scherparameter | [1] |
| γ _s | Kornwichte des Bodens | [kN/m ³] |
| γ ₁ | wirksame Wichte des Bodens oberhalb der Fundamentsohle | [kN/m ³] |
| γ ₂ | wirksame Wichte des Bodens unterhalb der Fundamentsohle | [kN/m ³] |
| δ ₁ | Lastneigungswinkel in x ₁ -Richtung | [°] |
| δ ₂ | Lastneigungswinkel in x ₂ -Richtung | [°] |
| δ _s | Sohlreibungswinkel | [°] |
| δε̄ ₁ , δε̄ ₃ | Zuwächse der Verzerrungen in ihren Hauptrichtungen | [1] |

| | | |
|---|--|----------------------|
| ε | Betrag der dimensionslosen Ausmitte | [1] |
| ε ₁ | Dimensionslose Ausmitte für die x ₁ -Richtung | [1] |
| ε ₂ | Dimensionslose Ausmitte für die x ₂ -Richtung | [1] |
| η | Sicherheit gegen Grundbruchversagen, die über das notwendige Maß hinausgeht | [1] |
| ϑ ₁ , ϑ ₂ | Verschiedene Winkel der Bruchfigur | [°] |
| ϑ _a , ϑ _p | Bruchflächenwinkel nach RANKINE | [°] |
| κ _b , κ _d , κ _c | Lastneigungsbeiwerte für die Anteile: Fundamentbreite, Einbindetiefe und Kohäsion | [1] |
| κ _{Mb} , κ _{Md} , κ _{Mc} | Torsionsmomentbeiwerte für die Anteile: Fundamentbreite, Einbindetiefe und Kohäsion | [1] |
| μ _b , μ _d , μ _c | Ausmittenbeiwerte für die Anteile: Fundamentbreite, Einbindetiefe und Kohäsion | [1] |
| ν | Dilatationswinkel | [°] |
| ν _b , ν _d , ν _c | Formbeiwerte für die Anteile: Fundamentbreite, Einbindetiefe und Kohäsion | [1] |
| ν _b [′] , ν _d [′] , ν _c [′] | Formbeiwerte für ausmittig belastete Fundamente nach DIN 4017 für die Anteile: Fundamentbreite, Einbindetiefe und Kohäsion | [1] |
| σ | Normalspannung in einer Schnittfläche | [kN/m ²] |
| σ ₀ | Normalspannung in der Fundamentsohle im Bruchzustand | [kN/m ²] |
| σ ₁₁ , σ ₂₂ , σ ₃₃ | Wirksame Normalspannungen in Richtung der dem jeweiligen Index entsprechenden Koordinatenrichtung | [kN/m ²] |
| σ ₁₂ , σ ₁₃ , σ ₂₁ , σ ₂₃ , σ ₃₁ , σ ₃₂ | Schubspannungen erster Index: Richtung der Schnittflächennormalen zweiter Index: Wirkungsrichtung der Schubspannung | [kN/m ²] |
| Δσ | Fiktive Normalspannung nach dem CAQUOTSchen Theorem | [kN/m ²] |
| τ | Schubspannung in einer Schnittfläche | [kN/m ²] |
| τ _d | Einbindetiefenbeiwert zur Berücksichtigung des Scherwiderstandes in der Einbindetiefezone | [1] |
| φ | Reibungswinkel des Bodens (allgemein) | [°] |
| φ [′] | Reibungswinkel des Bodens (wirksamer Scherparameter) | |
| φ _r | Reibungswinkel des Bodens zur Restscherfestigkeit | [°] |
| φ _u | Reibungswinkel des Bodens (undrännierter Scherparameter) | [°] |
| ω, ω ₁ , ω ₂ , ω ₃ | Allgemeine Parameter | [1] |
| ω ₃ | Torsionsverdrehungswinkel eines Fundamentes | [°] |

Abkürzungen und Indizes

| | |
|-------|---------------------|
| GW | Grundwasser |
| K | Kraft/Krafteinheit |
| L | Länge/Längeneinheit |
| R | Referenzversuch |
| bruch | Bruchzustand |
| d | Bemessung (design) |
| k | charakteristisch |
| max | maximal |
| min | minimal |
| opt | optimal |
| vorh | vorhanden |

1. Einleitung

Fundamente jeglicher Art werden zur Abtragung von Lasten in den Baugrund verwendet. Zur Bemessung von Fundamenten sind auch Untersuchungen bezüglich des beanspruchten Bodens erforderlich.

Entsprechende Nachweise für die Beanspruchung des Untergrundes bestehen auf der einen Seite aus Standsicherheitsanalysen, auf der anderen Seite aus Überlegungen zur Gebrauchsfähigkeit.

Die Gebrauchsfähigkeit von Konstruktionen, welche in dieser Arbeit nicht behandelt wird, kann zum Beispiel durch Setzungen, Verschiebungen oder Schiefstellung der Gründung eingeschränkt werden, ohne daß jedoch die Standsicherheit der Gründung verloren geht.

Um die Standsicherheit von Fundamenten zu gewährleisten, schreiben die einschlägigen Normen verschiedene Untersuchungen vor. So sind nach DIN 1054, Teil 100 als "Grenzzustände der Tragfähigkeit" die Gleitsicherheit, die Grundbruchsicherheit und die Sicherheit gegen Auftrieb nachzuweisen.

Thema dieser Arbeit ist der Nachweis der Grundbruchsicherheit und dort vornehmlich die Berechnung des Grundbruchwiderstands, also der Tragfähigkeit des Systems aus Fundament und Boden.

Erreicht die auf ein Fundament einwirkende Lastkombination eine gewisse Größe, so nehmen die Setzungen schlagartig zu. Indem der Boden unter und neben dem Fundament ausweicht, kommt es zu einem kompletten Versagen des Untergrundes.

Berechnungen von Lasten, unter denen eine vorgegebene Flachgründung versagt, wurden zum Beispiel von RANKINE [71] bereits im letzten Jahrhundert geführt. Bis heute werden entsprechende Grundbruchberechnungen aufgestellt und ständig erweitert, so daß sie - mit unterschiedlichen Faktoren - auch diversen nationalen Normenwerken angehören. (vgl. [48]). Die entsprechende deutsche Norm ist die DIN 4017, deren derzeit gültige Fassung vom August 1979 datiert.

Im Zuge der Umstellung auf internationale Normen (EUROCODE 7) und der Einführung eines probabilistischen Sicherheitskonzepts wird die DIN 4017 derzeit überarbeitet. Der aktuelle Stand der Bearbeitung wurde als Teil 100 der DIN 4017 veröffentlicht.

Die so entstandene Zwischenphase bietet die Gelegenheit, alle eingehenden Gedanken, Untersuchungen und Berechnungen neuerlich gründlich zu überprüfen und neu zu strukturieren.

Vorangegangene Untersuchungen von BÖTTGER [6] und HAUBRICHS [36] hatten bereits einige gravierende Mängel im Teil 2 der DIN 4017 aufgedeckt, so daß eine komplette Revision der Norm angebracht erscheint.

Ein Hauptaugenmerk soll dabei auf die Erfassung aller möglichen Lastfälle gelegt werden. So lassen sich nach DIN 4017 z. B. Lastfälle mit mittlerer Vertikallast und ausmittiger Horizontallast gar nicht berechnen.

Die Schwierigkeit bei der Aufstellung einer entsprechenden Grundbruchgleichung liegt keinesfalls in der Berücksichtigung einzelner Teilaspekte - diese wurden zu Genüge untersucht (vgl. z. B. [13], [15], [21], [28], [37], [76] und [92]), sondern in den mannigfachen Kombinationsmöglichkeiten dieser Teilaspekte.

Ziel dieser Arbeit ist es, einen systematischen Ansatz zur Berechnung des Grundbruchwiderstands zu entwickeln, der in der Lage ist, alle möglichen Lastkombinationen zu erfassen, problemlos erweitert werden kann und in seiner Struktur doch soweit wie möglich mit dem klassischen Ansatz übereinstimmt.

Unweigerlich muß einer solch generellen Untersuchung ein umfassendes Literaturstudium vorausgehen, das nicht zuletzt auch die historische Entwicklung des derzeitigen Stands der Grundbruchberechnung erhellt.

Der Kritik an den bisherigen Ansätzen zur Berechnung des Grundbruchwiderstands, die sich exemplarisch an der DIN 4017 orientiert, folgt ein eigener Ansatz auf Basis eines feststehenden Koordinatensystems. Mit dessen Hilfe soll das Gerüst für eine empirische Grundbruchgleichung aufgestellt werden.

Ausgefüllt wird dieser Ansatz mit Beiträgen aus plastizitätstheoretischen Berechnungen und Grundbruchversuchen. Die Berechnungen basieren auf der Theorie einer idealen Plastizität mit dem MOHR-COULOMBSchen Bruchgesetz als Fließbedingung. Die eingehende Beschäftigung mit dieser Theorie wird vor allem in Hinblick auf die Klassifizierung unterschiedlicher Berechnungsverfahren und die Darstellung wichtiger Theoreme als notwendig erachtet.

Grundbruchversuche, die soweit als möglich der Literatur entnommen wurden, sollen die theoretischen Berechnungen verifizieren und nicht berechenbare Lastfälle erschließen. Im Rahmen dieser Arbeit wird ein Versuchsprogramm zu konzipieren sein, das vor allem Lasteinwirkungen mit mittlerer Vertikallast und ausmittiger Horizontallast beinhaltet.

Den Abschluß der Arbeit bilden ergänzende Betrachtungen mit sogenannten Interaktionsdiagrammen, die zur Einstufung von Versuchen mit stark geneigter Belastung und zur Verdeutlichung des Sicherheitskonzepts benötigt werden.

2. Bisherige Berechnungsverfahren

2.1. Historische Entwicklung

Die Frage nach der "Widerstandsfähigkeit des Baugrundes", wie KURDJÜMOFF [43] die Grundbruchproblematik umschreibt, ist offenbar zum ersten Mal in den fünfziger Jahren des vergangenen Jahrhunderts rechnerisch behandelt worden [43].

Sowohl PAUKER als auch RANKINE gaben seinerzeit eine Größe der Last an, die den Boden unter dem Fundament in einen Bruchzustand versetzt, so daß dieser letztendlich nach unten und zur Seite ausweicht und das Fundament damit einsinkt.

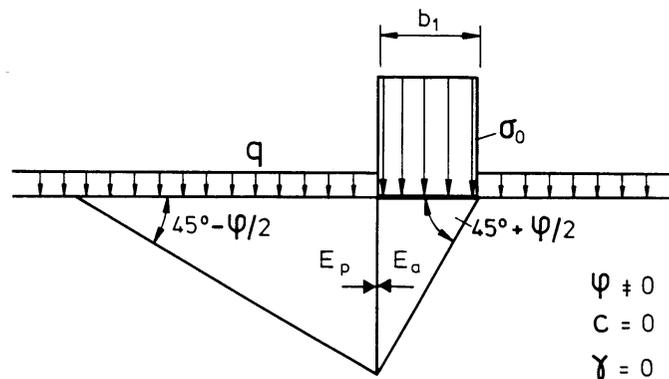


Abb. 2.1: Bruchmechanismus nach PAUKER (vgl. [61])

PAUKER legte seiner Untersuchung einen Mechanismus aus zwei Bruchprismen zugrunde, die im Sinne COULOMBs aktive und passive Gleitkeile sind [43]. Seine Lösung für die sogenannte Bruchlastspannung σ_0 , also der mittleren Spannung in der Fundamentsohle im Bruchzustand des darunter befindlichen Bodens, läßt sich in Abhängigkeit einer seitlichen Auflast q und des Reibungswinkels folgendermaßen formulieren:

$$\sigma_0 = q \cdot \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^2 \quad (\text{Gl. 2.1})$$

Die gleiche Lösung für die Bruchlast erhält RANKINE [71], der seiner Erd-drucktheorie vergleichbar, ebenfalls einen aktiven Bereich unter sowie einen passiven Bereich neben dem Fundament annimmt, ohne sich über eine Bruchfigur Gedanken machen zu müssen.

Im Jahre 1882 verwendete SCHWEDLER (vgl. [78]) als erster eine logarithmische Spirale als Teil der Bruchfigur, jedoch ohne dieses eingehend zu begründen. Zum ersten Mal wurde auch die Wichte des Bodens unter dem Fundament mitberücksichtigt.

KURDJÜMOFF [43] gelang es, seine experimentell ermittelten Bruchfiguren zu fotografieren und damit ihren Krümmungsverlauf, der auffällig dem einer logarithmischen Spirale ähnelt, zu dokumentieren. Auch konnte er nach Auseinandersetzung mit der Theorie RANKINES eine nur aus geraden Gleitflächen zusammengesetzte Grundbruchfigur - wie die PAUKERs - abschließen.

Die frühzeitliche Phase der Grundbruchberechnung war damit beendet. Neue Aspekte wurden erst wieder durch die Arbeit von KÖTTER [42] gewonnen, welcher die Abhängigkeit zwischen der Form einer Gleitfläche und der Spannungsverteilung längs dieser Gleitfläche durch eine Differentialgleichung formulierte.

Die wesentlichen Bestandteile der ingenieurgemäßen Grundbruchberechnung, wie diese sich seit etwa 1920 entwickelt hat, lassen sich in ein Schema einfügen und dadurch weniger chronologisch als vielmehr problemorientiert darstellen.

Der folgende, dreigliedrige Ansatz, die sogenannte "Grundbruchgleichung" gilt zur Bestimmung der Bruchlast mit einigem Recht als allgemein anerkannt. Nahezu alle weiteren Entwicklungen zur Grundbruchlastberechnung lassen sich als eine Modifikation dieser Gleichung deuten.

$$V = a \cdot b \cdot (b \cdot \gamma_2 \cdot N_{b_0}(\varphi) + d \cdot \gamma_1 \cdot N_{d_0}(\varphi) + c \cdot N_{c_0}(\varphi)) \quad (\text{Gl. 2.2})$$

Darin sind b die kürzere, a die längere Seite und d die Einbindetiefe eines Streifenfundamentes mit der Bruchlast V .

Die einzelnen Summanden der Gleichung mit ihren sogenannten Tragfähigkeitsbeiwerten N_{b_0} , N_{d_0} und N_{c_0} , welche ausschließlich vom Winkel der inneren Reibung abhängen, berücksichtigen den Einfluß von:

- Fundamentbreite (b) und Wichte des Bodens unterhalb der Gründungssohle (γ_2),
- Einbindetiefe (d) und Wichte des Bodens oberhalb der Gründungssohle (γ_1),
- Kohäsion (c).

Aufgestellt wurde eine solche dreigliedrige Grundbruchgleichung offenbar zuerst (vgl. [2]) von BUISMAN [10] im Jahre 1940, obwohl sie im allgemeinen (vgl. z. B. [40], [61]) auf TERZAGHI zurückgeführt wird, welcher sie 1943 in der ersten Auflage seiner "Theoretical Soil Mechanics" [85] verwendete.

Die Dreigliedrigkeit der Grundbruchgleichung liegt vor allem in der relativ eigenständigen Entwicklung ihrer einzelnen Summanden begründet. Und tatsächlich ergeben die drei Summenanteile der Gleichung auch unabhängig voneinander in der Gleichung einen Sinn, und zwar dann, wenn das Bodeneigengewicht vernachlässigt wird, das Fundament nicht in den Boden einbindet bzw. der Boden keine Kohäsion besitzt.

Auf diese Weise wurden die beiden Tragfähigkeitsbeiwerte N_{b0} nach PRANDTL [65] und N_{s0} nach REISSNER [72] entwickelt. Sie beruhen auf einer analytischen Berechnung der plastischen Grenzlast eines Streifenfundamentes, das auf gewichtslosen Boden gegründet ist. Die Lösung PRANDTLs wurde zunächst für metallische Schneiden entwickelt, wo die Wichte im Vergleich zur Festigkeit des Materials vernachlässigbar gering ist; die Anwendbarkeit seiner Lösung auf die Tragfähigkeit von Fundamenten wurde von PRANDTL [66] bereits in Aussicht gestellt.

Die Einbindetiefe berücksichtigte REISSNER bei der Bestimmung von N_{s0} durch Ansatz einer seitlichen Auflast von $d \cdot \gamma_1$, wobei der Scherwiderstand oberhalb der Gründungssohle vernachlässigt wurde.

Die Annahme von $\gamma=0$ erlaubte PRANDTL wie REISSNER eine geschlossene Lösung der beschreibenden Differentialgleichungen.

Während nun N_{b0} und N_{s0} auf der Annahme von Gewichtslosigkeit des Bodens unterhalb der Gründungssohle beruhen, ergäbe für diesen Fall eine Definition von N_{b0} keinen Sinn, da N_{b0} in der Grundbruchgleichung (Gl. 2.2) mit dieser Wichte (γ_2) multipliziert wird und die Gesamttragfähigkeit nicht mehr von N_{b0} abhinge.

An dieser Stelle mußte die vereinfachende Annahme von $\gamma_2 = 0$ aufgegeben werden. Eine bekannte, heute allenfalls noch historisch interessante Lösung ist die von BUISMAN [10] und RAES [70], welche ihren Betrachtungen die zur PRANDTLschen Berechnung gehörige Bruchfigur für $\gamma_2 = 0$ zugrunde legten. Ohne zu überprüfen, ob die Bruchfigur auch für ihr Problem die maßgebliche ist, stützten sie diese mit dem Bodeneigengewicht γ_2 aus und gewannen durch Betrachtungen von Kräfte- und Momentengleichgewichten an drei starren Bruchkörperteilen Werte für N_{b0} , die aus heutiger Sicht jedoch, ebenso wie die frühen Lösungen von SCHWEDLER [78] und J. SCHULTZE [77], weit auf der unsicheren Seite liegen.

Eine exakte analytische Lösung für N_{b0} als Funktion von ϕ ist aufgrund der Komplexität der von KÖTTER [42] und REISSNER [72] entwickelten Differentialgleichungen bislang nicht gelungen, so daß selbst für diese einfachen Fälle keine geschlossene Lösung existiert.

Eine theoretisch einwandfreie Eingrenzung der Lösung für $N_{b0}=f(\phi)$ wurde erst mit den Grenzwertsätzen der Plastizitätstheorie von DRUCKER, PRAGER und GREENBERG [17], [16] möglich. Berechnungsverfahren können danach bei Einhaltung gewisser Bedingungen solchen Verfahren zugeordnet werden, welche nachweislich untere bzw. obere Grenzen der theoretisch richtigen Bruchlasten berechnen.

Durch die Charakteristikenverfahren, welche die Differentialgleichung für die Spannungen in eine Differenzgleichung überführen, konnten von LUNDGREN u. MORTENSEN [47], SOKOLOVSKI [81] sowie SMOLTCZYK [80] den unteren Grenzen der Tragfähigkeit vergleichbare Lösungen gefunden werden.

VOLLENWEIDER [87] nahm 1970 für seine Grundbruchberechnung einen dreiteiligen Bruchkörper aus starren Scheiben an, der in seiner Umrandung der PRANDTLschen Bruchfigur ähnelt. Durch Variation von zwei Winkeln gelangte er in [88] zu relativ niedrig liegenden oberen Grenzen für die theoretische Lösung.

Die von GUSSMANN [32] erarbeitete Kinematische-Element-Methode (KEM) erlaubt die Untersuchung von Mechanismen, die aus einzelnen starren Bruchkörpern zusammengesetzt sind. Die Methode läßt sich durch ihre wenigen einschränkenden Annahmen für ebene Bruchprobleme universeller einsetzen als z.B. das Verfahren von VOLLENWEIDER.

Die Tragfähigkeit von geneigt belasteten Streifenfundamenten läßt sich mit der Grundbruchgleichung (Gl. 2.2) nicht berechnen, weil diese nur für mittig vertikal belastete Streifenfundamente gilt.

Um dem Anwender vollkommen neue rechnerische Untersuchungen zu ersparen, wurden zuerst von E. SCHULTZE [76] sogenannte "Beiwerte" eingeführt, welche die nach der einfachen Grundbruchgleichung für vertikal belastete Fundamente berechneten Tragfähigkeiten durch Abminderungsfaktoren korrigieren.

$$V = a \cdot b \cdot (b \cdot \gamma_2 \cdot N_{b0}(\phi) \cdot \kappa_b + d \cdot \gamma_1 \cdot N_{s0}(\phi) \cdot \kappa_d + c \cdot N_{c0}(\phi) \cdot \kappa_c) \quad (\text{Gl. 2.3})$$

Jedem der drei Summanden in der Grundbruchgleichung wird ein Faktor - der sogenannte "Lastneigungsbeiwert" - zugeordnet, welcher, ohne den Bruchmechanismus erkennbar herauszuarbeiten, die Berechnung der Tragfähigkeit eines geneigt belasteten Fundamentes erlaubt.

Die bisher wiedergegebenen Überlegungen beschränken sich auf den ebenen Formänderungszustand, der sich hier als das Streifenfundament präsentiert und Einzelfundamente nicht einbezieht.

Von TERZAGHI [85] stammen die ersten empirischen "Formbeiwerte", welche jeweils einem Tragfähigkeitsbeiwert multiplikativ zugeordnet wurden und die Wirkung der Dreidimensionalität auf die Tragfähigkeit von Einzelfundamenten

berücksichtigen sollen. Weil bis heute räumliche Bruchzustände im allgemeinen nur unter hohem Aufwand zu berechnen sind, beruhen derzeit alle Tragfähigkeitsformeln, die räumliche Effekte berücksichtigen, in diesem Punkt auf empirischer Basis.

Eine erste genauere Formulierung der Formbeiwerte stammt von E. SCHULTZE [75]. Die Formbeiwerte hängen hier nur vom Seitenverhältnis der Fundamentgrundfläche ab.

$$V = a \cdot b \cdot (b \cdot \gamma_2 \cdot N_{b0}(\varphi) \cdot v_b + d \cdot \gamma_1 \cdot N_{d0}(\varphi) \cdot v_d + c \cdot N_{c0}(\varphi) \cdot v_c) \quad (\text{Gl. 2.4})$$

Eher intuitiv, wenn auch unterstützt durch empirische Untersuchungen, ist die allgemein übliche Vorgehensweise zur Berücksichtigung von Lastausmittungen. Nahezu alle nationalen Normen (vgl. [48]) berücksichtigen Lastausmittungen, basierend auf Vorschlägen von DE BEER (vgl. [2]) und MEYERHOF [52], durch eine gedachte Reduzierung der tatsächlichen Fundamentfläche auf eine kleinere, rechnerische Fläche, welche die angreifende Last dann mittig aufnimmt.

Vor allem mittels der umfangreichen Versuchsreihen der DEGEBO [94] konnten einzelne Teile der Grundbruchgleichung experimentell nachvollzogen, in ihrer Größenordnung bestätigt und einige der Beiwerte neu formuliert werden. Einzelne Beiwerte wurden in erster Linie durch kleinmaßstäbliche Versuche belegt, dort sind vor allem die von DE BEER [3] und MEYERHOF [50], [51], [52], [53] hervorzuheben.

Mittlerweile sind durch analytische, numerische oder experimentelle Verfahren Beiwerte der unterschiedlichsten Bedeutung entstanden. So werden zum Beispiel in der DIN 4017, Teil 100 auch Beiwerte für Lastneigung, Sohneigung und Geländeneigung angegeben. Berücksichtigen lassen sich ferner Lastausmittungen sowie Bermen zwischen Fundament und einer anstehenden Böschung.

Vergleichbare nationale Normen beinhalten auch Beiwerte zur Berücksichtigung des Scherwiderstandes in der Einbindetiefezone [8] sowie weiterer Einflußgrößen.

2.2. Grundbruchberechnung nach DIN 4017

Die derzeitige Praxis einer Grundbruchberechnung soll anhand des Manuskripts vom November '90 zur Vornorm DIN 4017, "Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachgründungen", Teil 100 aufgezeigt werden. An dieser Stelle geht es nicht um die vollständige Wiedergabe oder Auslegung dieser Norm, sondern nur um die Darlegung einiger Prinzipien der Grundbruchberechnung, wie sie auch in anderen, vergleichbaren Berechnungsverfahren oder Vorschriften (wie z. B. den entsprechenden Teilen des EUROCODEs 7 oder der TGL 11 464/02) gelten.

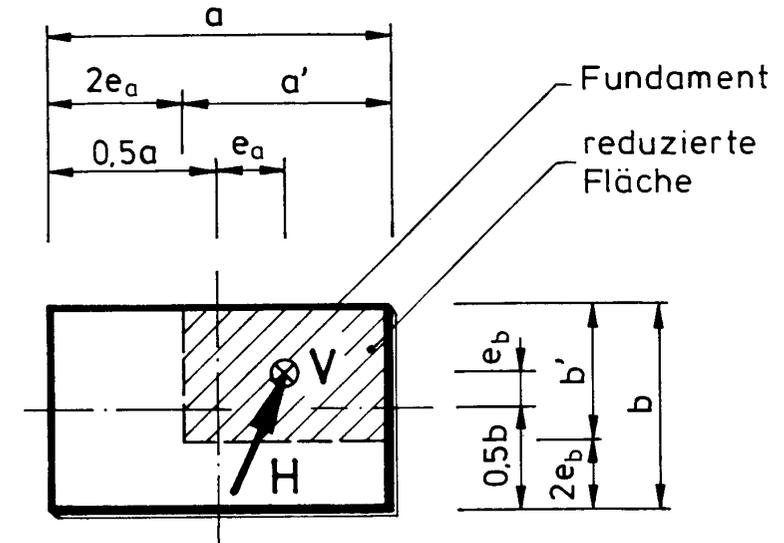


Abb. 2.2: Bezeichnungen von Fundament und Belastung nach DIN 4017 im Grundriß

Zur Vereinfachung der Darstellungen wird hier auf die Einbeziehung von Sohl- und Geländeneigung verzichtet; ferner werden sämtliche Überlegungen zur Sicherheitsphilosophie bewußt ausgeklammert. Es wird hier also der formelle Ablauf der Grundbruchlastberechnung wiedergegeben. Dieser gestaltet sich nach DIN 4017 wie folgt:

1. Bestimmung der infolge Ausmitte reduzierten Seitenlängen und Ermittlung der rechnerisch kürzeren Seitenlänge b' :
 $b' = \min(a - 2e_a, b - 2e_b)$ und $a' = \max(a - 2e_a, b - 2e_b)$
2. Bestimmung der Tragfähigkeitsbeiwerte N_{b0}, N_{d0}, N_{c0} in Abhängigkeit vom Winkel der inneren Reibung φ
3. Bestimmung der Formbeiwerte für die infolge Ausmitte reduzierten Fundamentflächen v'_b, v'_d, v'_c nach Abschnitt 6.2.3
4. Bestimmung der Lastneigungsbeiwerte für die infolge Ausmitte reduzierten Fundamentflächen $\kappa_b, \kappa_d, \kappa_c$ nach Abschnitt 6.2.4
5. Berechnung der Grundbruchlast nach der 3-gliedrigen Grundbruchformel:

$$V = a' \cdot b' \cdot (b' \cdot \gamma_2 \cdot N_{b0} \cdot v'_b \cdot \kappa_b + d \cdot \gamma_1 \cdot N_{d0} \cdot v'_d \cdot \kappa_d + c \cdot N_{c0} \cdot v'_c \cdot \kappa_c)$$

Während Berechnungen nach den Punkten 1, 2 und 3 mittels einfacher Formeln durchführbar und zumeist tabellarisch aufgelistet sind, gestaltet sich die Berechnung der Lastneigungsbeiwerte nach 4. relativ aufwendig.

Die komplizierte, teilweise verbal formulierte Berechnungsvorschrift für die einzelnen Lastneigungsbeiwerte kann exemplarisch am Beiwert κ_b verdeutlicht werden.

Tabelle 2.1 gibt an, wie dieser Beiwert für $c = 0$ aus der Horizontallast und ihrer Wirkungsrichtung zu berechnen ist. Analog dazu verläuft die Bestimmung der Beiwerte κ_d und κ_c . Daneben spalten sich weitere Formeln ab, die den Sonderfall $\varphi = 0$ abdecken.

| Zeile | H-Last-Richtung | Seitenverhältnis | Lastneigungsbeiwert |
|-------|---------------------------------|-------------------------|---|
| 1 | H b' | alle $\frac{a'}{b'}$ | $\kappa_b = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^3$ |
| 2a | H a' | $1 < \frac{a'}{b'} < 2$ | $\kappa_b = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^3 \cdot \left(2 - \frac{a'}{b'}\right) + \left(1 - \frac{H}{V}\right) \cdot \left(\frac{a'}{b'} - 1\right)$ |
| 2b | H a' | $\frac{a'}{b'} \geq 2$ | $\kappa_b = \left(1 - \frac{H}{V}\right)$ |
| 3 | H nicht parallel zu einer Seite | alle $\frac{a'}{b'}$ | lineare Interpolation zwischen κ_b nach Zeile 1 und Zeile 2a bzw. 2b (über die Winkel zwischen der resultierenden H-Last und den beiden Fundamentachsen) |

Tab. 2.1: Berechnung von κ_b für $c=0$ nach DIN V 4017, '90

2.3. Kritikpunkte zu bisherigen Berechnungsverfahren

Die DIN 4017 erlaubt Grundbruchberechnungen mit vielen Eingangsparametern, deren Anzahl die bei vergleichbaren Berechnungssystemen z.T. deutlich übersteigt. (vgl. [48]) Wie diese basiert sie auf diversen Untersuchungsprogrammen - theoretischen wie experimentellen. Diese Untersuchungsprogramme haben jeweils Teilaspekte der Gesamtproblematik beleuchtet und dafür brauchbare Lösungen entwickelt.

Gegenstand der Forschung waren offensichtlich ausschließlich diese Teilaspekte wie z. B. der Einfluß der Fundamentform, der Lastneigung oder einer Ausmitte auf die Tragfähigkeit eines Fundamentes. Ein Zusammenwirken dieser verschiedenen Einflußfaktoren ist z. T. nur unzureichend untersucht worden. Die daraus entstandenen Lücken wurden zumeist durch rein intuitiv begründete Lösungsvorschläge geschlossen.

Der Ursprung der Grundbruchberechnung liegt in den theoretischen Untersuchungen von PAUKER, RANKINE, SCHWEDLER bis hin zu PRANDTL und REISSNER, die allesamt das relativ einfache Streifenfundament berechneten.

Die mit b bezeichnete Seitenlänge reichte zur Beschreibung der Fundamentgrundfläche aus; der Bruch konnte definitiv nur in Richtung dieser einzigen, "kürzeren" Seite eintreten.

Bei der Erweiterung auf das Einzelfundament hat sich TERZAGHI offenbar von der Vorstellung leiten lassen, daß sich der Bruch des Untergrundes immer zur kürzeren Seite des Fundamentes hin ausprägt. Eine gesonderte Unterscheidung der Seiten nach ihrer Länge und damit eine Bezeichnung für die kürzere Seite (b) und die längere Seite (a) bot sich geradezu an.

Eine solche Unterscheidung macht es dann jedoch erforderlich, die Orientierung von Horizontallasten anhand dieser Seiten vorzunehmen. So entstanden aus dem einen Belastungsfall "Horizontallast parallel zu einer Seite" zwei Belastungsfälle: H || b und H || a .

Für den Grenzfall des quadratischen Fundaments müssen beide Lastfälle jedoch ineinander übergehen und eine einheitliche Lösung liefern. Eine Unzulänglichkeit in dieser Hinsicht, wie sie in der Vergangenheit der DIN 4017 auftrat, wurde durch die Einführung eines neuen Falles mit interpolierender Lösungsformel (Tab. 2.1, Zeile 2a) korrigiert. Weitere Fälle, wie die nicht parallel zu einer Seite angreifenden Horizontallast (Tab. 2.1, Zeile 3), lassen sich in dem System der DIN offensichtlich nur noch verbal beschreiben. Dabei sind erneut interpolierende Lösungen erforderlich, die eine Berechnung - selbst mit elektronischen Hilfsmitteln - enorm ausdehnen und fehleranfällig werden lassen.

Auch das an sich recht anschauliche Konzept der reduzierten Fläche zur Berechnung des Einflusses aus Lastausmitte birgt viele Probleme in sich. Abbildung 2.3 veranschaulicht, wie durch zunehmende Ausmitte in Richtung der

langen Seite a diese ab einem gewissen Punkt zur kürzeren reduzierten Seite b' wird. Bei gleichzeitiger Lastneigung ändert sich dann die auf die reduzierte Fläche bezogene Lastneigungsrichtung plötzlich von $H \parallel b'$ in $H \parallel a'$. Zunehmende Lastausmitte könnte danach die Tragfähigkeit eines Fundamentes sogar erhöhen.

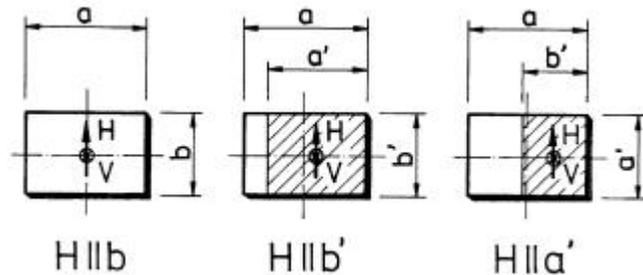


Abb. 2.3: Fundament mit ausmittiger und geneigter Belastung
Übergang des Lastfalls $H \parallel b'$ in den Lastfall $H \parallel a'$

Hinzu kommt, daß das Vorzeichen der Ausmitte durch das Konzept der reduzierten Fläche neutralisiert wird. Bei rein vertikaler Belastung ist das durchaus wünschenswert, bei zusätzlicher Horizontallast kann das Vorzeichen jedoch Einfluß auf die Bruchlast nehmen.

Schließlich kann der bruchlastmindernde Einfluß der Ausmitte mit dem Konzept der reduzierten Fläche nur mittels zweier Vergleichsberechnungen quantifiziert werden. Bei werten, wie sie z. B. für die Lastneigung existieren, würden auch hier, selbst unter Einschränkung der Anschaulichkeit, sicherlich zu einem effizienteren Lösungsweg in der Bemessung von Fundamenten führen.

Die zuvor geäußerte Kritik, welche sich lediglich exemplarisch an der DIN 4017 orientiert und nicht als Ergebnis einer vollständigen Analyse derselben zu verstehen ist, soll einige elementare Gesichtspunkte ansprechen, welche den Umgang mit entsprechenden Berechnungssystemen so aufwendig und fehlerträchtig gestalten. Die Kritik soll einen Einblick in die Umstände geben, denen man sich bei der Anwendung - wie auch bei der Aufstellung - eines "Flickenteppichs" wie der DIN 4017 gegenüber sieht.

Ein von MALCHAREK und SMOLTCZYK [48] durchgeführter Vergleich von 13 verschiedenen nationalen Normen läßt weiterhin vermuten, daß keine dieser Normen eine Berechnung der Grundbruchlast für solche Fälle erlaubt, in denen die Belastung sich nicht in eine resultierende Kraft zusammenfassen läßt.

Derartige Belastungsfälle, die z. B. in einer mittig wirkenden Vertikallast und einer ausmittig angreifenden Horizontallast bestehen können und durchaus praxisrelevant sind, dürften bei ihrer Einführung in das Berechnungssystem der DIN 4017 wohl endgültig zu deren Kollabieren führen.

3. Grundlagen

Den Ausführungen des vorangegangenen Kapitels ist zu entnehmen, daß die bisherige Praxis der Grundbruchberechnung offenbar einer grundlegenden Reform bedarf. Basierend auf physikalische und mathematische Grundlagen, die im folgenden zu spezifizieren sind, soll nun eine solche Reform vorgenommen werden.

3.1. Problemdarstellung

Voraussetzung für die Lösung eines offensichtlich vielparametrischen Problems, wie es die Grundbruchberechnung darstellt, ist die genaue Definition von Einflußparametern sowie eine gewisse Eingrenzung der Problematik.

Die Eingrenzung hinsichtlich der Geometrie von Fundament und Gelände soll hier im Ausschluß von Sohl- und Geländeneigung bestehen. Auf die dahingehend mögliche Weiterentwicklung aller Überlegungen wird erhöht Wert gelegt. Die Überlegungen bleiben beschränkt auf Fundamente mit rechteckiger Grundfläche unter Einbeziehung des zweidimensionalen Grenzfalles "Streifenfundament".

Hinsichtlich der Materialeigenschaften des Fundamentes wird von einem vergleichsweise unendlich starren Fundament ausgegangen, welches eine dem Reibungswinkel des anstehenden Bodens adäquate Sohlrauhigkeit aufweist. Adhäsionskräfte in der Sohle sollen nicht in Ansatz gebracht werden.

3.1.1. Koordinatensystem

Im Gegensatz zur bisher üblichen Lösung, eines den Seitenlängen a und b des Fundamentes angepaßten Koordinatensystems, soll hier ein Koordinatensystem zugrunde gelegt werden, dessen Achsen zwar noch parallel zu den Fundamentseiten liegen, das jedoch nicht mehr einem Vergleich der beiden Seitenlängen unterliegt.

Im Mittelpunkt der Sohlfläche des Fundamentes liegt der Ursprung. Die Achsen x_1 und x_2 des rechtwinkligen Basissystems liegen in der Sohlfläche und weisen parallel zur Richtung der Seiten. Die x_3 -Achse verläuft senkrecht dazu in Gravitationsrichtung.

Prinzipiell denkbar wären zwar auch Koordinatensysteme, deren Achsen nicht in Richtung der Fundamentseiten weisen. Die entsprechenden Berechnungen würden dadurch jedoch aufwendiger und unübersichtlicher. Zudem werden Rechteckfundamente in der Regel an den Hauptrichtungen des getragenen Bauwerks oder Bauteils ausgerichtet - eine Drehung des Koordinatensystems entfällt dann ohnehin.

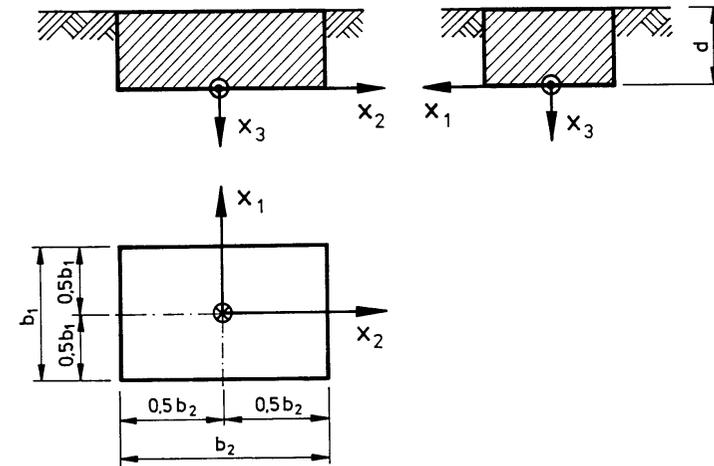


Abb. 3.1: Koordinatensystem und Fundamentgeometrie

3.1.2. Fundamentgeometrie

Orientiert an den Koordinatenachsen x_1 und x_2 werden die entsprechenden Seitenlängen mit b_1 bzw. b_2 bezeichnet. Wohlgermerkt werden diese Bezeichnungen unabhängig vom Längenvergleich dieser Seiten vorgenommen.

Die Einbindetiefe, also der Abstand von der Fundamentsohle zur parallel verlaufenden Geländeoberfläche, welche in hinlänglicher Entfernung nicht abfallen darf, wird mit d abgekürzt.

3.1.3. Lasteinwirkung

Die Belastung des Untergrundes durch ein starres Fundament kann durch eine resultierende Kraft, die bezüglich des Koordinatenursprungs mittig angreift, und ein Moment repräsentiert werden. Diese Lasteinwirkung soll in der Fundamentsohle vom Boden über Normal- und Schubspannungen aufgenommen werden.

Unter gewissen Lasteinwirkungen - also bestimmten Kombinationen aus einer Kraft \vec{F} und einem Moment \vec{M} - tritt der Grundbruch ein. Dabei wird davon ausgegangen, daß der Lastpfad keinen maßgeblichen Einfluß auf die Intensität der Bruchlastkombination hat, wie das für einige Lasteinwirkungen experimentell von GOTTARDI [28] bestätigt wurde. Dieses gilt naturgemäß nur unter der Voraussetzung, daß sich auf dem Lastpfad selber keine Lastkombination befindet, die in Art und Intensität selbst eine Bruchlastkombination ist.

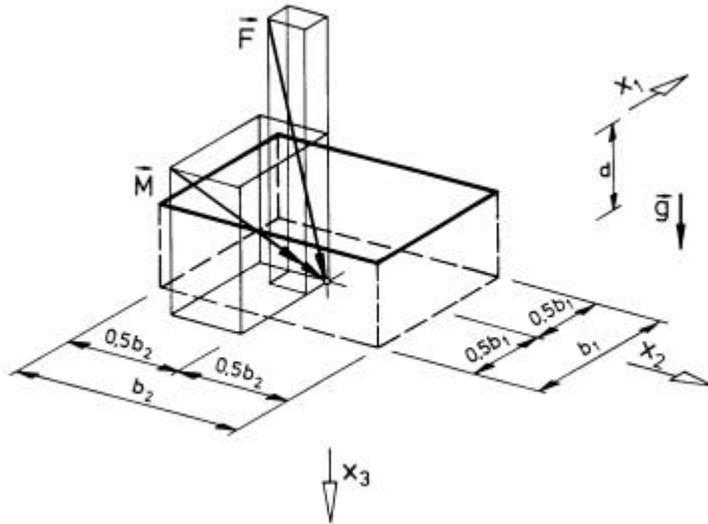


Abb. 3.2: Lasteinwirkung
Resultierende Kraft \vec{F} und resultierendes Moment \vec{M}

Der Anschaulichkeit halber sollen die einzelnen Komponenten der Lastkombination \vec{F} und \vec{M} in traditioneller Schreibweise geführt werden.

$$\vec{F} = \begin{pmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} H_1 \\ H_2 \\ V \end{pmatrix} \quad \text{und} \quad \vec{M} = \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} e_2 \cdot V \\ -e_1 \cdot V \\ M_T \end{pmatrix} \quad (\text{Gl. 3.1a}) \quad (\text{Gl. 3.1b})$$

Die Kraft \vec{F} besitzt dann die horizontalen Komponenten H_1 , H_2 sowie die Vertikalkomponente V . Das Moment \vec{M} wird dargestellt durch zwei Ausmitten (e_1 und e_2) der Vertikalkraft sowie das Torsionsmoment M in x_3 -Richtung. Die Bezeichnung "Torsionsmoment" erklärt sich durch die entsprechende Schnittgröße einer eventuell senkrecht aufgehenden Stütze.

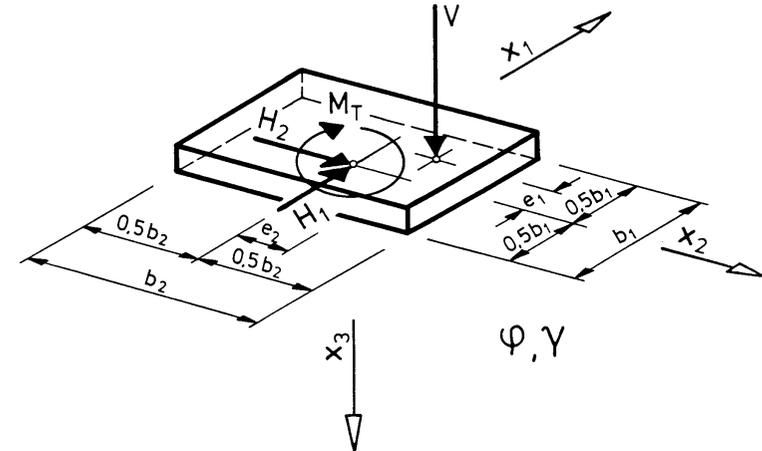
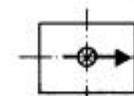
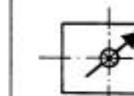
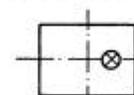
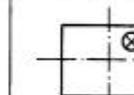
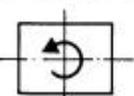
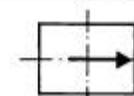
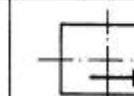


Abb. 3.3: Lasteinwirkung in traditioneller Darstellung

Die traditionelle Beschreibung der beiden Momente M und M_T mittels zweier Ausmitten der Vertikallast, die möglich ist, weil die Vertikallast immer verschieden von null ist, besitzt den Vorteil, sehr anschaulich zu sein.

Für die weitere Ausführung sind einige grundlegende Lastkombinationen mit feststehenden Begriffen zu bezeichnen.

Die Eigenschaften solcher speziellen Lastkombinationen lassen sich am besten in ihren Gegensätzen beschreiben. Sie werden als Nomenklatur in der Tabelle 3.1 gegenübergestellt.

| | | | |
|---------------------------------------|---|---|--|
| Last- richtung |  rein vertikal |  seitenparallel geneigt |  schräg geneigt |
| Angriff der Vertikal- last |  mittig |  einachsrig ausmittig |  zweiachsrig ausmittig |
| Angriff der Horizon- tallast |  rein torsionsartig |  torsionslos geneigt |  torsionsartig geneigt |

Tab. 3.1: Nomenklatur zur Lasteinwirkung

3.1.4. Bodenkennwerte

Analog zur DIN 4017 soll der Grundbruchberechnung die Theorie idealer Plastizität mit dem MOHR-COULOMBSchen Bruchgesetz zugrunde gelegt werden. Als Bodenkennwerte stehen somit der Reibungswinkel φ und die Kohäsion c zu Buche. Die Untersuchung sogenannter "Anfangszustände" mit $\varphi_0 = 0$ und c_0 soll ebenfalls in die Überlegungen eingeschlossen sein. Neutral werden hier stets als Scherparameter φ und c verwendet.

Verschiedene Bodenschichten sollen nur dann in die Überlegungen einbezogen werden, wenn der Schichtwechsel in Höhe der Fundamentsohle ansteht. Unterschieden werden die Schichten nach ihrer wirksamen Wichte; mit φ und c sind die Scherparameter des Bodens unter der Fundamentsohle gemeint. Die Scherfestigkeit der oberen Bodenschicht soll dann vernachlässigt werden.

3.1.5. Eingangsparameter

Die zuvor definierten bzw. hergeleiteten 13 Einflußgrößen für das Grundbruchproblem lassen sich in drei Gruppen einteilen: die Bodenkennwerte, die Daten zur Fundamentgeometrie und die Parameter zur Lasteinwirkung, welche den Boden zum Bruchzustand führen soll.

In Tabelle 3.2 sind die 13 einfließenden Größen mit ihren Dimensionen Kraft [kN], Länge [m] und den daraus abgeleiteten Dimensionen zusammengefaßt.

| | | Physikalische Bedeutung | Bezeichnung | Dimension |
|----------------|----|--|-------------|--------------------|
| Bodenkennwerte | 1 | Reibungswinkel des Bodens (unterhalb der Fundamentsohle) | φ | $K^0 \cdot L^0$ |
| | 2 | Kohäsion des Bodens (unterhalb der Fundamentsohle) | c | $K^1 \cdot L^{-2}$ |
| | 3 | Wichte des Bodens oberhalb der Fundamentsohle | γ_1 | $K^1 \cdot L^{-3}$ |
| | 4 | Wichte des Bodens unterhalb der Fundamentsohle | γ_2 | $K^1 \cdot L^{-3}$ |
| Fundament | 5 | Fundamentseitenlänge in x_1 -Richtung | b_1 | $K^0 \cdot L^1$ |
| | 6 | Fundamentseitenlänge in x_2 -Richtung | b_2 | $K^0 \cdot L^1$ |
| | 7 | Einbindetiefe des Fundaments | d | $K^0 \cdot L^1$ |
| Lasteinwirkung | 8 | Vertikallast | V | $K^1 \cdot L^0$ |
| | 9 | Ausmitte der Vertikallast in x_1 -Richtung | e_1 | $K^0 \cdot L^1$ |
| | 10 | Ausmitte der Vertikallast in x_2 -Richtung | e_2 | $K^0 \cdot L^1$ |
| | 11 | Horizontallastanteil in x_1 -Richtung | H_1 | $K^1 \cdot L^0$ |
| | 12 | Horizontallastanteil in x_2 -Richtung | H_2 | $K^1 \cdot L^0$ |
| | 13 | Torsionsmoment | M_T | $K^1 \cdot L^1$ |

Tab. 3.2: Parameter zur Beschreibung des Grundbruchproblems

3.2. Problemlösung

Die Aufgabe lautet, zwischen den Parametern nach Tabelle 3.2 eine Beziehung herzustellen, so daß beurteilt werden kann, ob eine Lasteinwirkung durch ein bestimmtes Fundament auf einen bestimmten Boden zum Versagen des Untergrundes, dem "Grundbruch" führt.

Mathematisch kann das durch Gleichung 3.2 ausgedrückt werden. Die gesuchte Beziehung zwischen den Eingangsparametern ist dann die Funktion F_1 . Wenn die Gleichung erfüllt ist, tritt der Grundbruch ein.

$$F_1(\varphi, c, \gamma_1, \gamma_2, b_1, b_2, d, V, e_1, e_2, H_1, H_2, M_T) = 0 \quad (\text{Gl. 3.2})$$

Zu beachten ist, daß die einzelnen Einflußparameter mehr oder weniger großen Streuungen unterliegen bzw. sich nur näherungsweise berechnen lassen. Diese Unsicherheit wird mit Hilfe eines Sicherheitskonzepts berücksichtigt, welches jedoch vorerst außerhalb dieser Betrachtung stehen muß; d.h. es geht zunächst nur um die Beschreibung von Bruchzuständen. In einem späteren Schritt können dann Überlegungen zur Sicherheit einbezogen werden.

3.2.1. Anforderungen an die Lösung

An die Lösung für das Grundbruchproblem, wie es die Gleichung 3.2 wiedergibt, sind einige unabdingbare Anforderungen zu stellen, welche sich aus den physikalischen Eigenschaften des Problems ergeben; sie lauten:

- die "richtige" Wiedergabe der physikalischen Gegebenheit (möglichst gute Übereinstimmung mit Versuchen und Theorien)
- Widerspruchslosigkeit und Eindeutigkeit (es muß entscheidbar sein, ob eine bestimmte Kombination von Boden, Fundament und Lasteinwirkung sich im Bruchzustand befindet)
- Einhaltung der Invarianz des Problems gegenüber der Orientierung des Koordinatensystems (ob eine Kombination von Boden, Fundament und Lasteinwirkung sich im Bruchzustand befindet, darf nicht von der Lage des Koordinatensystems abhängen)

Des weiteren sollen einige wünschenswerte Anforderungen an die Lösung für das Grundbruchproblem gestellt werden:

- Ausführlichkeit (Berücksichtigung möglichst vieler relevanter Fälle)
- Übersichtlichkeit (leicht nachvollziehbarer Lösungsweg)
- Anschaulichkeit (Einfluß der Eingangsparameter soll leicht nachvollziehbar und mit einfachen Vorstellungen verbunden sein)
- Erweiterbarkeit auf andere Einflußparameter (z.B. Sohl- und Geländeneigung)

Wenn auch die Erfüllung dieser wünschenswerten Anforderungen sich in manchen Punkten widersprechen kann, soll ihnen dennoch soweit als möglich Rechnung getragen werden.

3.2.2. Dimensionsanalyse

Die Übertragung von Ergebnissen aus Modellversuchen in andere Maßstäbe macht es erforderlich, Versuchsdaten, welche z. B. in [m] oder [kN] gemessen werden, zunächst in dimensionslose Größen umzurechnen, um für die Bemessung einer Konstruktion in natürlichem Maßstab zu dimensionsbehafteten Größen zurückzukehren.

Das Instrument dazu bildet die Dimensionsanalyse, die 1914 von BUCKINGHAM als sogenanntes "II-Theorem" formuliert wurde [18].

KOBUS [41] deutet die Dimensionsanalyse folgendermaßen: "Die Dimensionsanalyse beruht im Grunde genommen auf der konsequenten Ausnutzung der Tatsache, daß der funktionale Zusammenhang zur Beschreibung einer physikalischen Beziehung stets unabhängig sein muß vom verwendeten Maßsystem oder den zugrunde gelegten Bezugsgrößen".

Das II-Theorem kann folgendermaßen formuliert werden (vgl. [41]):

"Jede dimensionsmäßig homogene Gleichung

$$F_1(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0, \quad (\text{Gl. 3.3})$$

die n physikalische, dimensionsbehaftete Variablen mit einer Dimensionsmatrix der Ordnung r enthält, kann zu einer Gleichung

$$F_2(\Pi_1, \Pi_2, \dots, \Pi_{n-r}) = 0 \quad (\text{Gl. 3.4})$$

reduziert werden, die (n-r) dimensionslose Größen Π_i enthält, welche sich aus Produkten der Potenzen der ursprünglichen, dimensionsbehafteten Variablen x zusammensetzen."

Die Bedeutung der Dimensionsanalyse - auch für die vorliegende Problematik - ist offensichtlich:

- Versuche müssen nicht unbedingt im natürlichen Maßstab (1:1) ausgeführt werden
- Umfangreiche Versuchsreihen können besser organisiert und effizienter durchgeführt werden [18]
- Reduzierung der Anzahl der Versuche und Versuchsdaten [18]
- Kompaktere Darstellung von Versuchsergebnissen, weil die Anzahl der Versuchsparameter und damit auch die Anzahl der graphischen Darstellungen reduziert werden kann [18]
- Verdeutlichung der physikalischen Vorgänge durch die übersichtliche Darstellung [18]

| | Benennung | Abkürzung | Definition |
|----|---|-----------------|--|
| 1 | Reibungswinkel | φ | - |
| 2 | Dimensionslose Kohäsion | \bar{c} | $\frac{c}{\gamma_2 \cdot b_1}$ |
| 3 | Dimensionslose Wichte | $\bar{\gamma}$ | $\frac{\gamma_1}{\gamma_2}$ |
| 4 | Seitenverhältnis | s_{12} | $\frac{b_1}{b_2}$ |
| 5 | Dimensionslose Einbindetiefe | \bar{d} | $\frac{d}{b_1}$ |
| 6 | Dimensionslose Vertikallast | V' | $\frac{V}{\gamma_2 \cdot b_2 \cdot b_1^2}$ |
| 7 | Dimensionslose Ausmitte für die x_1 -Richtung | ε_1 | $\frac{e_1}{b_1}$ |
| 8 | Dimensionslose Ausmitte für die x_2 -Richtung | ε_2 | $\frac{e_2}{b_2}$ |
| 9 | Lastneigung in x_1 -Richtung | $\tan \delta_1$ | $\frac{H_1}{V}$ |
| 10 | Lastneigung in x_2 -Richtung | $\tan \delta_2$ | $\frac{H_2}{V}$ |
| 11 | Dimensionsloses Torsionsmoment | $M_{T'}$ | $\frac{M_T}{V \cdot b_1}$ |

Tab. 3.3: Dimensionslose Parameter zur Beschreibung des Grundbruchproblems

Die aus Tabelle 3.2 bekannten 13 dimensionsbehafteten Eingangsgrößen können so in 11 dimensionslose Größen umgewandelt werden. Der hier gewählte, in Tabelle 3.3 wiedergegebene Satz an dimensionslosen Parametern ist einer von vielen möglichen, wobei jedoch viele dieser anderen physikalisch unzweckmäßig oder mathematisch schwer handhabbar wären.

Der Zusammenhang zwischen den dimensionslosen Größen nach Tabelle 3.3 kann nun folgendermaßen formuliert werden:

$$F_2(\varphi, \bar{c}, \bar{\gamma}, s_{12}, \bar{d}, V', \varepsilon_1, \varepsilon_2, \tan \delta_1, \tan \delta_2, M_{T'}) = 0 \quad (\text{Gl. 3.5})$$

Äquivalent zu Gleichung 3.2 drückt diese Gleichung aus, daß der Untergrund bei dieser Kombination von Boden, Fundament und Lasteinwirkung gerade eben versagt.

3.2.3. Berechnungsgleichung

Die unhandliche, implizite Gleichung 3.5 soll nun in eine explizite Darstellung überführt werden. Dabei ist für ein Gründungsproblem naturgemäß der Boden mit seinen Parametern vorgegeben. Außerdem können für ein Problem mit verschiedenen Lasteinwirkungsfällen die Fundamentabmessungen vorgegeben werden.

Als explizit dargestellte Variable kommt jetzt nur noch eine der dimensionslosen Parameter der Lasteinwirkung in Frage. Hier ist die Variable V' zu wählen, weil sie die einzige ist, die für praktische Fälle mit Sicherheit verschieden von null ist. Die Formulierung einer Berechnungsgleichung lautet nun:

$$V' = f(\varphi, \bar{c}, \bar{\gamma}, s_{12}, \bar{d}, \varepsilon_1, \varepsilon_2, \tan \delta_1, \tan \delta_2, M_{T'}) \quad (\text{Gl. 3.6})$$

Läßt man Fälle mit negativer Vertikallast außer acht - das Herausziehen von Fundamenten ist nicht Gegenstand dieser Betrachtung - so ist diese Darstellung eindeutig. Wird nämlich eine in ihrer Art vorgegebene Lastkombination von \bar{F} und \bar{M} von null an bis zum Versagen des Untergrundes gesteigert, kann sich nur bei einer bestimmten Intensität dieser Lasteinwirkung der Versagenszustand einstellen.

Wie in den Gleichungen 3.7a und 3.7b ersichtlich, kann bei feststehenden Bodenparametern und Fundamentabmessungen die Kombination der dimensionslosen Lastparameter $(\varepsilon_1, \varepsilon_2, \tan \delta_1, \tan \delta_2, M_{T'})$ als Art und V' als Intensität der Belastung gedeutet werden.

$$\vec{F} = \begin{pmatrix} H_1 \\ H_2 \\ V \end{pmatrix} = V \cdot \begin{pmatrix} H_1/V \\ H_2/V \\ 1 \end{pmatrix} = V' \cdot (\gamma_2 \cdot b_1^2 \cdot b_2) \cdot \begin{pmatrix} \tan \delta_1 \\ \tan \delta_2 \\ 1 \end{pmatrix} \quad (\text{Gl. 3.7a})$$

$$\vec{M} = \begin{pmatrix} e_2 \cdot V \\ -e_1 \cdot V \\ M_T \end{pmatrix} = V \cdot \begin{pmatrix} e_2 \\ -e_1 \\ M_T/V \end{pmatrix} = V' \cdot (\gamma_2 \cdot b_1^2 \cdot b_2) \cdot \begin{pmatrix} \varepsilon_2 \cdot b_2 \\ -\varepsilon_1 \cdot b_1 \\ M_T' \cdot b_1 \end{pmatrix} \quad (\text{Gl. 3.7b})$$

Somit kann für eine vorgegebene Belastungsart mit der Gleichung 3.6 die Intensität dieser Belastung, die zum Versagen des Untergrundes führt, berechnet werden. Die Größe von V' kann deshalb - ebenso wie die von V - als repräsentativ für die gesamte Lastkombination bezeichnet werden.

Das weitere Ziel einer Analyse der Grundbruchberechnung muß nun darin bestehen, eine Funktion f zu finden, die die Abhängigkeit der dimensionslosen Vertikallast V' von den 10 dimensionslosen Eingangsparametern zutreffend wiedergibt.

Es bietet sich eine Zerlegung der unbekanntenen Funktion an, die - nicht ohne Absicht - eine große Ähnlichkeit mit der traditionellen Grundbruchgleichung aufweist.

$$V' = \begin{cases} N_{b0} \cdot v_b \cdot \mu_b \cdot \kappa_b \cdot \kappa_{Mb} \\ + \bar{d} \cdot \bar{\gamma} \cdot N_{d0} \cdot v_d \cdot \mu_d \cdot \kappa_d \cdot \kappa_{Md} \\ + \bar{c} \cdot N_c \end{cases} \quad (\text{Gl. 3.8})$$

Darin hängen die sogenannten "Tragfähigkeitsbeiwerte" N_{b0} und N_{d0} vom Reibungswinkel ab, die sogenannten "Formbeiwerte" v_b , und v_d berücksichtigen primär den Einfluß des Seitenverhältnisses und sekundär auch den des Reibungswinkels. μ_b und μ_d sind die "Ausmittenbeiwerte", die primär von den Ausmitten ε_1 und ε_2 abhängen, aber i.a. auch noch vom Seitenverhältnis und vom Reibungswinkel abhängig sein könnten. Die Beiwerte κ_b und κ_d , sowie κ_{Mb} und κ_{Md} berücksichtigen den Einfluß von Lastneigungen bzw. Torsionsmoment.

Der Wert für N_c soll den ergänzenden Einfluß der Kohäsion in Zusammenhang mit den anderen Größen erfassen.

Die Strategie bei der Definition dieser Einzelfunktionen, traditionell "Beiwerte" genannt, kann grundsätzlich beschrieben werden als "vom einfachen zum komplizierten Fall", wobei die Lösung für den komplizierten Fall stets die für den einfachen beinhalten muß. Im Rahmen dieser Arbeit ist folgendes, in Tabelle 3.4 grob dokumentiertes Vorgehen geplant.

| Schritt | Rei- bungs- winkel | Seiten- ver- hältnis | Art der Last- einwirkung | Einbinde- tiefe | Kohäsion | Schritt dient zur Fest- legung von ... |
|---------|--------------------------|----------------------------|--|-------------------------|-----------|--|
| | φ | s_{12} | $\varepsilon_1, \varepsilon_2,$ $\tan \delta_1, \tan \delta_2,$ M_T' | $\bar{d}, \bar{\gamma}$ | \bar{c} | |
| 1. | variiert | 0 | 0 | 0 | 0 | $N_{b0}(\varphi)$ |
| 2. | variiert | variiert | 0 | 0 | 0 | $v_b(\varphi, s_{12})$ |
| 3. | variiert | variiert | variiert | 0 | 0 | $\mu_b, \kappa_b, \kappa_{Mb}$ |
| 4. | variiert | 0 | 0 | variiert | 0 | $N_{d0}(\varphi, \bar{d})$ |
| 5. | variiert | variiert | 0 | variiert | 0 | $v_d(\varphi, s_{12})$ |
| 6. | variiert | variiert | variiert | variiert | 0 | $\mu_d, \kappa_d, \kappa_{Md}$ |
| 7. | variiert | variiert | variiert | variiert | variiert | N_c |

Tab. 3.4: Schritte zur Bestimmung einzelner Terme der Grundbruchgleichung

In einzelnen Schritten wird zunächst ein Teil der Variablen zu null gesetzt - der andere wird variiert. Der Anteil der variierten Variablen wird ständig verschoben und erweitert bis alle Eingangsparameter gleichzeitig variiert werden und die Funktion f feststeht.

Alle Beiwerte sollen unter Einhaltung der Anforderungen aus dem Abschnitt 3.2.1 nach folgenden Kriterien definiert werden:

- a) Vermeidung überflüssiger Fallunterscheidungen
- b) Verwendung von mathematisch "unproblematischen" Funktionen (stetig und differenzierbar)
- c) Verwendung einfacher, für den Anwender praktikabler Funktionen
- d) Absehbarkeit von Einflüssen verschiedener Eingangsparameter
- e) Priorität der Fundamentgeometrie gegenüber der Last einwirkung (z. B.: Art der Last soll ohne Auswirkung auf den Formbeiwert bleiben; für verschiedene Lastfälle ändern sich nur die lastbezogenen Beiwerte)
- f) Kompatibilität des neuen Konzepts zu dem der DIN 4017 soweit wie möglich (Vergleichbarkeit, Akzeptanz)

Wenn auch durch die Vielzahl an Eingangswerten bei der Definition der Beiwerte Konzessionen erforderlich sind, soll doch auf eine möglichst präzise und kontrollierte Vorgehensweise Wert gelegt werden.

4. Berechnungen nach der Theorie idealer Plastizität

Das Ziel theoretischer Berechnungen zum Grundbruch ist lediglich die Quantifizierung von Lasteinwirkungen, die den Untergrund eines Fundamentes in den Bruchzustand versetzen, so daß die Setzungen des Fundamentes unbegrenzt sind. Aus diesem Grunde kann eine Theorie, wie die der idealen Plastizität genügen, welche über die Größe von Verformungen bis hin zum Bruchzustand nichts aussagt.

Alle theoretischen Berechnungen im Rahmen dieser Arbeit sollen auf die Theorie einer idealen Plastizität beschränkt bleiben. Das heißt unter anderem, daß sämtliche elastischen Effekte, Ver- und Entfestigungen sowie Zeitabhängigkeiten vernachlässigt werden.

Alle mechanischen Beziehungen werden am Ausgangszustand formuliert.

4.1. Grundlagen der Theorie idealer Plastizität

Die Grundlagen der Theorie idealer Plastizität bilden die Definition von Spannungen, Grenzbedingungen sowie von Fließregeln. Sie sollen hier kurz dargestellt werden.

4.1.1. Spannungszustände im Boden

Der Spannungszustand in jedem Punkt eines Kontinuums kann durch den CAUCHYschen Spannungstensor \mathbb{I} beschrieben werden [31].

$$\mathbb{I} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} \quad (\text{Gl. 4.1})$$

Seine Komponenten sind die drei Normalspannungen σ_{11} , σ_{22} , σ_{33} sowie die Schubspannungen σ_{ij} mit $i \neq j$. Mit σ_i sind hier die wirksamen Spannungen gemeint, die sich als Differenz von totalen Spannungen und Porenwasserdruck ergeben. Positive Werte für σ_i stehen - wie in der Bodenmechanik üblich - für Druckspannungen.

Bei Problemen mit ebenem Deformationszustand in der x_1 - x_3 -Ebene vereinfacht sich der Spannungstensor zu:

$$\mathbb{I} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & 0 & \sigma_{13} \\ 0 & \sigma_{22} & 0 \\ \sigma_{31} & 0 & \sigma_{33} \end{bmatrix} \quad (\text{Gl. 4.2})$$

Zur Bestimmung des Spannungszustands in jedem Punkt des Bodens können die Gleichgewichtsbedingungen an einem differentiell kleinen Bodenelement herangezogen werden.

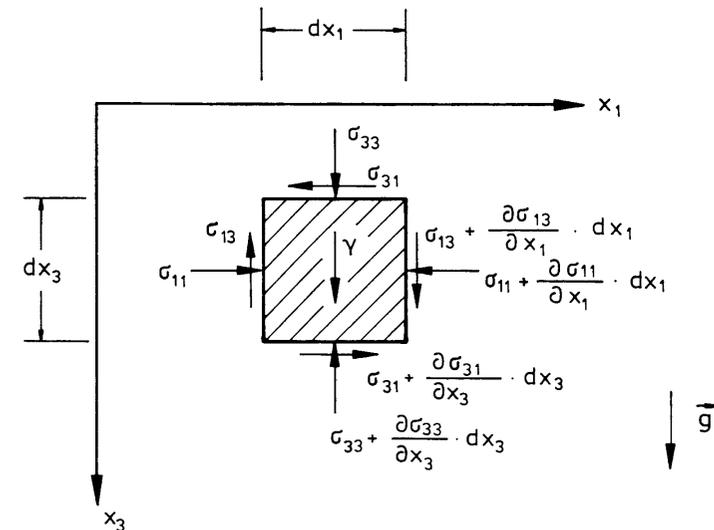


Abb. 4.1: Spannungen am differentiell kleinen Bodenelement (vgl. [21])

Aus der Bedingung für das Momentengleichgewicht folgt die Zuordnung der Schubspannungen und damit die Symmetrie des CAUCHYschen Spannungstensors. (vgl. [87]) Im ebenen Deformationszustand ergibt das:

$$\sigma_{31} = \sigma_{13} \quad (\text{Gl. 4.3})$$

Aus dem Kräftegleichgewicht folgen mit Gleichung 4.3 die beiden partiellen Differentialgleichungen. (vgl. [87]) Die Gravitation wirkt dabei in x_3 -Richtung.

$$\frac{\partial \sigma_{33}}{\partial x_3} + \frac{\partial \sigma_{13}}{\partial x_1} = \gamma \quad (\text{Gl. 4.4a})$$

$$\frac{\partial \sigma_{11}}{\partial x_1} + \frac{\partial \sigma_{13}}{\partial x_3} = 0 \quad (\text{Gl. 4.4b})$$

Die Lösungen von Grundbruchproblemen müssen neben den statischen Randbedingungen auch den Gleichungen 4.4a und 4.4b genügen.

4.1.2. Plastische Grenzbedingung

Eine weitere, zur Festlegung von Spannungszuständen notwendige Bedingung wird in der Plastizitätstheorie durch die sogenannte Grenzbedingung festgelegt, welche den zulässigen Spannungsbereich eingrenzt.

Eine Gleichung $F^*(\mathbf{I}) = 0$, wobei \mathbf{I} der Spannungstensor ist, kann als Grenzbedingung eingeführt werden, bei deren Erfüllung der plastische Grenzzustand eingetreten ist [31].

In der Bodenmechanik wird die Grenzbedingung in der Regel als "Bruchgesetz" bezeichnet. Das hier verwendete MOHR-COULOMBSche Bruchgesetz lässt sich mit [87] folgendermaßen ausdrücken:

$$F^*(\mathbf{I}) = 0 \quad (\text{Gl. 4.5a})$$

mit

$$F^*(\mathbf{I}) = \sqrt{\left(\frac{\sigma_{33} - \sigma_{11}}{2}\right)^2 + \sigma_{13}^2} - \frac{1}{2} \cdot (\sigma_{11} + \sigma_{33}) \cdot \sin \varphi - c \cdot \cos \varphi \quad (\text{Gl. 4.5b})$$

Die Bruchbedingung kann für den ebenen Formänderungszustand zusammen mit einem zugehörigen, exemplarischen Spannungszustand im σ - τ -Diagramm von MOHR dargestellt werden.

Dort erscheint Gleichung 4.5a als Gerade mit der Kohäsion c als Ordinatenabschnitt und dem Winkel der inneren Reibung φ als Steigungswinkel.

Befindet sich der Boden in einem Punkt im Grenzzustand, berührt der MOHRsche Spannungskreis in einem Punkt (σ, τ) die Bruchgerade. Der Winkel α gibt die Orientierung der zugehörigen Bruchfläche in Relation zu einer Hauptspannungsrichtung an.

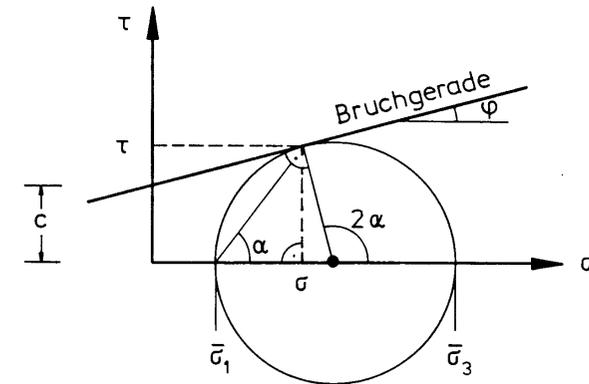


Abb. 4.2: σ - τ -Diagramm mit MOHRschem Spannungskreis und Bruchgerade

In dieser Bruchfläche lässt sich die Grenzbedingung von COULOMB folgendermaßen formulieren:

$$\tau = \tan \varphi \cdot \sigma + c \quad (\text{Gl. 4.6})$$

Der Boden befindet sich in einem Zustand, der die Grenzbedingung nicht verletzt, wenn mit Gleichung 4.5b gilt:

$$F^*(\mathbf{I}) \leq 0 \quad (\text{Gl. 4.7})$$

4.1.3. Fließregel und Kinematik

Wenn sich der Boden im Grenzzustand nach Gleichung 4.5a befindet, tritt Fließen ein. In welche Richtung sich dabei einzelne Punkte des Kontinuums verschieben, geht aus den bisherigen Gleichungen nicht hervor. Dieses wird mit einer Fließregel beschrieben.

Die Fließregel kann im ebenen Formänderungszustand folgendermaßen formuliert werden (vgl. [31]).

$$\frac{\delta \bar{\epsilon}_1 + \delta \bar{\epsilon}_3}{\delta \bar{\epsilon}_1 - \delta \bar{\epsilon}_3} = \sin \nu \quad (\text{Gl. 4.8})$$

Darin sind $\delta\bar{\epsilon}_1$ der maximale und $\delta\bar{\epsilon}_3$ der minimale Verzerrungszuwachs in ihren Hauptrichtungen. Absolute Größen der Verzerrungen lassen sich nicht angeben, da diese nicht funktional mit den Spannungen zusammenhängen.

In Gleichung 4.8 ist ν ist der sogenannte "Dilatationswinkel", welcher ähnlich dem Reibungswinkel φ ein Stoffparameter ist.

Die für den ebenen Zustand in Gleichung 4.8 formulierte Fließregel wird "assoziiert" genannt, wenn die Winkel φ und ν identisch sind. In diesem Falle stehen die kleinste Hauptspannung und der größte Hauptverzerrungszuwachs bekanntlich orthogonal zueinander.

Der Fließvorgang ist für $\nu \neq 0$ stets mit einer Volumenaufweitung (Dilatation) verbunden, deren Ausmaß jedoch wie die absoluten Verzerrungen nicht quantifizierbar ist.

Für räumliche Formänderungszustände sollten Fließregeln bevorzugt wie in [31] formuliert werden.

4.2. Theoreme zur Theorie idealer Plastizität

Einige Theoreme, welche sich bei der Anwendung der Theorie idealer Plastizität als hilfreich erweisen, sollen nun kurz vorgestellt werden.

4.2.1. Grenzwertsätze der Plastizitätstheorie

Für das MOHR-COULOMBSche Bruchgesetz als Fließbedingung und der dazu assoziierten Fließregel haben DRUCKER, PRAGER und GREENBERG 1952 zwei Theoreme entwickelt. Diese Theoreme ermöglichen es, die theoretisch richtige, also sowohl die Gleichgewichtsbedingung, die Fließbedingung als auch die Fließregel erfüllende Lösung eines Problems einzugrenzen. Sie liefern damit z. B. für eine gesuchte Bruchlast obere und untere Grenzwerte, welche sogar zusammenfallen können und dann die theoretisch exakte Lösung darstellen.

Die beiden Grenzwerttheoreme für Spannungsrandwertprobleme, die wohl-gemerkt nur bei assoziierter Fließregel ($\nu = \varphi$) gelten, lauten nach DRUCKER und PRAGER [16] übersetzt:

- (1) Der Versagenszustand tritt nicht ein, wenn irgendein Spannungszustand gefunden werden kann, welcher die Gleichgewichtsbedingungen und die Spannungsrandbedingungen erfüllt sowie die Fließbedingung nirgendwo verletzt.
- (2) Der Versagenszustand muß eintreten, wenn für irgendein kinematisch verträgliches, plastisches Bruchmodell das Maß an Arbeit aus äußeren Kräften am Körper das Maß an innerer Arbeit erreicht oder überschreitet.

Theorem (1) liefert für Erdwiderstandsprobleme untere Grenzwerte; Verfahren, die auf diesem Theorem beruhen, werden "Statische Verfahren" genannt. Zugehörige Grenzwerte liegen auf der sicheren Seite (vgl. [87]).

Mit Theorem (2) erhält man für Erdwiderstandsprobleme obere Grenzwerte für die Bruchlast. Die oben zitierte, äußere Arbeit am Körper liefern dabei die gesuchte Widerstandskraft, das Eigengewicht des Bodens sowie seitliche Auflasten. Innere Arbeit (Dissipation) wird durch die Volumenaufweitung, die vom Dilatationswinkel abhängt, geleistet. (vgl. [39]). Verfahren, die dieses Theorem nutzen, werden "Kinematische Verfahren" genannt und liefern Grenzwerte, die auf der unsicheren Seite liegen.

4.2.2. Theorem korrespondierender Spannungszustände

Das Theorem der korrespondierenden Spannungszustände wurde 1934 von CAQUOT formuliert und deshalb auch "CAQUOTsches Theorem" genannt [11].

Gegeben ist ein idealplastischer Körper, welcher der Fließbedingung von MOHR-COULOMB genügt und einen von null verschiedenen Reibungswinkel φ sowie eine Kohäsion c besitzt.

Der darin vorhandene, ortsabhängige Spannungszustand sei mit \mathbb{I} bezeichnet.

Durch Addition eines hydrostatischen Druckspannungszustands mit den Komponenten $\Delta\sigma = c \cdot \cot\varphi$ zum Spannungstensor \mathbb{I} entstehe gleichwohl ein fiktiver Spannungszustand \mathbb{I}^* .

$$\mathbb{I}^* = \mathbb{I} + \begin{bmatrix} \Delta\sigma & 0 & 0 \\ 0 & \Delta\sigma & 0 \\ 0 & 0 & \Delta\sigma \end{bmatrix} \quad (\text{Gl. 4.9})$$

Das CAQUOTsche Theorem besagt nun, daß sich der Spannungszustand \mathbb{I} genau dann im Grenzzustand nach (Gl. 4.5a) und (Gl. 4.5b) befindet, wenn sich auch der fiktive Spannungszustand \mathbb{I}^* im Grenzzustand eines fiktiven idealplastischen Materials mit den Scherparametern $\varphi^* = \varphi$ und $c^* = 0$ befindet.

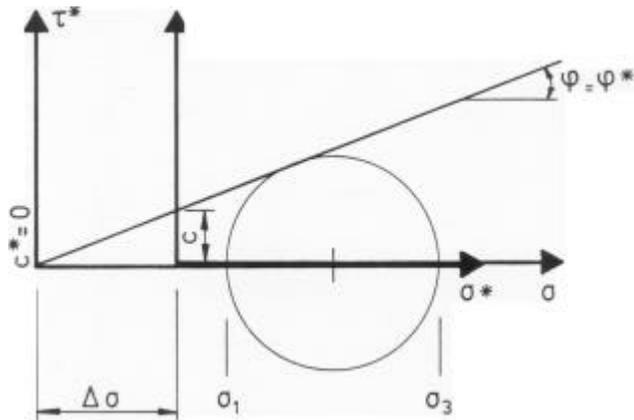


Abb. 4.3: CAQUOTsches Theorem
Fiktive Verschiebung der σ -Achse im σ - τ -Diagramm

Anschaulich kann das am σ - τ -Diagramm durch eine fiktive Verschiebung der σ -Achse um den Betrag $c \cdot \cot\varphi$ gedeutet werden. Diese zusätzliche, gedachte innere Normalspannung muß bei der Berechnung durch die Formulierung entsprechender Spannungsrandbedingungen natürlich berücksichtigt werden [11].

Mittels des hier wiedergegebenen Theorems der korrespondierenden Zustände kann die Lösung eines Grundbruchproblems auf kohäsionsbehaftetem Boden relativ einfach auf ein Problem mit kohäsionslosem Boden zurückgeführt werden. Durch die Transformation der Randbedingung entsteht neben und unter dem Fundament eine zusätzliche Normalspannung von $\Delta\sigma = c \cdot \cot\varphi$, die wie eine Auflast wirkt.

4.3. Berechnungsmethoden

Aufbauend auf eingangs wiedergegebene Grundlagen und Theoreme der Plastizitätstheorie sollen an dieser Stelle einige Methoden (vgl. [12]) beschrieben werden, mit denen auch Grundbruchprobleme gelöst werden können.

4.3.1. Statische Verfahren

Bei statischen Verfahren muß nach DRUCKER und PRAGER ein Spannungszustand im Boden gefunden werden, der das Gleichgewicht nach (Gl. 4.4a) und (Gl. 4.4b) erfüllt, der nirgendwo die Fließbedingung nach (Gl. 4.7) mit (Gl. 4.5b) verletzt und selbstverständlich den Spannungsrandbedingungen genügt. Die Einhaltung der Fließregel für diesen Spannungszustand ist nicht erforderlich.

Statische Lösungen, die relativ dicht an die richtige Lösung heranreichen, sind sehr aufwendig - einfache Verfahren führen zu indiskutabel konservativen Lösungen, so daß sie insgesamt als wenig praktikabel erscheinen. Einige Lösungen für Grundbruchprobleme werden von CHEN [12] angegeben.

4.3.2. Kinematische Verfahren

Grundlage der kinematischen Verfahren ist das zweite Theorem von DRUCKER und PRAGER.

So legt VOLLENWEIDER [87] für die Untersuchung des Grundbruchproblems ein Verschiebungsfeld auf Basis der assoziierten Fließregel zugrunde, das man sich, ähnlich wie PRANDTLs Bruchmechanismus, aus drei Bereichen bestehend, vorstellen kann. An die Fundamenthinterkante schließt unter dem Winkel ϑ_1 eine starre Dreiecksscheibe an. In knickfreiem Übergang geht es mit einer logarithmischen Spirale weiter, die einen vollplastifizierten Bereich

einschließt. An ihrem Ende befindet sich wieder eine starre Scheibe, die mit einem Winkel ϑ_2 zur Geländeoberkante abschließt.

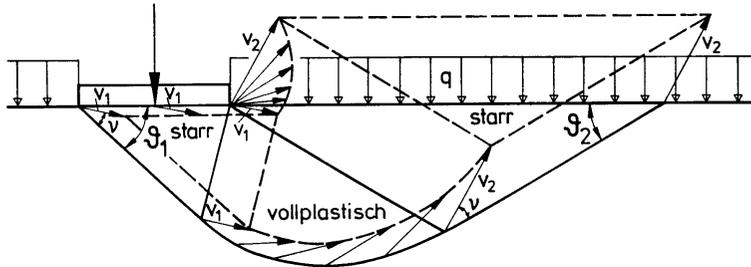


Abb. 4.4: Verfahren nach VOLLENWEIDER [87]
Beispiel für ein Verschiebungsfeld

Das Ergebnis der Berechnung ist die Bruchlast, die durch Variation der Winkel ϑ_1 und ϑ_2 mit Hilfe der Arbeitsgleichung minimiert wurde. Die mit dem Verfahren ermittelten Bruchlasten sind in Abhängigkeit von dimensionslosen Parametern in Diagrammen [88] dargestellt.

4.3.3. Charakteristikenverfahren

Den Charakteristikenverfahren liegen neben den erfüllten Gleichgewichtsbedingungen nach den Gleichungen 4.4a und 4.4b auch die überall exakt erfüllte Fließbedingung nach den Gleichungen 4.5a und 4.5b zugrunde.

Durch mathematische Umformungen dieser drei Gleichungen erhält man ein System zweier partieller Differentialgleichungen hyperbolischen Typs [72], [81]. Eine dieser beiden Differentialgleichungen entspricht der von KÖTTER [42] bereits 1903 veröffentlichten.

Die Lösung der Differentialgleichungen lässt sich durch die Transformation auf krummlinige Koordinaten, die den sogenannten "Charakteristiken" der Differentialgleichung entsprechen, erheblich vereinfachen [80].

Das eigentliche Problem - das Auffinden der zwei Charakteristiken - wird durch ein Finite-Differenzen-Verfahren gelöst, bei dem aus zwei benachbarten, bekannten Punkten ein weiterer Punkt auf der jeweilig zugehörigen Charakteristik berechnet wird.

Für den praktizierenden Ingenieur sind Charakteristikenverfahren, wie sie z. B. von SOKOLOVSKI [81] und SMOLTCHZYK [80] entwickelt wurden, viel zu aufwendig. Sie sind nur im Rahmen grundsätzlicher wissenschaftlicher Untersuchungen, etwa zur Kalibrierung von Lösungen nach anderen Verfahren, interessant [34].

4.3.4. Grenzgleichgewichtsmethoden

Das Prinzip von Grenzgleichgewichtsmethoden soll hier anhand der Kinematische-Element-Methode (KEM) nach GUSSMANN [32] vorgestellt werden.

Das bodenmechanische Kontinuum wird dabei unterteilt in mehrere starre, verschiebbliche Bruchkörper, den sogenannten Elementen. Diese können nur translatorische Bewegungen durchführen. Gekrümmte Linienbrüche können dabei mittels mehrerer Geraden sowie Zonenbrüche durch eine Feineinteilung in Elemente approximiert werden [32].

Bei vorgegebener Dilatanz kann für einen solchen Bruchmechanismus der Geschwindigkeitsplan aufgestellt werden.

In den Berührungslinien der Elemente untereinander und zum umgebenden Boden ist nach Definition die Fließbedingung genau erfüllt. Die Orientierung der Scherkräfte in den Fugen ergibt sich aus dem Geschwindigkeitsplan. Daraus lässt sich mit Hilfe der Kräftegleichgewichtsbedingungen an jedem Element die dem Bruchmechanismus zugehörige Bruchlast ermitteln.

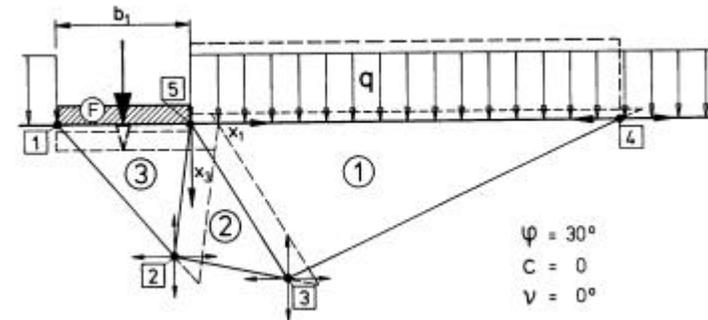


Abb. 4.5: Kinematische-Element-Methode
Bruchmechanismus für ein Beispiel

Durch Variation von Knotenkoordinaten lässt sich der im Rahmen der Vorgaben ungünstigste Bruchmechanismus herausfinden. Dieser liefert die maßgebliche, nämlich kleinste Bruchlast und die zugehörige Bruchfigur.

Das für diese Arbeit verwendete KEM-Programm K2SOIL von GUSSMANN [33], das ebene, zweidimensionale Probleme berechnen lässt und bei dem der Dilatationswinkel ν definitiv 0 beträgt, liegt auch den an anderer Stelle einbezogenen Berechnungen aus Diplomarbeiten am hiesigen Lehrstuhl [46], [95] zugrunde.

4.4. Klassische Lösungen zum Grundbruchproblem

SOKOLOVSKI [81] und SMOLTZYK [80] haben nachgewiesen, daß zur Lösung des Differentialgleichungssystems aus den Gleichungen 4.4a, 4.4b, 4.5a und 4.5b Unstetigkeitslinien, die SMOLTZYK "charakteristische Steifen" nennt, gehören. An diesen Linien ändert sich die Geschwindigkeit der Bodenpartikel im Versagenszustand sprunghaft - in der Bodenmechanik spricht man dann von Bruchlinien, welche z.B. beim Grundbruch den Bruchkörper eingrenzen.

Ebenso ist für den Bruchzustand die Existenz einer Doppelschar von Kurven, den Spannungscharakteristiken nachweisbar, sie werden von SMOLTZYK [80] als Gleitlinien bezeichnet. In ihnen ist die Grenzbedingung nach MOHR-COULOMB ebenfalls erfüllt. Die beiden Scharen von Spannungscharakteristiken schneiden sich unter feststehenden Winkeln von $\alpha = 90^\circ \pm \varphi$ [72].

Diese Spannungscharakteristiken wie auch die charakteristischen Streifen sind für die aus der Erddrucktheorie bekannten RANKINESchen Sonderfälle [71] Geraden.

Daß Erdwiderstandsprobleme im allgemeinen nicht so einfacher Natur sind, ist spätestens seit KÖTTER [42] bekannt. REISSNER [72] schreibt 1924: "Der im allgemeinen wesentliche Einfluß des Eigengewichts erschwert die Auffindung der Spannungszustände ganz außerordentlich."

Gemeint ist damit die unscheinbare, aber störende Konstante γ in Gleichung 4.4a, die eine geschlossene Lösung der Differentialgleichungen im allgemeinen nicht erlaubt.

Vielfach finden für Erdwiderstandsprobleme im Grundbau deshalb analytische Lösungen der DGL für $\gamma=0$ Verwendung; so beruhen zum Beispiel in Grundbruchuntersuchungen nach DIN 4017 die Tragfähigkeitswerte N_{∞} und $N_{\infty 0}$ auf der Annahme gewichtslosen Bodens.

Eine vielzitierte Lösung eines Grundbruchproblems unter der Annahme von $\gamma = 0$ ist das von PRANDTL 1920 [65], [66] für die Untersuchung der Härte von metallischen Schneiden entwickelte Berechnungsverfahren. Die Wichte des Materials, das von PRANDTL untersucht wurde, ist gegenüber seiner Scherfestigkeit in der Tat vernachlässigbar klein.

Als geschlossene Lösung der Differentialgleichungen ergibt sich für $\gamma=0$ ein in drei Teilbereiche gegliedertes plastifiziertes Gebiet.

Der dreieckförmige Bereich (I), der sich unmittelbar unter der Fundamentfläche befindet, ist von einer linearen Doppelcharakteristikenchar durchsetzt, die in ihrer Art an einen aktiven RANKINE-Bereich erinnert.

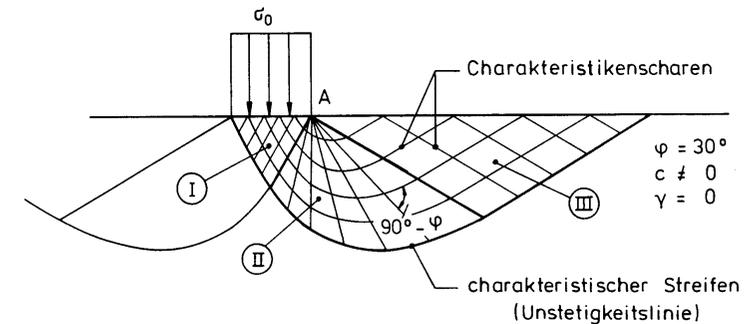


Abb. 4.6: Bruchfigur mit Spannungscharakteristiken nach PRANDTL [65]

Bereich (II) - nach seinem Entdecker "PRANDTL-Zone" genannt - wird von einer logarithmischen Spirale als Unstetigkeitslinie umfaßt. Die eine Schar von Charakteristiken verläuft vom Rand geradlinig zum zentralen Punkt A, um den die andere, konjugierte Schar konfokale logarithmische Spiralen bildet. Der Schnittwinkel der Charakteristiken beträgt naturgemäß wieder $\alpha=90^\circ \pm \varphi$.

Der Bereich (III) ähnelt dem von RANKINE berechneten Zustand des Erdwiderstands, obwohl die Wichte des PRANDTLschen Materials im Gegensatz dazu gleich null ist.

Daß sich - der Symmetrie des Problems folgend - eine identische Figur auch auf der Gegenseite bildet, wurde ebenfalls schon von PRANDTL [65] erkannt.

Als Bruchlast erhält man aus der PRANDTLschen Lösung für das gewichtslose, dem MOHR-COULOMBSchen Bruchgesetz unterworfenen Material folgende, hier ähnlich wie BUISMAN [9] formulierte Gleichung.

$$\sigma_0 = c \cdot N_{\infty 0} \quad (\text{Gl. 4.10a})$$

mit:

$$N_{\infty 0} = \left(e^{\pi \tan \varphi} \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} - 1 \right) \cdot \cot \varphi \quad (\text{Gl. 4.10b})$$

Als Grenzwert für $\varphi \rightarrow 0$ ergibt sich aus Gleichung 4.10b nach PRANDTL [65]:

$$\lim_{\varphi \rightarrow 0} N_{c0}(\varphi) = 2 + \pi \quad (\text{Gl. 4.10c})$$

Die nach den Gleichungen 4.10a bis 4.10c ermittelten Bruchlastspannungen gehören zu der exakten Lösung der Differentialgleichung - wohlgemerkt jedoch nur für $\gamma=0$.

Für kohäsionsloses Material hat REISSNER [72] als erster die Bruchlast σ_0 infolge einer seitlichen Auflast q berechnet. Er erhält eine Bruchfigur, die der PRANDTLschen identisch ist und wie diese in ihrer Größe nur vom Winkel der inneren Reibung und der Fundamentseitenlänge abhängt. Als Bruchlastspannung in der Sohle erhält REISSNER:

$$\sigma_0 = q \cdot N_{d0} \quad (\text{Gl. 4.11a})$$

mit:

$$N_{d0} = e^{\pi \tan \varphi} \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (\text{Gl. 4.11b})$$

BUISMAN [9] gelang es, die exakten Lösungen von PRANDTL (Gl. 4.10) und REISSNER (Gl. 4.11) folgendermaßen zu einer ebenfalls exakten Lösung für einen Boden mit Kohäsion und seitlicher Auflast zusammenzufassen:

$$\sigma_0 = q \cdot N_{d0} + c \cdot N_{c0} \quad (\text{Gl. 4.12})$$

Diese Lösung gilt jedoch nur für den Fall des gewichtslosen Bodens ($\gamma=0$), der - da von rein theoretischer Natur - nicht Gegenstand dieser Untersuchung ist. Dennoch nimmt diese klassische Lösung auch einen hohen Stellenwert in der praktischen Lösung von Grundbruchproblemen ein.

4.5. Unzulänglichkeiten der Theorie idealer Plastizität

Obwohl Berechnungen nach der Theorie idealer Plastizität - zumindest bei komplizierten Randbedingungen und räumlichen Formänderungszuständen - schon enorme Schwierigkeiten bereiten, ist diese mit so starken Vereinfachungen verbunden, daß die mit ihr erzielten Berechnungsergebnisse nicht ohne weiteres experimentell nachvollzogen werden können.

Zunächst steht die Beschränktheit des MOHR-COULOMBschen Bruchgesetzes zu Buche. Allgemein bekannt ist die Abhängigkeit der Scherparameter vom Spannungszustand. Sowohl die Größe als auch die Relation der Hauptspannungen zueinander haben einen Einfluß auf die Festigkeit des Bodens, die also mit den MOHR-COULOMBschen Scherparametern φ und c nur unzureichend beschrieben werden kann. Die Einführung genauerer Bruchgesetze erscheint jedoch vor allem wegen der Schwierigkeit der experimentellen Bestimmung ihrer Parameter dem anstehenden Problem nicht angemessen. (vgl. auch [74])

Alle Berechnungen nach der zuvor dargestellten Plastizitätstheorie beziehen sich auf das belastungsfreie Ausgangssystem. Da ein Zusammenhang von Spannungen mit Verformungen nicht hergestellt wird, ist das auch nicht anders möglich. Diese vereinfachende Vorgehensweise ist bei sehr kleinen Verformungen durchaus berechtigt, führt bei größeren Verformungen jedoch zu Fehlern.

So sieht sich DE BEER [3] bei der Auswertung seiner Versuche dazu veranlaßt, eine der Setzung entsprechende zusätzliche Einbindetiefe der Versuchsfundamente zu berücksichtigen.

Entscheidende Veränderungen des Ausgangssystems treten bei nichtbindigen Böden auch in der Lagerungsdichte auf. So erfahren locker gelagerte Böden eine Verdichtung (negative Dilatation) und sehr dicht gelagerte Böden beim Abschervorgang u. U. eine Volumenaufweitung [31]. Außer der Wichte ändert sich vor allem das plastische Verhalten.

Bei der Verdichtung nimmt die Festigkeit bekanntlich gegenüber dem Ausgangszustand, der allein der idealplastischen Berechnung zugrunde liegt, zu. Dieser "plastischen Verfestigung" entspricht die "plastische Entfestigung" bei Volumenaufweitung [31]. Unberücksichtigt bleibt bei der Theorie idealer Plastizität deshalb auch die Abhängigkeit der Scherfestigkeit vom Scherweg. (vgl. z. B. [62])

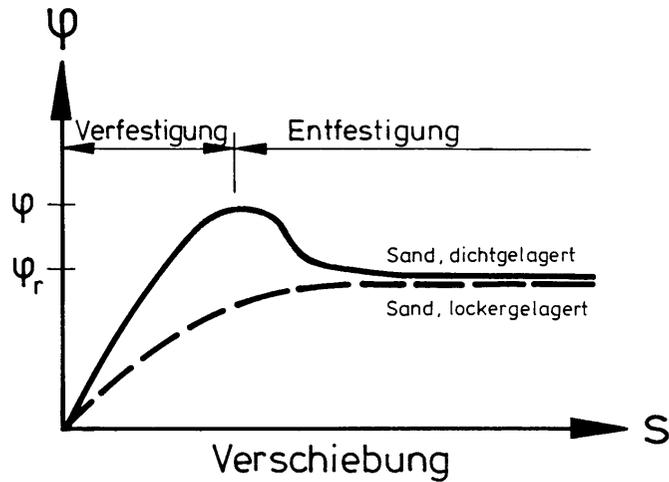


Abb. 4.7: Verschiebungs-Scherwiderstandsdiagramm für einen dicht und einen locker gelagerten Sand (vgl. [62], [31])

Weil über tatsächliche Verformungen im Boden aus der Fundamentbelastung nichts bekannt ist, läßt sich die Wegabhängigkeit der Scherfestigkeit nicht berücksichtigen. So ist zu befürchten, daß die tatsächliche Scherfestigkeit zu keinem Zeitpunkt an allen potentiellen Bruchflächen die gleiche ist und deshalb auch nie vollständig aktiviert wird. Großmaßstäbliche Experimente von NAUJOKS [61] bestätigen dieses Phänomen, das auch "Progressiver Bruch" genannt wird. In [61] heißt es, "... daß der Bruch am Fundament beginnt und sich von dorthin immer schneller nach den Seiten fortpflanzt."

Trotz dieser Unzulänglichkeiten stellt die Theorie idealer Plastizität - im Vergleich zum Mehraufwand bei komplizierteren Theorien - insgesamt eine dem vorliegenden Problem angemessene Theorie dar.

5. Experimentelle Untersuchungen

Experimentelle Untersuchungen zum Grundbruch sind ohne Frage unerlässlich. Auf der einen Seite können sie die Ergebnisse von theoretischen Berechnungen auf Basis der Plastizitätstheorie verifizieren. Auf der anderen Seite füllen sie die Lücken, die plastizitätstheoretische Berechnungen immer noch lassen - insbesondere was räumliche, dreidimensionale Probleme angeht, die, wenn überhaupt, dann nur unter erheblichem Aufwand rechnerisch zu bewältigen sind.

5.1. Versuchsplanung

In dieser Arbeit sollen zunächst die aus der Literatur bekannten, einschlägigen Versuche ausgewertet werden. Weil diese nicht das Gesamtspektrum der Grundbruchproblematik behandeln, werden sie durch eigene, im Rahmen dieser Arbeit durchgeführte Versuchsreihen ergänzt.

Zugleich sollen analog zu den aus der Literatur bekannten Versuchsreihen eigene, vergleichbare Versuche gefahren werden, welche in erster Linie die Plausibilität von Ergebnissen der eigenen, weiterführenden Versuche unterlegen sollen.

Die große Anzahl an zu variierenden Parametern macht eine sehr effiziente Versuchsplanung erforderlich und schließt eine durchgehende Untersuchung mittels großmaßstäblicher Versuche praktisch aus.

Da großmaßstäbliche Versuche bei Variation einiger Parameter aus der Literatur (vgl. v. a. [94]) bekannt sind, beschränke ich mich auf kleinmaßstäbliche Versuche, welche dank ihres geringen Aufwands eine ausreichende Variation der Lasteinwirkung erlauben.

Die unter eigener Regie durchgeführten Kleinversuche beschränken sich auf Fundamente, die ohne Einbindetiefe auf einem kohäsionslosen Boden gegründet sind. Das verbleibende Untersuchungsprogramm, welches jedoch alle möglichen Lasteinwirkungen abdecken soll, besteht aus ca. 150 Versuchen.

Die Einflüsse aus Einbindetiefe und Kohäsion sollen - soweit als möglich - an Hand eigener Berechnungen und fremder Versuche ermittelt werden. Zur endgültigen Festlegung der zugehörigen Beiwerte bedarf es dort ergänzender Versuche.

5.1.1. Versuchsmaßstab

Der Planung von kleinmaßstäblichen Versuchen müssen Überlegungen zur Übertragbarkeit der Ergebnisse in den Originalmaßstab vorausgehen. Grundlage dafür ist die Dimensionsanalyse, deren praktische Anwendbarkeit auf die Grundbruchproblematik bei geringen Abmessungen von Fundamenten jedoch eingeschränkt ist.

Wie Tabelle 3.3 zu entnehmen ist, muß bei Modellversuchen eine tatsächlich vorhandene Kohäsion c ebenfalls in den zugehörigen Maßstab derart übertragen werden, daß die dimensionslose Größe \bar{c} in Original und Modell gleich ist. Bei kohäsionslosen Böden ($c=0$) entfällt diese Einschränkung und man spricht von "mechanischer Äquivalenz" oder "Selbstähnlichkeit" des Bodens [90].

Bei Grundbruchversuchen können zwei wesentliche Gründe für den Verlust dieser Selbstähnlichkeit auch für nichtbindige Böden ausgemacht werden. Der eine Grund besteht in der Unzulänglichkeit des MOHR-COULOMBSchen Bruchgesetzes, demzufolge der Reibungswinkel definitiv - und im Gegensatz zu Versuchsergebnissen - nicht vom Spannungsniveau σ abhängt. Dieses wird von HETTLER u. GUDEHUS [38], belegt durch Zentrifugenversuche, als der eigentliche Grund fehlender Selbstähnlichkeit bei Grundbruchversuchen bezeichnet.

Ein zweiter Grund, Ergebnisse von kleinmaßstäblichen Versuchen nicht ohne weiteres in den Originalmaßstab umzurechnen, liegt in der Auswirkung des progressiven Bruchs, der sich aufgrund relativ großer Verformungen bei großmaßstäblichen Versuchen lastmindernd auswirkt [54].

Aus dem Vergleich von Grundbruchversuchen mit verschiedenen Maßstäben hat sich ergeben, daß mit Fundamentabmessungen von $b \geq 10\text{cm}..20\text{cm}$ bei Sanden keine nennenswerten Maßstabeffekte zu erwarten sind [1], [84].

Während offenbar die absolute Größe der Grundbruchlast nur mit Großversuchen ermittelt werden kann, lassen sich abmindernde Einflüsse verschiedener Lasteinwirkungen auf die Grundbruchlast durchaus experimentell mit Kleinversuchen ermitteln. Dies wurde in Versuchsreihen von GOTTARDI u. a. [30] sowie STEENFELT [83] für die Wirkung von Ausmitte und Lastneigung nachgewiesen.

5.1.2. Versuchskonzept

Die Aufstellungen von Versuchsergebnissen, wie sie aus der Literatur bekannt sind (z. B. [3], [28]), zeigen immer wieder, daß die Bruchlasten - selbst unter optimalen Bedingungen - für eigentlich identische Versuche zum Teil erheblichen Streuungen unterworfen sind.

Die Hauptursache dafür liegt in dem letztendlich eben doch nicht genau reproduzierbaren Sandeinbau und der damit verbundenen, zufällig entstandenen Inhomogenität. Das Fundament selber und die Apparatur zur Lasteinleitung erweisen sich dagegen als relativ zuverlässig.

Der Einbau des Versuchsbodens wird gewöhnlich durch Dichtemessungen überprüft. Die beste Möglichkeit jedoch den Einbau des Versuchssandes für Grundbruchversuche zu überprüfen, ist die Durchführung eines standardisierten Grundbruchversuchs, der auf jeder Sandschüttung stets in gleicher Weise durchgeführt wird und als problembezogene Einbaukontrolle die Tragfähigkeit verschiedener Schüttungen optimal einstufen kann.

Da mit den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Kleinversuchen vor allem der Effekt verschiedener Lasteinwirkungen auf die Grundbruchlast eines Fundamentes untersucht werden soll, bietet sich als Standardversuch jeweils ein entsprechendes mittig vertikal bis zum Bruch belastetes Fundament an. Betrachtet man die Bruchlast V_0 dieses Standardversuchs als Referenz für die Einbaugüte, dann ergibt sich der Quotient von Vertikalkomponente V des eigentlichen Versuchs und Bruchlast V_0 des Referenzversuchs direkt als Faktor für den Effekt der untersuchten Lasteinwirkung.

$$V_E = \frac{V}{V_0} \quad (\text{Gl. 5.1})$$

Dieser Abminderungsfaktor V_E wurde von HAUBRICHS [36] als "vertikale Einheitslast" bezeichnet und stellt einen Faktor dar, der den abmindernden Einfluß einer Lasteinwirkung auf die Tragfähigkeit wiedergibt.

Analog dazu werden Versuche mit quadratischem Fundament als Referenzversuche zur Bestimmung des Einflusses aus dem Seitenverhältnis s_{12} dienen. Der Quotient V_E vergleicht hier die Bruchlast eines Rechteckfundaments mit der eines Quadrats.

5.1.3 Versuchsserien

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Kleinversuche sollen den Einfluß von Seitenverhältnis und Lasteinwirkung auf die Tragfähigkeit von Fundamenten auf der Oberfläche von kohäsionslosen Böden untersuchen.

Das Versuchsprogramm wird in 10 Serien (A-K) eingeteilt, mit deren Hilfe der Einfluß des Seitenverhältnisses (Serie A) sowie die Einflüsse unterschiedlicher Lasteinwirkungen untersucht werden sollen. Die Serien B und C befassen sich mit der einachsigen bzw. zweiachsigen Ausmitte von Vertikallasten, die Serien D und E mit der seitenparallelen bzw. schrägen Lastneigung sowie die Serie F mit dem Einfluß des Torsionsmoments.

| Serie | Referenzversuch | Versuche | Ergebnis |
|-------|-----------------|----------|------------------------------|
| A | | | V_b |
| B | | | μ_b |
| C | | | |
| D | | | K_b |
| E | | | |
| F | | | K_{Mb} |
| G | | | K_b und K_{Mb} |
| H | | | μ_b und K_b |
| J | | | μ_b und K_{Mb} |
| K | | | μ_b , K_b und K_{Mb} |

Tab. 5.1: Eigene Versuchsserien
Schematische Darstellung der Lasteinwirkungen

Wie in Tabelle 5.1 wiedergegeben, werden in den Versuchsserien G, H und J jeweils zwei Einflußfaktoren kombiniert; um letztlich in der Serie K allen Einflüssen nachgehen zu können.

Eine Variation der Lagerungsdichte des verwendeten Sandes soll innerhalb der Serie A durchgeführt werden. Für die Serien BK wird eine möglichst konstante, dichte Lagerung angestrebt.

5.2. Versuchsdurchführung

5.2.1. Versuchssand

Der hier für alle Versuche verwendete Boden ist derselbe Sand wie er in den institutseigenen Untersuchungen von FOIK [21], NENDZA u. NACKE [63], NACKE [60] sowie HAUBRICHS [36] verwendet wurde. Es handelt sich um einen staubfreien, scharfkantigen Quarzsand, der werkmäßig getrocknet und verpackt, stets vom gleichen Hersteller bezogen wurde [36].

Das Körnungsband weist ihn als Mittel- bis Grobsand aus; ein ca. 95%iger Massenanteil besteht aus Körnern im Bereich 0,2mm bis 2,0mm Durchmesser.

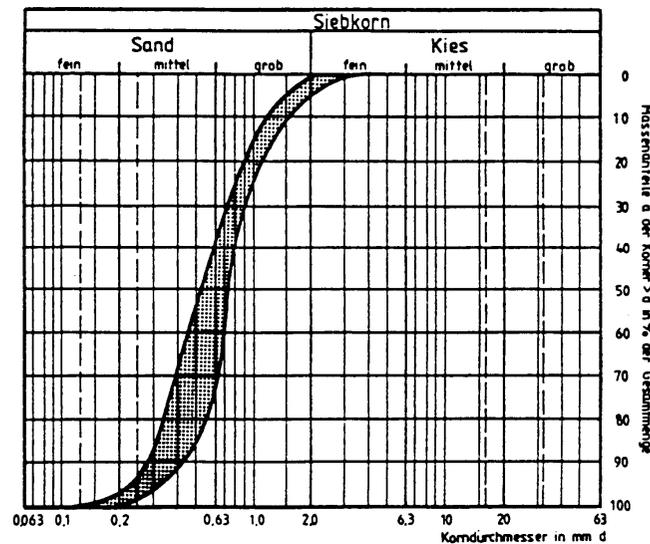


Abb. 5.1: Körnungsband des Versuchssandes [36]

Die Ergebnisse weiterer bodenmechanischer Standardversuche ergeben sich aus der Tabelle 5.2.

| | |
|--------------------|--|
| Kornwichte | $\gamma_S \approx 26,42 \pm 0,04 \text{ kN/m}^3$ |
| Lockerste Lagerung | $\max n \approx 0,443 \pm 0,006$ |
| Dichteste Lagerung | $\min n \approx 0,330 \pm 0,012$ |

Tab. 5.2: Ergebnisse der Standardversuche mit dem Versuchssand (vgl. [36])

Die Scherfestigkeit des trockenen Sandes wurde mit dem direkten Scherversuch bei Normalspannungen von $50 \leq \sigma \leq 200 \text{ kN/m}^2$ in Abhängigkeit von der Wichte ermittelt. In dem von NENDZA und NACKE [63] untersuchten Bereich von $15,4 \text{ kN/m}^3 \leq \gamma \leq 17,4 \text{ kN/m}^3$ kann mittels linearer Regression von ca. 50 Wertepaaren, welche die Scherversuche aus [63] und [36] umfassen, bei einem Korrelationskoeffizienten von 0,88 der Zusammenhang zwischen der Einbauwichte und dem Reibungswinkel folgendermaßen formuliert werden:

$$\frac{\phi'}{[\sigma]} \approx 3,9482 \cdot \frac{\gamma}{[\text{kN/m}^3]} - 23,492 \quad (\text{Gl. 5.2})$$

Als Restscherfestigkeit wurde nach [63] - unabhängig von der Einbaudichte - $\phi_r \approx 32,5^\circ$ experimentell festgestellt.

5.2.2. Versuchsbehälter

Der bereits von HAUBRICHS [36] verwendete Versuchsbehälter mit den lichten Maßen von $L \times B \times T = 1,00\text{m} \times 0,39\text{m} \times 0,29\text{m}$ besitzt Stahlwandungen mit umfassenden Stahlprofilen und ist in Relation zum Versuchsboden als unendlich starr einzustufen. Die Versuche waren so auf den Behälter abgestimmt, daß die Bruchfiguren nicht seinen Rand erreichten. Die Tiefe des Bodens unter den Fundamenten betrug 0,29m. Bei einer maximalen Fundamentabmessung von $b=0,09\text{m}$ betrug das Verhältnis T/b ca. 3,2, so daß nach DAS [14] kein Einfluß aus dem Stahlboden zu erwarten war.

5.2.3. Sandeinbau

Um einen möglichst homogenen und reproduzierbaren Sandeinbau zu gewährleisten, wurde die in Abb. 5.2 abgebildete Vorrichtung konstruiert, mit welcher der Sand aus einer einstellbaren Höhe durch Hin- und Herbewegung in den Versuchsbehälter eingerieselt werden konnte.

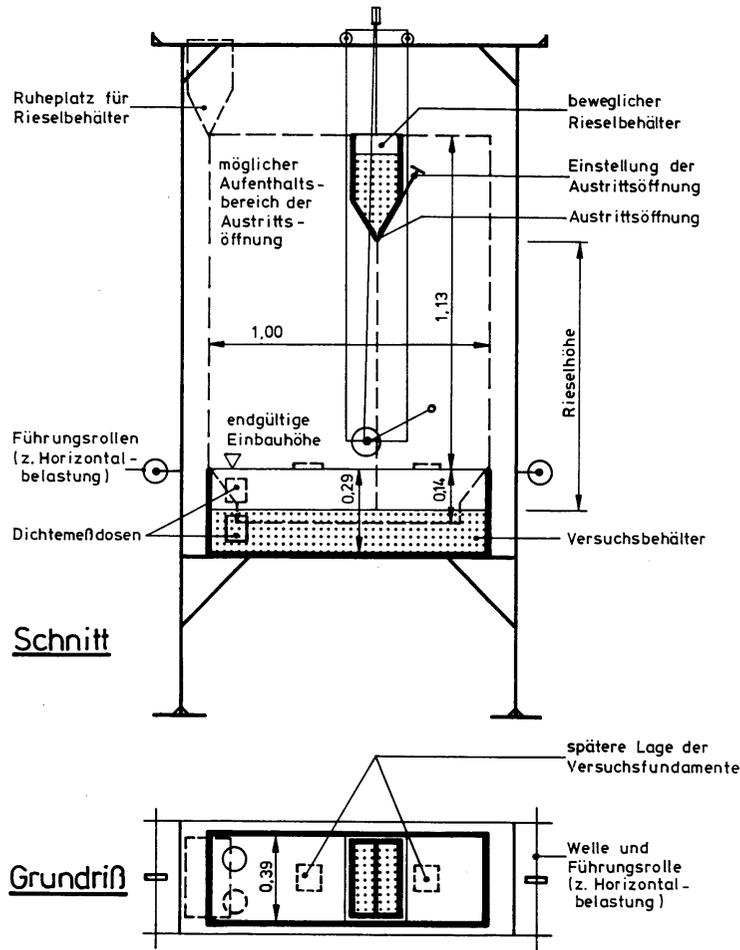


Abb. 5.2: Versuchsbehälter und Rieseleinrichtung Grundriß und Schnitt

Verschiedene Einbaudichten konnten bei einer konstanten Weite der Austrittsöffnung von ca. 6mm durch die variable Rieselhöhe erreicht werden. Die Vorschubgeschwindigkeit des Rieselbehälters betrug einheitlich ca. 1,1 m/s. Nach Beendigung des Rieselvorgangs wurde die Oberfläche durch Abstreichen mit einer Holzlatte geglättet.

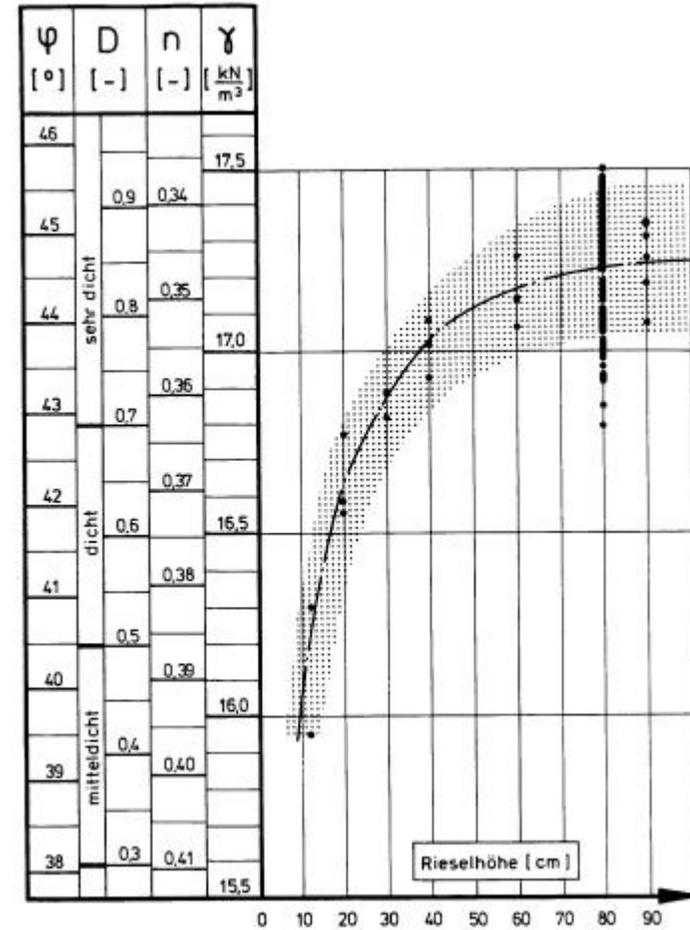


Abb. 5.3: Zusammenhang zwischen Rieselhöhe und Bodenkenwerten

Zur Kontrolle der Homogenität wurden zwei kreiszylindrische Dichtemeßdosen ($d/h=10\text{cm}/10\text{cm}$) in unterschiedlicher Höhe eingebaut. Die Einzelwerte dieser Messungen wichen innerhalb keiner Schüttung mehr als 1% von ihrem Mittelwert ab.

Abbildung 5.3 gibt den Zusammenhang zwischen der eingestellten Rieselhöhe und den daraus resultierenden Bodenkenngößen an. Ihr liegen die Werte aus den Standardversuchen nach Tabelle 5.2 und die Gleichung 5.2 zugrunde.

5.2.4. Modellfundamente

Die verwendeten Modellfundamente bestehen aus rechteckigen, praktisch starren, 10mm dicken Stahlplatten, welche an ihrer Oberseite zur Lasteinleitung Bohrungen enthalten. Die Unterseite ist dünn mit Versuchssand beklebt, so daß sie als sehr raue Sohle gelten kann.

Die Abmessungen der Versuchsfundamente sind der Tabelle 5.3 zu entnehmen.

| Fundament | b_1 | b_2 | h |
|-----------|--------|--------|--------|
| 1 | 0,09 m | 0,09 m | 0,01 m |
| 2 | 0,05 m | 0,10 m | 0,01 m |
| 3 | 0,05 m | 0,15 m | 0,01 m |
| 4 | 0,04 m | 0,20 m | 0,01 m |

Tab. 5.3: Abmessungen der Modellfundamente

5.2.5. Lasteinleitung

Gezielt lassen sich alle möglichen Lastkombinationen nur mit einer gelenkigen Kräfteinleitung realisieren. Die mittige oder ausmittige Vertikallast wurde über eine kugelgelagerte Traverse durch hängende Gewichtssteine erzeugt. Die Horizontallast entstand ebenfalls durch Aufbringung von Gewichtssteinen. Die Kraft wurde über eine Stahlschnur, die etwa in Höhe der Fundamentoberkante angriff, durch eine Rolle umgelenkt. Dabei entstandene, ungewollte Ausmitten mußten durch Ausgleichsgewichte neutralisiert werden.

Ausmittig angreifende Horizontallasten konnten zusammenwirkende Horizontallasten und Torsionsmomente erzeugen. Ebenfalls kraftgesteuert liefen rein torsionsartige Belastungen ab. Das Torsionsmoment wurde über ein Paar von Horizontalkräften aufgebracht, welche durch das Gewicht von zwei simultan mit Wasser gefüllten Eimern entstanden (vgl. HENNIG [37]).

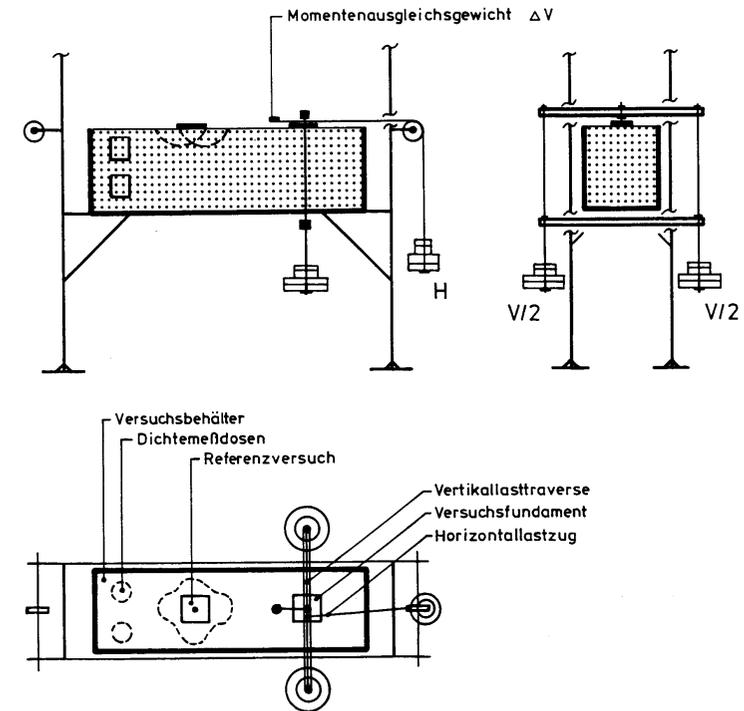


Abb. 5.4: Lasteinleitung in das Modellfundament für die Serien D, E, G, H und K, (analog dazu ohne Horizontallast: Serien A, B und C)

5.2.6. Versuchsablauf

Im Anschluß an den Sandeinbau wurde in der Mitte des Versuchsbehälters der Referenzversuch gefahren. Die Lastaufbringung des mittig vertikal beanspruchten Modellfundaments erfolgte dabei abgestuft, zunächst mit der Traverse (ca. 8kg), dann je nach zu erwartender Bruchlast mit einigen 20kg, 10kg, 5kg und schließlich mit 2,5kg Gewichtssteinen.

Die Setzungen wurden begleitend gemessen und bei deren Abklingen nach einigen Minuten die nächste Laststufe aufgebracht. Der Grundbruch, der sich durch stark zunehmende Setzungen ankündigte, machte sich durch Aufschlagen der Traverse deutlich bemerkbar.

Außerhalb vom Einflußbereich des Referenzversuches wurde daraufhin der eigentliche Versuch gefahren. Versuche mit rein vertikal belasteten Fundamenten (Serien A, B und C) liefen analog zum Referenzversuch ab. Bei geneigt oder torsionsartig belasteten Fundamenten wurde zunächst die planmäßige Vertikallast aufgebracht und anschließend das Ensemble aus Horizontallast und Torsionsmoment simultan bis zum Bruch gesteigert.

Eine Untersuchung verschiedener Lastpfade war entbehrlich; von GOTTARDI [28] war dieser Einfluß auf die Tragfähigkeit untersucht und für nicht signifikant befunden worden.

5.3. Versuchsauswertung

Im Vordergrund der Auswertung steht die Ermittlung von Bruchlasten. Bei den hier kraftgesteuert durchgeführten Versuchen ist also die Kraft gesucht, bei der das Fundament eine übermäßig große Setzung erfährt und praktisch unaufhaltsam in den Boden einsinkt.

5.3.1. Referenzversuche

Die bekanntlich mittig, rein vertikal belasteten Referenzversuche besitzen als maßgebliche Bewegungsform lediglich die in Richtung der Vertikallast auftretende Setzung. Diese wurde mit zwei Wegaufnehmern, welche an gegenüberliegenden Ecken des Fundamentes angebracht waren, nach jeder Laststufe gemessen und manuell festgehalten.

Repräsentativ für die Gesamtheit der Referenzversuche wird die Beziehung zwischen Vertikallast und Setzung für die Fundamente mit quadratischem Grundriß der Serie F - ergänzt durch einige nicht numerierte Vorversuche - aufgetragen und genauer untersucht.

Die Setzungsverläufe aus Abbildung 5.5 lassen sich in Abhängigkeit von der Einbauwichte grob in drei unterschiedliche Gruppen einteilen.

Der Versuch aus Gruppe (I), der bei mitteldichter Lagerung durchgeführt wurde, zeigte bereits bei Beginn der Belastung starke Setzungen, die auch bei weiter zunehmender Belastung kaum überproportional stark anwuchsen. Allerdings ergaben sich auch bei relativ geringen Lasten schon enorme Setzungen; der Versuch mußte bei Setzungen von ca. 20 mm wegen Ausfalls der Wegaufnehmer und einem langsamen Aufsetzen der Belastungstraverse abgebrochen werden.

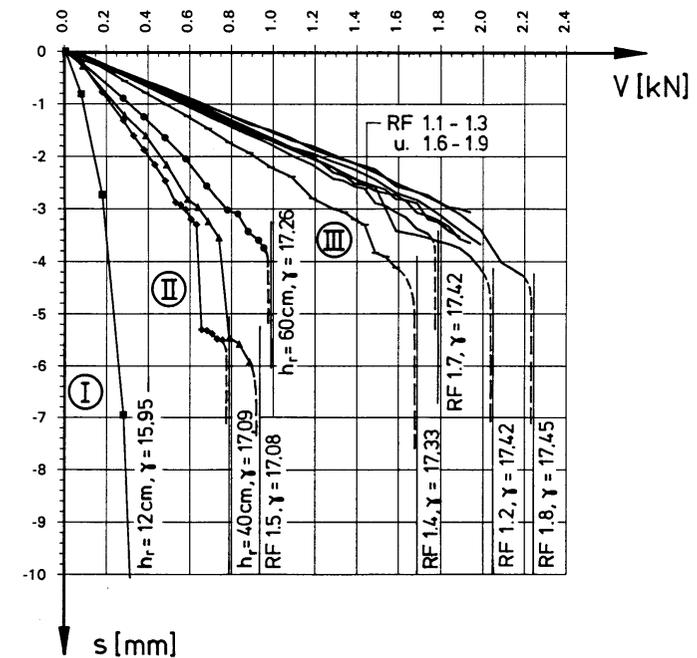


Abb. 5.5: Verlauf von Setzungen der Fundamente 9cm x 9cm unter Vertikallast bei verschiedenen Einbauwichten (dazu jeweils die Versuchsnummer des Referenzversuches bzw. die Rieselhöhe)

Der Untergrund mit Wichten von ca. $17,1 \text{ kN/m}^3$ und Lagerungsdichten von $D=0,8$, der in Gruppe (II) zusammengefaßten Versuche, verhält sich bereits wesentlich steifer als der von Gruppe (I). Dort ist beim Anwachsen der Vertikallast jedoch eine Laststufe zu erkennen, bei der die Setzungen deutlich überproportional zunehmen, danach wieder abklingen und schließlich wieder zunehmen. Dort weicht offenbar das Korngerüst zunächst aus, um sich unter Steigerung der Steifigkeit dann neu zu formieren.

Ein einheitliches Bild liefern die Setzungsverläufe aus der Gruppe (III), welche den Hauptanteil der Referenzversuche zur Serie F1 enthält. Diese Versuche wurden mit Einbauwichten von ca. $17,42 \text{ kN/m}^3$ und $D \approx 0,9$ durchgeführt. Dort nehmen die Setzungen zunächst kontinuierlich und proportional zur Belastung zu, um dann plötzlich - i.d.R. von einem Lastschritt zum anderen - rapide anzuwachsen. Dieser Setzungszuwachs, der im Gegensatz zu den vorherigen Setzungen fast unmittelbar nach Lastaufbringung eintrat, war mit einem Aufschlagen der Belastungstraverse verbunden. Weitere Setzungen

wurden so verhindert, die Last auf die Behälterwandung umgelagert und der kontrollierte Versuch automatisch beendet.

Eine Bestimmung der "Bruchlast" ist bei Versuchen der Gruppe (I) nicht möglich. Es handelt sich offensichtlich um das aus der Literatur [86], [4] bekannte, "punching shear failure" genannte Phänomen. Dabei ist ein schlagartiges Versagen des Untergrunds nicht zu beobachten. Bautechnisch gesehen handelt es sich um ein reines Setzungsproblem.

Schwierigkeiten bereitet die Bestimmung von Bruchlasten bei Versuchen aus der Gruppe (II). Dort sollte die erste Laststufe, die zu einem überproportionalen Anstieg der Setzungen führt, als Bruchlast definiert werden. Das Versagen wird als "local shear failure" [86] bezeichnet. Diese Gruppe bildet einen Übergang zur Gruppe (III).

Die zur Gruppe (III) gehörigen Referenzversuche der Serien A-K, zeichnen sich durch ein plötzlich eintretendes Versagen ("general shear failure" [86]) aus, wie es auch in den vergleichbaren Versuchen von HAUBRICHS [36] festgestellt wurde. Die Last nach der letzten Laststufe, die zum plötzlichen Anwachsen der Setzungen und zum Versagen des Untergrundes führt, wird hier als Bruchlast bezeichnet und zur Auswertung herangezogen. Die vorangegangene, noch getragene Last unterscheidet sich nur geringfügig von der so definierten Bruchlast und liegt innerhalb des natürlichen Streubereichs.

5.3.2. Eigentliche Versuche

Den eigentlichen Versuchen der Serien A-C liegen ebenfalls vertikale Belastungen zugrunde. Das Versagen des Untergrundes ergab sich analog zu den Referenzversuchen. An der Lasteinwirkung zu den Versuchen der Serien D-K waren Horizontallasten und Torsionsmomente beteiligt. Beim Aufbringen der Vertikallast folgten die Setzungslinien zunächst den Verläufen aus Abbildung 5.5. Bei der Einleitung von horizontalen Kräften konnten durch insgesamt sechs Wegaufnehmer alle Verschiebungen und Verdrehungen erfaßt werden.

Exemplarisch werden hier aus der Serie F1 die Setzungen und die Verdrehungen ω_3 in Abhängigkeit vom aufgetragenen Torsionsmoment wiedergegeben. Die bereits zuvor aus Vertikallast entstandenen Setzungen bleiben in der Abbildung 5.6 unberücksichtigt.

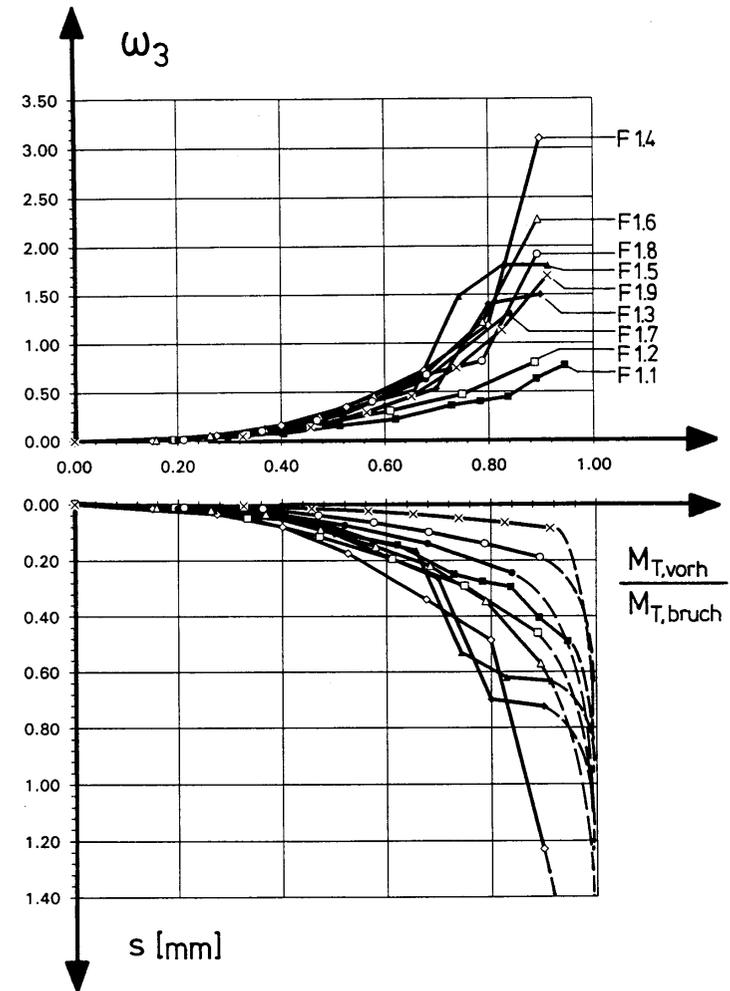


Abb. 5.6: Verlauf von Setzungen (s) und Torsionsverdrehungen (ω_3) aus den Versuchen der Serie F1 ($b_1=b_2=9\text{cm}$) nach Aufbringung der Vertikallast unter wachsendem Torsionsmoment

Bei zunehmendem Torsionsmoment nahmen sowohl die Setzungen als auch die Verdrehungen überproportional zu. Analog zu den Referenzversuchen versagte der Untergrund bei einer gewissen Laststufe - gekennzeichnet durch das Aufprallen der Traverse - schlagartig, so daß sich auch hier die Bruchlast klar definieren läßt.

Der Abminderungswert V_E , der den Einfluß der Fundamentform bzw. der Lastkombination wiedergibt, konnte nun nach Gleichung 5.1 aus den Vertikallasten des eigentlichen Versuchs und des Referenzversuchs bestimmt werden.

6. Fundamente ohne Einbindetiefe auf kohäsionslosen Böden

Von den drei Summanden der Grundbruchgleichung (Gl. 3.8) entfallen bei kohäsionslosem Boden und fehlender Einbindetiefe die beiden entsprechenden Terme und es verbleibt der erste, zur Fundamentseite korrespondierende Term. Weil auch die Grundbruchlast von Fundamenten mit Einbindetiefe oder auf kohäsiven Böden dem Einfluß der Fundamentbreite ausgesetzt ist, bildet die Festlegung dieses Terms die Grundlage der gesamten Grundbruchgleichung.

6.1. Rein vertikale Belastung

Für Fundamente ohne Einbindetiefe auf kohäsionslosem Boden soll zunächst der Einfluß aus dem Reibungswinkel φ , dem Seitenverhältnis s_2 und den dimensionslosen Ausmitten e_1 und e_2 untersucht werden.

Das zugehörige System aus Fundamentgeometrie und Lasteinwirkung ist der Abbildung 6.1 zu entnehmen.

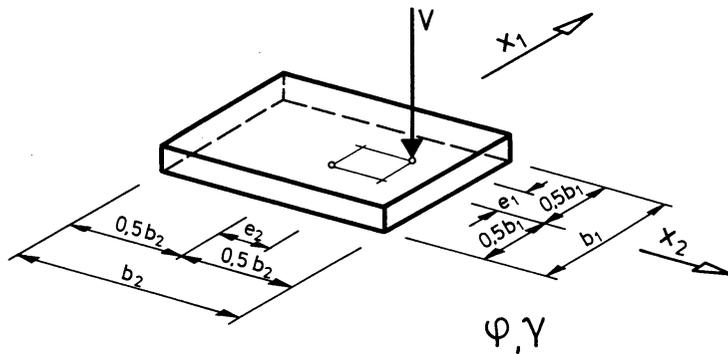


Abb. 6.1: Rein vertikal belastete Fundamente - Systembild

6.1.1. Streifenfundamente mit mittig vertikaler Belastung

Im Sonderfall des mittig vertikal belasteten Streifenfundamentes werden die Einflußgrößen s_{12} , e_1 und e_2 allesamt zu null. Es verbleibt als Einflußgröße auf die dimensionslose Vertikallast V' lediglich der Reibungswinkel φ . Der Zusammenhang zwischen V' und φ wird durch eine Funktion, den "Tragfähigkeitsbeiwert" N_{b0} wiedergegeben.

$$V' = f(\varphi) = N_{b0}(\varphi) \quad (\text{Gl. 6.1})$$

Überführt in dimensionsbehaftete Größen ergibt sich daraus der bekannte erste Term aus der traditionellen Grundbruchgleichung.

$$V = b_2 \cdot b_1^2 \cdot \gamma_2 \cdot N_{b0}(\varphi) \quad (\text{Gl. 6.2})$$

Da es sich um ein Problem mit ebenem Formänderungszustand handelt, können zur Festlegung der Funktion N_{b0} die aus der Literatur bekannten Lösungen auf Basis der Theorie idealer Plastizität herangezogen werden.

Tabelle 6.1 gibt diese Lösungen und deren Bedingungen verschiedener, zumeist numerischer Verfahren zur Bestimmung von N_{b0} wieder.

Alle aufgeführten Verfahren führen zu Kurvenverläufen, bei denen N_{b0} über φ in etwa exponentiell ansteigt. Einzelne Werte für N_{b0} weichen jedoch in ihrer Größenordnung signifikant voneinander ab.

Eine direkte, vergleichende Darstellung der Graphen ist auch mit logarithmischer Skalierung für N_{b0} (vgl. z. B. [48]) nicht sehr ergiebig. Zur Einstufung der verschiedenen Lösungen werden in Abbildung 6.2 deshalb alle Verläufe auf die Formulierung von N_{b0} nach DIN 4017 bezogen.

Unter Verwendung der REISSNERSchen Lösung für N_{b0} lautet diese Gleichung, welche in DIN 4017 MEYERHOF zugeschrieben wird:

$$N_{b0,DIN} = \left(e^{\pi \tan \varphi} \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} - 1 \right) \tan \varphi \quad (\text{Gl. 6.3})$$

| Berechnung von N_{b0} | Verfahren | Bemerkung |
|---------------------------|--------------------------------|--|
| STEENFELT [82] | Charakteristikenverfahren | Näherungsfunktion nach dem Verfahren von LUNDGREN und MORTENSEN [47], $\delta_s = \varphi$ |
| PREGL [68] | Charakteristikenverfahren | Einzelwerte [69] und Näherungsfunktion [67], berechnet nach dem Verfahren von SOKOLOVSKI [81], $\delta_s = \varphi$ |
| SMOLTZYK in WEISS [93] | Charakteristikenverfahren | Einzelwerte nach dem Verfahren von SMOLTZYK [80], $\delta_s = \varphi$ |
| VOLLENWEIDER [88] | Kinematisches Verfahren | Verfahren nach VOLLENWEIDER [87], $v = \varphi$, Kinematik gem. Abb. 4.4 |
| WEISSMANN [95] | Grenzwertgleichgewichtsmethode | KEM nach GUSSMANN [32], Berechnung mit dem Programm K2SOIL von GUS SMANN [33], $v = 0$, 8 seriell angeordnete Elemente |
| LÖFFLER [46] | Grenzwertgleichgewichtsmethode | KEM nach GUSSMANN [32], Berechnung mit dem Programm K2SOIL von GUSSMANN [33], $v = 0$, 12 Elemente (4 seriell mal 3 parallel angeordnet) |
| SCHWEDLER [78] | Grenzwertgleichgewichtsmethode | Der nicht variierte Bruchmechanismus besteht aus einer unter ϑ_a geneigten RANKINE-Zone und einer knicklos anschließenden logarithmischen Spirale, die bis zur Geländeoberfläche reicht. |
| BUSMAN [10] und RAES [70] | Grenzwertgleichgewichtsmethode | Der nicht variierte Bruchmechanismus ist mit der entsprechenden Bruchfigur nach PRANDTL für $\gamma = 0$ identisch. |
| DIN 4017 | | Näherungsformel nach MEYERHOF, vgl. auch: VESIC [86] |
| TGL 11/464 nach FUNK [22] | | Näherungsformel nach OHDE [64] |

Tab. 6.1: Berechnung des Tragfähigkeitsbeiwerts N_{b0} nach verschiedenen Verfahren

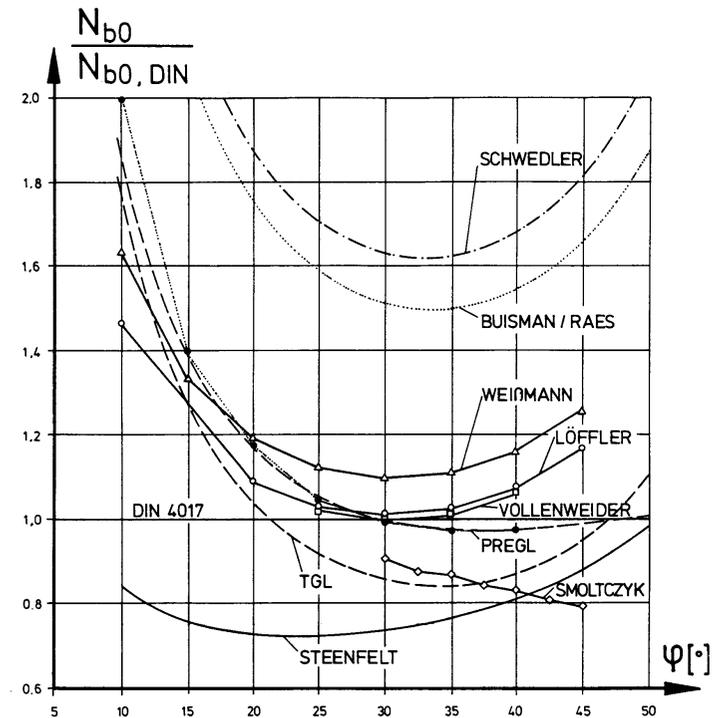


Abb. 6.2: Abhängigkeit des Tragfähigkeitsbeiwerts N_{b0} von φ . Vergleich verschiedener Berechnungsverfahren mit dem Tragfähigkeitsbeiwert N_{b0} nach DIN 4017

Die Verläufe zeigen, daß die Lösungen von SCHWEDLER und BUSMAN / RAES weit über allen anderen liegen und nur noch von historischem Interesse sind.

Die theoretisch richtige Lösung darf nicht höher sein als die niedrigste, mit einem Kinematischen Verfahren erzielte Lösung und sollte die Lösungen nach den Charakteristikenverfahren nicht unterschreiten.

Für $\varphi \geq 30^\circ$ entspricht der Verlauf nach DIN 4017 geradezu ideal diesen Bedingungen; bei kleineren Reibungswinkeln liegt die Kurve nach DIN 4017 zumindest unterhalb des Kinematischen Verfahrens nach VOLLENWEIDER und den KEM-Berechnungen. Die Werte nach PREGLs Charakteristikenverfahren liegen dort sogar auf der unsicheren Seite. Angesichts dieser Ungewißheit erscheint die konservative Beschreibung von N_{b0} nach MEYERHOFs Gleichung 6.3 im Bereich $\varphi < 30^\circ$ durchaus akzeptabel.

Von allen vorgegebenen Kurven ist tatsächlich die Formulierung des Tragfähigkeitsbeiwerts N_{b0} , die in der DIN 4017 verwendet wird, die beste - dies nicht zuletzt deswegen, weil sie auch mathematisch sehr einfach zu handhaben ist.

Weiterhin unterstützen auch die von der DEGEBO durchgeführten, großmaßstäblichen Versuche [55], [57] die von MEYERHOF aufgestellte Gleichung 6.3, so daß sie derzeit als die beste Lösung zu gelten hat.

6.1.2. Rechteckfundamente mit mittig vertikaler Belastung

Die Berechnung der Grundbruchlast von Rechteckfundamenten, welche als Spezialfall das Streifenfundament enthalten, kann aus diesem durch die Erweiterung um den Parameter s_{12} , dem Seitenverhältnis, entwickelt werden. Unter Verwendung des Tragfähigkeitsbeiwerts N_{b0} nach Gleichung 6.3 kann der sogenannte "Formbeiwert" v_b folgendermaßen definiert werden.

$$V' = f(\varphi, s_{12}) = N_{b0}(\varphi) \cdot v_b(s_{12}, \varphi) \quad (\text{Gl. 6.4})$$

Er kann neben dem primären, wahrscheinlich bestimmenden Einfluß des Seitenverhältnisses noch einen Resteinfluß vom Reibungswinkel besitzen.

Da in Gleichung 6.4 auch der Spezialfall "Streifenfundament" für $s_{12} = 0$ enthalten sein soll, folgt mit Gleichung 6.1:

$$v_b(s_{12}, \varphi) = 1 \text{ für } s_{12} = 0 \quad (\text{Gl. 6.5})$$

Eine weitere Einschränkung erfahren mögliche Formulierungen für den Formbeiwert durch die notwendige Invarianz der Bruchlast gegenüber der Lage des Koordinatensystems.

Sie hat zur Folge, daß sich durch Vertauschung der Seiten b und b_2 aus Gleichung 6.6a die Bruchlast V nicht ändern darf.

$$V = b_2 \cdot b_1^2 \cdot \gamma_2 \cdot N_{b0}(\varphi) \cdot v_b\left(\frac{b_1}{b_2}, \varphi\right) \quad (\text{Gl. 6.6a})$$

$$V = b_1 \cdot b_2^2 \cdot \gamma_2 \cdot N_{b0}(\varphi) \cdot v_b\left(\frac{b_2}{b_1}, \varphi\right) \quad (\text{Gl. 6.6b})$$

Die Vertauschung wurde in Gleichung 6.6b realisiert. Durch Gleichsetzen dieser beiden Gleichungen und elementare mathematische Umformungen erhält man:

$$s_{12} \cdot v_b(s_{12}, \varphi) = v_b\left(\frac{1}{s_{12}}, \varphi\right) \quad (\text{Gl. 6.7})$$

Wenn der Formbeiwert diese Gleichung erfüllt, sind b_1 und b_2 - wie aus Gl. 6.6a und Gl. 6.6b ersichtlich - vertauschbar, d. h. es ist auch gleichgültig, ob man die größere oder die kleinere Seite mit b_1 bzw. b_2 bezeichnet.

| Versuche | Boden | Fundamentfläche |
|---------------------------------------|--|--|
| BIERNATOWSKI u.a. [5] | Mittelsand | Rechtecke mit Flächeninhalt von 225 bis 400 cm ² |
| DE BEER [3] | Feinsand | Quadrate mit 13,5 cm Seitenlänge, Rechtecke mit kleinerer Seite von 3,8 cm |
| FEDA [20] | Mittelsand | Rechtecke mit kleinerer Seitenlänge von 4,8 cm |
| LAUMEIER [44] | Mittel- bis Grobsand | Rechtecke mit kleineren Seitenlängen von 3, 6 und 9 cm |
| MEISCHEIDER [49] vgl. NAUJOKS [61] | Sand | Rechtecke mit Flächeninhalt von 400 bis 1600 cm ² |
| MEYERHOF [51] vgl. DÖRKEN [15] | Mittelsand, lockere und dichte Lagerung | Rechtecke mit kleinerer Seitenlänge von 2,54 cm |
| SALDEN [74] | Sand | Rechtecke mit kleinerer Seitenlänge von 12 cm |
| WEISS [91] | mitteldichter Sand (Grundwasser bis zur Sohle) | Rechtecke mit kleinerer Seitenlänge von 50 cm |

Tab. 6.2: Versuche zur Bestimmung des Formbeiwerts v_b aufstellung

Zur endgültigen Festlegung von v_b können sowohl die aus der Literatur bekannten als auch die eigenen Versuche herangezogen werden.

Da Streifenfundamente in der Regel nicht zu den einschlägigen Versuchsprogrammen gehören, bietet es sich an, wie bereits von MUHS [55] vorgeschlagen, die Bruchlast von Rechteckfundamenten auf entsprechende Bruchlasten von Quadratfundamenten zu beziehen.

Abbildung 6.3 gibt in Zusammenhang mit Tabelle 6.2 aus der Literatur bekannte Untersuchungsergebnisse zum Formbeiwert wieder. Sie werden verglichen mit den Ansätzen für den Formbeiwert nach DIN 4017 sowie einem Ansatz von CAQUOT (vgl. [92]), der auch der französischen Norm DTU (vgl. [48]) zugrundeliegt.

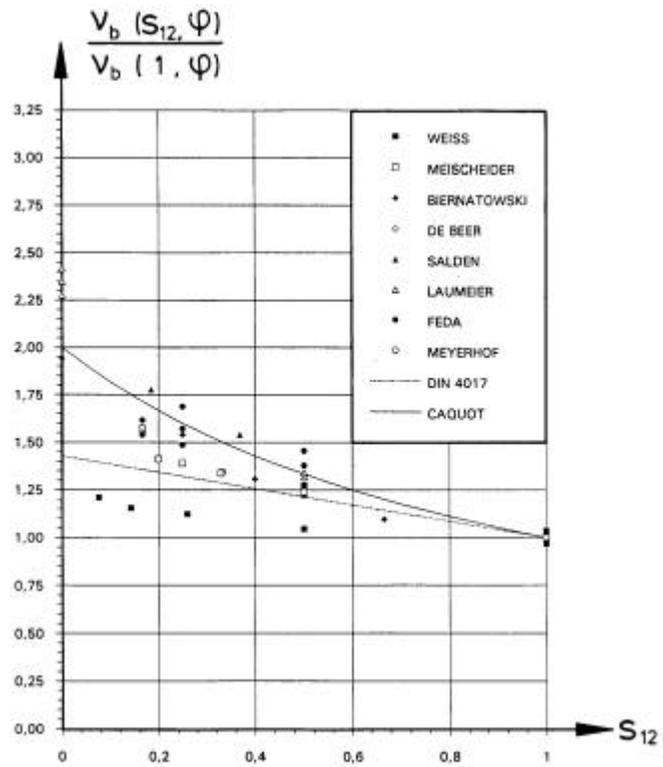


Abb. 6.3: Versuche zur Bestimmung des Formbeiwerts η_b , Graphische Darstellung

| Versuch [Nr.] | γ [kN/m ²] | s_{12} [-] | $\frac{v_b(s_{12}, \varphi)}{v_b(1, \varphi)}$ [-] |
|------------------|----------------------------------|-----------------|---|
| A 1.1 | 17.19 | 0.200 | 1.537 |
| A 1.2 | 17.44 | 0.200 | 2.024 |
| A 2.1 | 16.77 | 0.333 | 1.249 |
| A 2.2 | 17.06 | 0.333 | 1.649 |
| A 2.3 | 17.08 | 0.333 | 1.448 |
| A 2.4 | 17.18 | 0.333 | 1.271 |
| A 2.5 | 17.39 | 0.333 | 1.618 |
| A 2.6 | 17.41 | 0.333 | 1.493 |
| A 2.7 | 17.44 | 0.333 | 1.519 |
| A 3.1 | 16.59 | 0.500 | 1.324 |
| A 3.2 | 17.09 | 0.500 | 1.413 |
| A 3.3 | 17.26 | 0.500 | 1.385 |
| A 3.4 | 17.26 | 0.500 | 1.460 |

Tab. 6.3: Eigene Versuche zur Bestimmung des Formbeiwertes η_b , Aufstellung

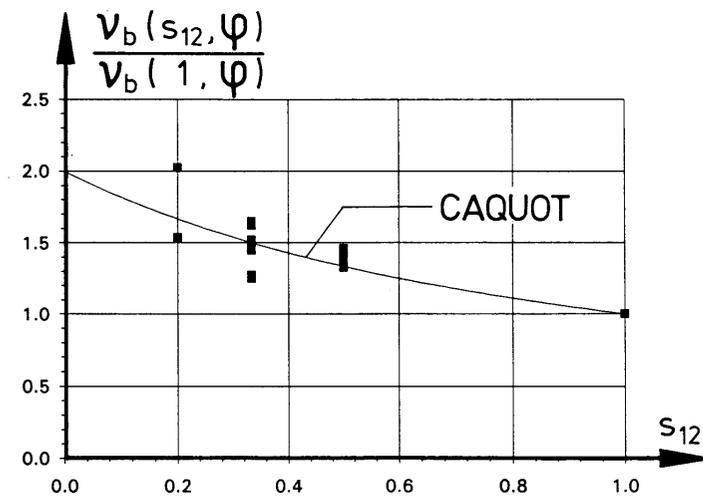


Abb. 6.4: Eigene Versuche zur Bestimmung des Formbeiwertes η_b , Graphische Darstellung

Die eigenen wie auch die aus der Literatur entnommenen Versuche zeigen bis auf die von WEISS [91] veröffentlichten Großversuche ein relativ einheitliches Bild. Nahezu alle Versuche liegen im Bereich zwischen den Kurven der DIN 4017 und dem CAQUOTSchen Ansatz. Wenn auch die Extrapolation hin zum Streifenfundament $s_{12} \rightarrow 0$ naturgemäß gewagt erscheint, so entspricht doch der CAQUOTSche Ansatz insbesondere meinen Versuchen wesentlich besser.

Die Abhängigkeit von φ konnte bei den eigenen Versuchen nur durch eine Variation der Einbauwichte untersucht werden. Tabelle 6.3 ist zu entnehmen, daß weniger dichte Lagerungen den Einfluß des Seitenverhältnisses tendenziell eher abschwächen. Dieses wurde auch von FEDA [20] festgestellt. In diesem Fall liegt der CAQUOTSche Ansatz auf der sicheren Seite, wobei der Nachweis der Grundbruchsicherheit für die Bemessung des Fundamentes, da es sich eher um ein Setzungsproblem handelt, wahrscheinlich nicht einmal maßgeblich ist.

Als eine einfache und die Versuchsergebnisse recht gut beschreibende Formel kann der in Gleichung 6.8 ausgedrückte Ansatz von CAQUOT als Formbeiwert v_b in die Grundbruchgleichung eingeführt werden, da er - wie sich leicht nachweisen läßt - den Bedingungen aus den Gleichungen 6.5 und 6.7 genügt.

$$v_b = \frac{1}{1 + \frac{b_1}{b_2}} = \frac{1}{1 + s_{12}} \quad (\text{Gl. 6.8})$$

Mit diesem Formbeiwert liefert die Grundbruchgleichung eine Bruchlast, die unabhängig von der Bezeichnung der beiden Seitenlängen mit b_1 oder b_2 ist und damit invariant bezüglich der Lage des Koordinatensystems bleibt.

6.1.3. Einachsige ausmittige vertikale Belastung

Den Fall des mittig vertikal belasteten Streifenfundamentes erweiternd, soll jetzt als weiterer Eingangsparameter die einachsige dimensionslose Ausmitte ε_1 eingeführt werden. Die andere Ausmitte ε_2 verbleibt zu null.

Der Einfluß der beiden Ausmitten soll über einen Abminderungsfaktor μ_b in die Bruchlastbestimmung eingehen, welcher primär von den beiden Ausmitten ε_1 und ε_2 abhängt. Die Abhängigkeit vom Seitenverhältnis wird als sekundär erachtet aber dennoch untersucht; diejenige vom Reibungswinkel jedoch in den Versuchen als eher vernachlässigbar eingestuft.

Der Ausmittenbeiwert μ_b läßt sich folgendermaßen einführen:

$$V' = f(\varphi, s_{12}, \varepsilon_1, \varepsilon_2) = N_{b0}(\varphi) \cdot v_b(s_{12}, \varphi) \cdot \mu_b(\varepsilon_1, \varepsilon_2, s_{12}, \varphi) \quad (\text{Gl. 6.9})$$

Bei einachsiger Ausmitte in x_1 -Richtung ist dann folgender Zusammenhang experimentell zu untersuchen:

$$\mu_b = f(\varepsilon_1, s_{12}, \varphi) \approx f(\varepsilon_1, s_{12}) \quad (\text{Gl. 6.10})$$

Das Versuchsprogramm kann aus Gründen der Symmetrie auf positive ε_1 beschränkt bleiben. Das Vorzeichen von ε_1 darf auf μ_b jedoch keinen Einfluß ausüben. Es können aus der Literatur entnommene sowie eigene Versuche zur Bestimmung herangezogen werden.

| Versuche | Boden | Fundamentfläche |
|--|---|--|
| DAS [14] | Sand | Rechtecke 10,2 cm x 30,5 cm |
| EASTWOOD [19] | Sand | Rechtecke mit größerer Seitenlänge von 45,7 cm |
| GIRAUDET [26] | Feinsand (trocken) | Rechtecke 40 cm x 140 cm |
| MEYERHOF [51] | Mittelsand in lockerer und dichter Lagerung | Rechtecke mit kleinerer Seitenlänge von 2,54 cm |
| RAMELOT und VANDERPERRE vgl. DÖRKEN [15] | Sand (trocken) | Quadrate mit Seitenlängen von 20, 30 und 40 cm |
| SCHULTZE vgl. DÖRKEN [15] | Sand (teilweise trocken, teilweise unter Wasser stehend) | Rechtecke 30 cm x 60 cm |

Tab. 6.4: Versuche zur Bestimmung des Ausmittenbeiwertes μ_b
Aufstellung

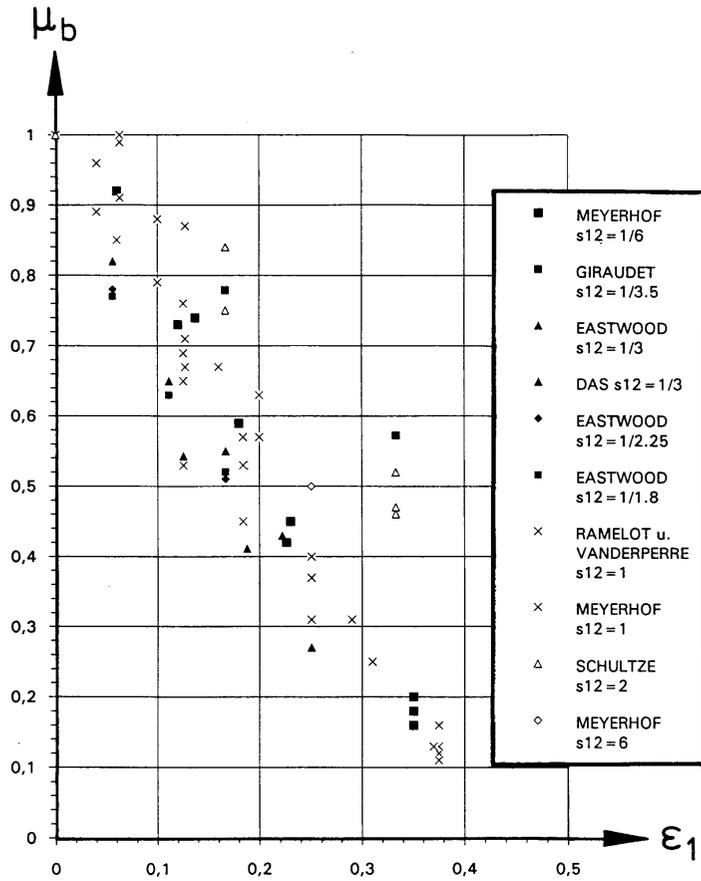


Abb. 6.5: Versuche zur Bestimmung des Ausmittenbeiwertes μ_b in Abhängigkeit von bezogener Ausmitte und Seitenverhältnis Graphische Darstellung

| Versuch [Nr.] | s_{12} [-] | ϵ_1 [-] | V_E [-] |
|---------------|--------------|------------------|-----------|
| B 1.1 | 0.333 | 0.164 | 0.542 |
| B 1.2 | 0.333 | 0.164 | 0.574 |
| B 1.3 | 0.333 | 0.326 | 0.132 |
| B 2.1 | 1.000 | 0.166 | 0.547 |
| B 2.2 | 1.000 | 0.248 | 0.374 |
| B 2.3 | 1.000 | 0.248 | 0.323 |
| B 2.4 | 1.000 | 0.328 | 0.272 |
| B 3.1 | 3.000 | 0.083 | 0.711 |
| B 3.2 | 3.000 | 0.083 | 0.781 |
| B 3.3 | 3.000 | 0.083 | 0.926 |
| B 3.4 | 3.000 | 0.165 | 0.447 |
| B 3.5 | 3.000 | 0.165 | 0.780 |
| B 3.6 | 3.000 | 0.327 | 0.320 |
| B 4.1 | 5.000 | 0.124 | 0.603 |
| B 4.2 | 5.000 | 0.246 | 0.458 |
| B 4.3 | 5.000 | 0.248 | 0.406 |
| B 4.4 | 5.000 | 0.329 | 0.281 |

Tab. 6.5: Eigene Versuche zur Bestimmung des Ausmittenbeiwertes μ_b Aufstellung

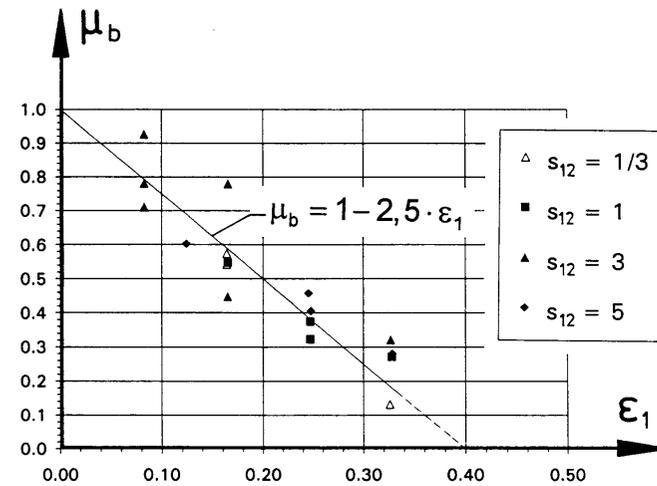


Abb. 6.6: Eigene Versuche zur Bestimmung des Ausmittenbeiwertes μ_b Graphische Darstellung

Den eigenen wie den Versuchen aus der Literatur ist eine große Streuung der Ergebnisse gemein. Der Einfluß der Ausmitte ϵ_1 ist jedoch deutlich ersichtlich, w ohingegen das Seitenverhältnis als Einflußparameter kaum zu erkennen ist.

Im Bereich von $|\epsilon_1| \leq \frac{1}{3}$, kann für die einachsige Ausmitte μ_b mit hinreichender Genauigkeit formuliert werden:

$$\mu_b = 1 - 2,5 \cdot |\epsilon_1| \quad (\text{Gl. 6.11})$$

Um klaffende Fugen zu vermeiden, sind größere Ausmitten als die mit Gleichung 6.11 zutreffend erfaßten nach DIN 1054 ohnehin nicht zugelassen.

6.1.4. Zweiachsig ausmittig vertikale Belastung

Das Versuchsprogramm zur Bestimmung des Einflusses aus zweiachsiger Ausmitte läßt sich aus Gleichung 6.9 gewinnen. Unter Vernachlässigung des Reibungswinkels, jedoch unter Berücksichtigung des sekundären Einflusses aus dem Seitenverhältnis ergibt sich:

$$\mu_b = f(\epsilon_1, \epsilon_2, s_{12}, \varphi) \approx f(\epsilon_1, \epsilon_2, s_{12}) \quad (\text{Gl. 6.12})$$

Die in Abbildung 6.7 dargestellten Versuchsergebnisse sind mit Isolinien für einen Ansatz von μ_b nach Gleichung 6.13 unterlegt. Dieser Ansatz entspricht einer Multiplikation der zwei Abminderungen aus einachsiger Ausmitte.

$$\mu_b = (1 - 2,5 \cdot |\epsilon_1|) \cdot (1 - 2,5 \cdot |\epsilon_2|) \quad (\text{Gl. 6.13})$$

| Versuch [Nr.] | s_{12} [-] | ϵ_1 [-] | ϵ_2 [-] | V_E [-] |
|---------------|--------------|------------------|------------------|-----------|
| C 1.1 | 1.000 | 0.165 | 0.165 | 0.370 |
| C 1.2 | 1.000 | 0.165 | 0.165 | 0.344 |
| C 1.3 | 1.000 | 0.323 | 0.162 | 0.208 |
| C 1.4 | 1.000 | 0.314 | 0.314 | 0.095 |
| C 2.1 | 0.333 | 0.164 | 0.165 | 0.301 |
| C 2.2 | 0.333 | 0.328 | 0.081 | 0.167 |
| C 2.3 | 0.333 | 0.164 | 0.320 | 0.363 |
| C 2.4 | 0.333 | 0.298 | 0.297 | 0.065 |

Tab. 6.6: Eigene Versuche zur Bestimmung des Ausmittenbeiwertes μ_b bei zweiachsiger Ausmitte - Aufstellung

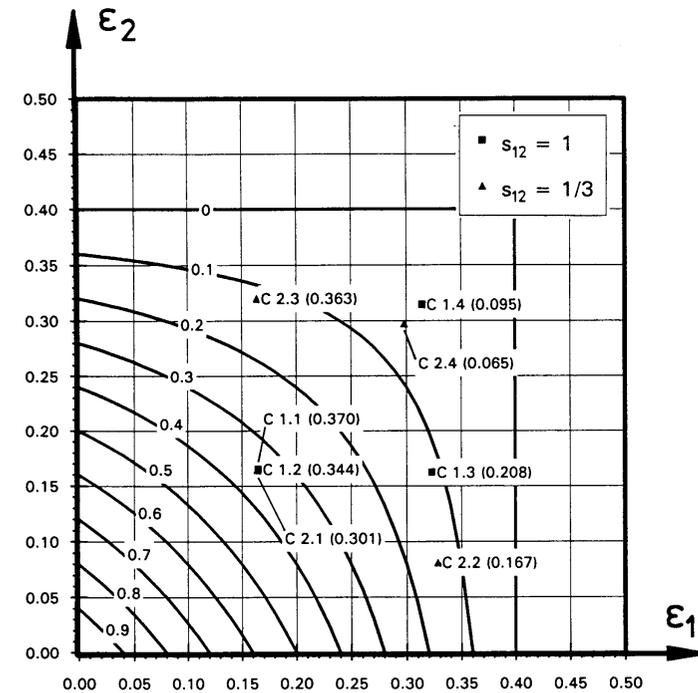


Abb. 6.7: Eigene Versuche zur Bestimmung des Ausmittenbeiwertes μ_b bei zweiachsiger Ausmitte - Graphische Darstellung Vergleich mit Isolinien nach Gl. 6.13

Die Abbildung zeigt, daß das Seitenverhältnis tatsächlich nicht von bestimmendem Einfluß auf die Bruchlast ist und die angesetzte Funktion nach Gleichung 6.13 den tatsächlichen Einfluß der Ausmitte relativ gut widerspiegelt.

Die Gültigkeit von Gleichung 6.13 sollte ähnlich wie bei einachsigen Ausmitten auf Werte von $\epsilon = \sqrt{\epsilon_1^2 + \epsilon_2^2} \leq \frac{1}{3}$ beschränkt bleiben.

6.2. Torsionslos geneigte Belastung

Zusätzlich zu der ausmittig wirkenden Vertikallast sollen im folgenden zwei mittig, in Richtung der Koordinatenachsen wirkende Horizontallasten in die Überlegung mit einbezogen werden. Die gesamte Lasteinwirkung ist in der Abbildung 6.8 als Systembild wiedergegeben.

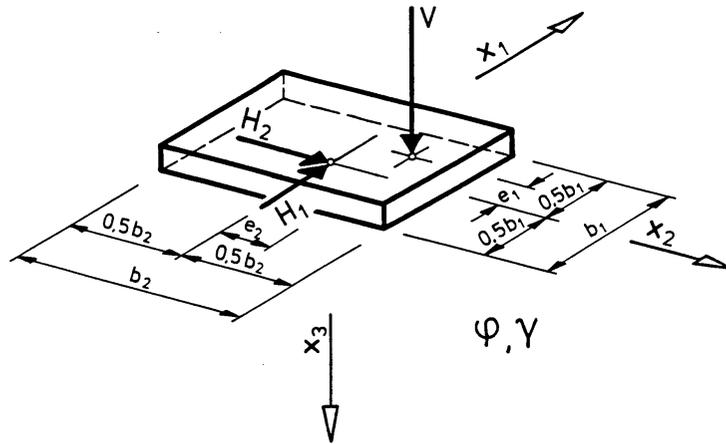


Abb. 6.8: Torsionslos geneigt belastete Fundamente - Systembild

Der Einfluß aus der Lastneigung soll über den sogenannten "Lastneigungsbeiwert" κ_b erfaßt werden. Bei mittig vertikaler Belastung wird er folgendermaßen definiert:

$$V' = f\left(\varphi, s_{12}, \frac{H_1}{V}, \frac{H_2}{V}\right) = N_{b0}(\varphi) \cdot v_b(s_{12}, \varphi) \cdot \kappa_b\left(\frac{H_1}{V}, \frac{H_2}{V}, s_{12}, \varphi\right) \quad (Gl. 6.14)$$

Er hängt ab von den beiden Lastneigungen, dem Seitenverhältnis und vom Reibungswinkel. Für ausmittig vertikale Belastung ist zu überprüfen, ob eine Multiplikation von μ_b und κ_b zulässig ist.

6.2.1. Torsionslos seitenparallel geneigte und mittig vertikale Belastung

Im Sonderfall der seitenparallelen Horizontallast kann eine der beiden Horizontallasten - hier H_2 - entfallen. Für Streifenfundamente ($s_{12}=0$) lassen sich dann Lösungen nach der Plastizitätstheorie für die Festlegung des Beiwertes κ_b zitieren.

Für den Fall $\varphi=30^\circ$ zeigt sich aus der Abbildung 6.9, daß - unabhängig von der Art und Güte des Verfahrens - die Verläufe von κ_b fast deckungsgleich sind.

| Berechnung von κ_b | Verfahren | Bemerkung |
|--|--------------------------------|--|
| PREGL [68] | Charakteristikenverfahren | Einzelwerte [69] nach dem Verfahren von SOKOLOVSKI [81], $\delta_s = \varphi$ |
| ODGAARD vgl. BRINCH HANSEN [7] | Charakteristikenverfahren | Graphische Darstellung auf Basis des Verfahrens von LUNDGREN und MORTENSEN [47], $\delta_s = \varphi$ |
| SMOLT CZYK / WEISS vgl. MUHS u. WEISS [59] | Charakteristikenverfahren | Einzelwerte auf Basis des Verfahrens von SMOLT CZYK [80], $\delta_s = \varphi$ |
| SCHULTZE [76] vgl. auch MUHS u. WEISS [59] | Grenzwertgleichgewichtsmethode | Bruchmechanismus entspricht dem nach BUISMAN / RAES für den gewichtslosen Boden |
| LÖFFLER [27] | Grenzwertgleichgewichtsmethode | KEM nach GUSSMANN [32], Berechnung mit dem Programm K2SOIL von GUSSMANN [33], $v = 0,8$ Elemente (4 seriell mal 2 parallel angeordnet) |

Tab. 6.7: Lastneigungsbeiwert κ_b für das Streifenfundament nach verschiedenen theoretischen Berechnungsverfahren
Aufstellung

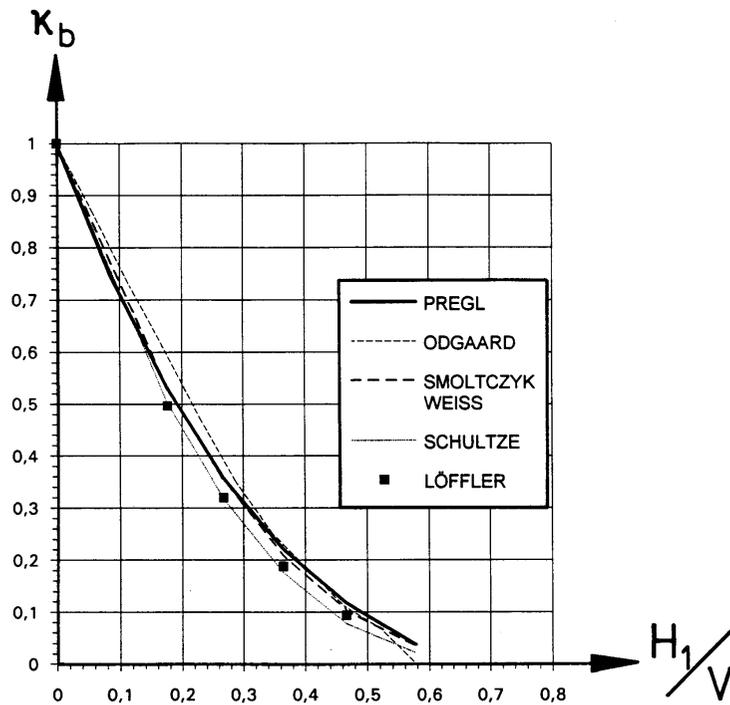


Abb. 6.9: Lastneigungsbeiwert κ_b für das Streifenfundament nach verschiedenen theoretischen Berechnungsverfahren für $j=30^\circ$
Graphische Darstellung

Der Einfluß des Seitenverhältnisses auf κ_b kann nur mit Versuchen erkundet werden. In Abbildung 6.10 sind die wichtigsten, aus der Literatur bekannten Versuche wiedergegeben. Es zeigt sich der dominierende Einfluß der Lastneigung H_1/V und ein merkbarer Einfluß des Seitenverhältnisses. Bei großen Seitenverhältnissen, also Horizontallasten in Richtung der größeren Seite, ist die Abminderung infolge H_1/V nicht ganz so stark wie bei kleinen Seitenverhältnissen. Den entscheidenden Anteil an diesem Bild liefern jedoch die Versuche von RICCERI und SIMONINI, die leider allesamt nur mit einem Seitenverhältnis von 5 durchgeführt wurden.

| Versuche | Boden | Fundamentfläche |
|--------------------------|-------------------------------------|------------------------------------|
| LEBÈGUE [45] | Sande | 6 cm x 20 cm und 20 cm x 100 cm |
| HANNA u. MEYERHOF [35] | locker und dicht gelagerter Sand | 5 cm x 20,3 cm |
| MEYERHOF [51] | dicht gelagerter Sand | 2,54 cm x 15,24 cm |
| GOTTARDI [29], [28] | Sand | 10 cm x 50 cm |
| MUHS u. WEISS [59] | Sand | 100 cm x 300 cm |
| GIRAUDET [26] | Feinsand | 40 cm x 140 cm |
| MEYERHOF [53] | dicht gelagerter Sand | 2,54 cm x 12,70 cm |
| RICCERI u. SIMONINI [73] | Sand | 10 cm x 50 cm |

Tab. 6.8: Versuche zur Bestimmung des Lastneigungsbeiwerts κ_b in Abhängigkeit von Lastneigung und Seitenverhältnis
Aufstellung

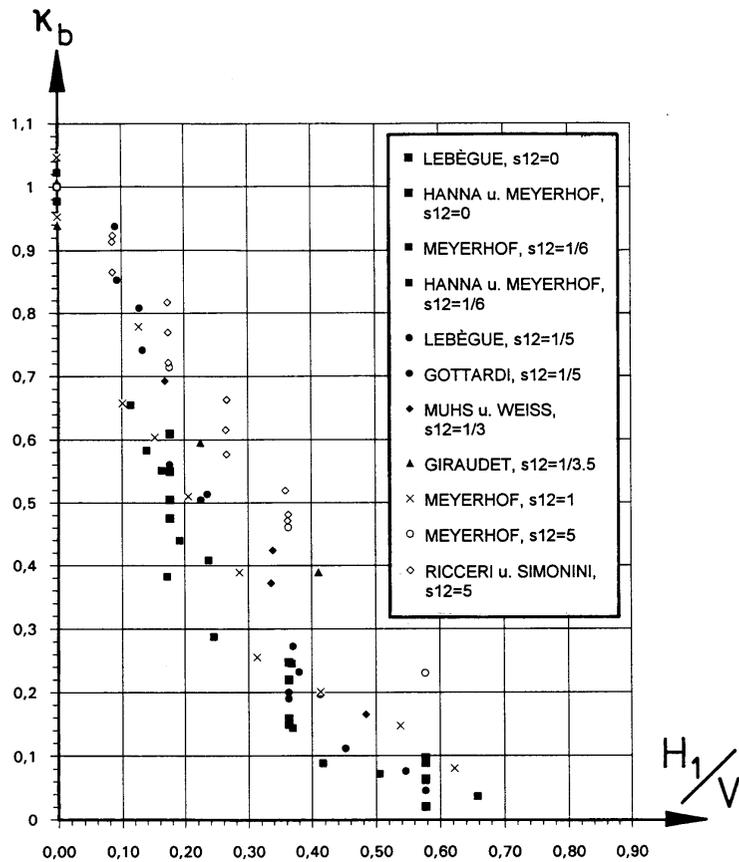


Abb. 6.10: Versuche zur Bestimmung des Lastneigungsbeiwerts κ_b in Abhängigkeit von Lastneigung und Seitenverhältnis
Graphische Darstellung

| Versuch [Nr.] | s_{12} [-] | H_1/V [-] | V_E [-] |
|------------------|-----------------|----------------|--------------|
| D 1.1 | 0.333 | 0.080 | 0.800 |
| D 1.2 | 0.333 | 0.228 | 0.507 |
| D 2.1 | 1.000 | 0.141 | 0.804 |
| D 2.2 | 1.000 | 0.142 | 0.647 |
| D 2.3 | 1.000 | 0.224 | 0.511 |
| D 2.4 | 1.000 | 0.288 | 0.400 |
| D 2.5 | 1.000 | 0.301 | 0.324 |
| D 2.6 | 1.000 | 0.376 | 0.251 |
| D 3.1 | 3.000 | 0.088 | 0.895 |
| D 3.2 | 3.000 | 0.241 | 0.505 |
| D 3.3 | 3.000 | 0.257 | 0.599 |
| D 3.4 | 3.000 | 0.302 | 0.391 |
| D 3.5 | 3.000 | 0.303 | 0.409 |
| D 3.6 | 3.000 | 0.439 | 0.208 |
| D 4.1 | 5.000 | 0.105 | 0.794 |
| D 4.2 | 5.000 | 0.287 | 0.510 |
| D 4.3 | 5.000 | 0.385 | 0.452 |

Tab. 6.9: Eigene Versuche zur Bestimmung des Lastneigungsbeiwerts κ_b mit seitenparalleler Horizontallast
Aufstellung

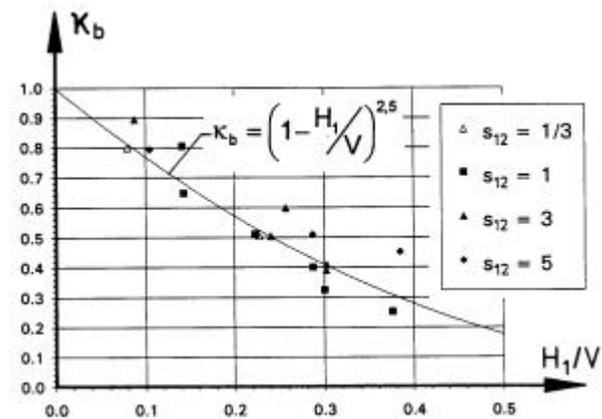


Abb. 6.11: Eigene Versuche zur Bestimmung des Lastneigungsbeiwerts κ_b mit seitenparalleler Horizontallast
Graphische Darstellung

Die in Abbildung 6.11 dargestellten eigenen Versuche zeigen eine den fremden Versuchen vergleichbare Abhängigkeit von der Lastneigung, jedoch kann ein

signifikanter Einfluß des Seitenverhältnisses kaum ausgemacht werden. Der Lastneigungsbeiwert kann deshalb - für große Seitenverhältnisse auf der sicheren Seite liegend - folgendermaßen formuliert werden:

$$\kappa_b = \left(1 - \left| \frac{H_1}{V} \right| \right)^{2.5} \quad (\text{Gl. 6.15})$$

Zuletzt muß noch dem Einfluß des Reibungswinkels nachgegangen werden. Es bieten sich dazu die von PREGL nach dem Charakteristikenverfahren berechneten Werte [69] an.

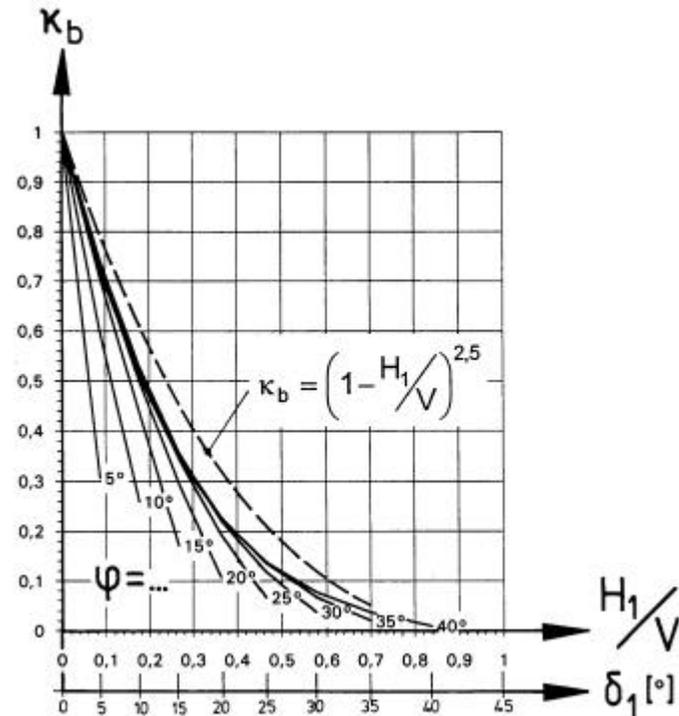


Abb. 6.12: Lastneigungsbeiwert κ_b für das Streifenfundament nach PREGL [69] für verschiedene Reibungswinkel

Abbildung 6.12 zeigt, daß κ_b in einem erheblichen Maße vom Reibungswinkel abhängt. Die φ -unabhängige Formel kann jedoch aufrechterhalten bleiben, wenn man ihren Gültigkeitsbereich einschränkt. Für stärkere Lastneigungen sind weitergehende Überlegungen erforderlich.

6.2.2. Torsionslos schräg geneigte und mittig vertikale Belastung

Versuche mit schräg angreifender Horizontallast sind der Literatur offenbar nicht zu entnehmen. Es finden sich lediglich intuitiv begründete Vorschläge [6], [73], [86], zwischen verschiedenen Werten für seitenparallele Horizontallasten zu interpolieren.

Die eigenen Versuche variieren sowohl die Angriffsrichtung als auch in begrenztem Maße das Seitenverhältnis. Mit der Abkürzung H/V nach Gleichung 6.16 für die resultierende Lastneigung lassen sich die Zusammenhänge einfach darstellen.

$$\frac{H}{V} = \sqrt{\left(\frac{H_1}{V}\right)^2 + \left(\frac{H_2}{V}\right)^2} \quad (\text{Gl. 6.16})$$

| Versuch [Nr.] | s_{12} [-] | $\frac{H_1}{V}$ [-] | $\frac{H_2}{V}$ [-] | $\frac{H}{V}$ [-] | V_E [-] |
|------------------|-----------------|------------------------|------------------------|----------------------|--------------|
| E 1.1 | 1.000 | 0.055 | 0.055 | 0.078 | 0.796 |
| E 1.2 | 1.000 | 0.173 | 0.173 | 0.245 | 0.507 |
| E 1.3 | 1.000 | 0.203 | 0.084 | 0.220 | 0.499 |
| E 1.4 | 1.000 | 0.307 | 0.307 | 0.435 | 0.211 |
| E 2.1 | 0.333 | 0.073 | 0.073 | 0.103 | 0.797 |
| E 2.2 | 0.333 | 0.166 | 0.166 | 0.235 | 0.498 |
| E 3.1 | 0.200 | 0.150 | 0.150 | 0.212 | 0.509 |

Tab. 6.10: Eigene Versuche zur Bestimmung des Lastneigungsbeiwertes κ_b bei schräger Horizontallast - Aufstellung

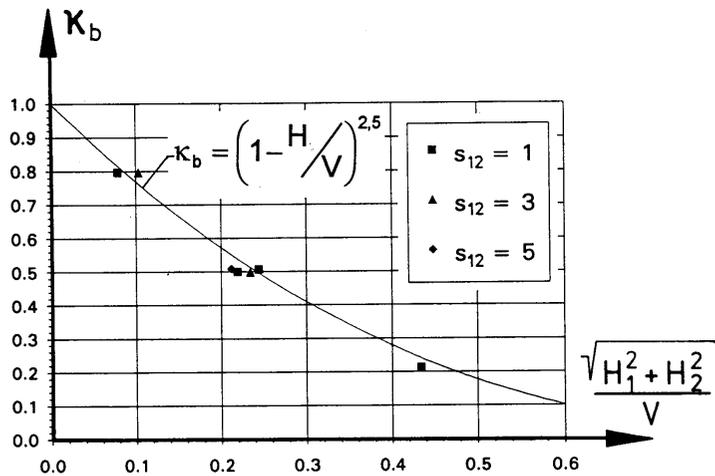


Abb. 6.13: Eigene Versuche zur Bestimmung des Lastneigungsbeiwertes κ_b bei schräger Horizontallast - Graphische Darstellung

Es ergibt sich - ebenso wie bei seitenparalleler Horizontallast - unabhängig von der tatsächlichen Horizontalrichtung ein Beiwert von:

$$\kappa_b = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{2.5} \quad (\text{Gl. 6.17})$$

welcher nicht zuletzt auch sämtliche Interpolationen, wie die aus der DIN 4017, überflüssig macht.

Die Anwendung dieses Beiwertes sollte analog zur seitenparallelen Lastneigung zunächst auf geringe Lastneigungen beschränkt bleiben.

6.2.3. Torsionslos geneigte und ausmittig vertikale Belastung

Als letzte Stufe der torsionslos geneigt belasteten Fundamente soll nun das Zusammenwirken von Ausmitte und Lastneigung experimentell untersucht werden. Der gleichzeitige Einfluß der getrennt voneinander bereits untersuchten Effekte kann mit einem Ansatz nach Gleichung 6.18a beschrieben werden.

$$V' = N_{b0} \cdot v_b \cdot (1 - 2.5 \cdot |\varepsilon_1|) \cdot (1 - 2.5 \cdot |\varepsilon_2|) \cdot \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{2.5} \cdot f_{\mu\kappa} \quad (\text{Gl. 6.18a})$$

Darin ist $f_{\mu\kappa}$ ein Korrekturfaktor, der gemäß Gleichung 6.18b von der Last einwirkung abhängt. Mit dem Faktor läßt sich sowohl die natürliche Streuung einzelner Versuche als auch eine systematische Abweichung vom einfachen Produkt $\mu_b \cdot \kappa_b$ quantifizieren.

$$f_{\mu\kappa} = f\left(\varepsilon_1, \varepsilon_2, \frac{H_1}{V}, \frac{H_2}{V}\right) \quad (\text{Gl. 6.18b})$$

Mit der Versuchsserie H soll dieser Faktor festgelegt werden. Die Versuchsserie umfaßt vier Teile, die jeweils einen Anteil der Parameter aus Gleichung 6.18b variiert und die anderen zu null setzt.

Die Versuche aus H1 ähneln in ihrer Art denen von GOTTARDI [29], [28], welche gezeigt haben, daß bei Lasteinwirkungen mit gegensinnig wirkender Horizontallast und Ausmitte unter Umständen größere Vertikalbruchlasten zu erwarten sind als bei entsprechenden mittig, rein vertikal angreifenden Lasten.

Aus diesem Grunde wurden die Versuche H 1.01, H 1.09 und H 1.10, abweichend vom Normalfall, mit einem Lastpfad gefahren, bei dem Vertikallast und Horizontallast proportional gesteigert wurden.

| Versuch [Nr.] | s_{12} [-] | ε_1 [-] | ε_2 [-] | H_1/V [-] | H_2/V [-] | V_E [-] | $\mu_b \cdot \kappa_b$ [-] | $f_{\mu\kappa}$ [-] |
|------------------|-----------------|------------------------|------------------------|----------------|----------------|--------------|-------------------------------|------------------------|
| H 1.01 | 1.000 | -0.328 | 0.000 | 0.100 | 0.000 | 0.170 | 0.139 | 1.224 |
| H 1.02 | 1.000 | -0.326 | 0.000 | 0.327 | 0.000 | 0.130 | 0.069 | 1.871 |
| H 1.03 | 1.000 | -0.320 | 0.000 | 0.546 | 0.000 | 0.079 | 0.028 | 2.852 |
| H 1.04 | 1.000 | -0.310 | 0.000 | 0.687 | 0.000 | 0.052 | 0.012 | 4.254 |
| H 1.05 | 1.000 | -0.246 | 0.000 | 0.356 | 0.000 | 0.247 | 0.128 | 1.929 |
| H 1.06 | 1.000 | -0.244 | 0.000 | 0.407 | 0.000 | 0.181 | 0.106 | 1.712 |
| H 1.07 | 1.000 | -0.243 | 0.000 | 0.524 | 0.000 | 0.144 | 0.061 | 2.351 |
| H 1.08 | 1.000 | -0.238 | 0.000 | 0.564 | 0.000 | 0.079 | 0.051 | 1.566 |
| H 1.09 | 1.000 | -0.166 | 0.000 | 0.095 | 0.000 | 0.570 | 0.457 | 1.248 |
| H 1.10 | 1.000 | -0.166 | 0.000 | 0.089 | 0.000 | 0.508 | 0.464 | 1.094 |
| H 1.11 | 1.000 | -0.165 | 0.000 | 0.268 | 0.000 | 0.412 | 0.269 | 1.528 |
| H 1.12 | 1.000 | -0.164 | 0.000 | 0.364 | 0.000 | 0.258 | 0.190 | 1.357 |
| H 1.13 | 1.000 | -0.162 | 0.000 | 0.590 | 0.000 | 0.144 | 0.064 | 2.246 |
| H 1.14 | 1.000 | 0.166 | 0.000 | 0.110 | 0.000 | 0.408 | 0.438 | 0.933 |
| H 1.15 | 1.000 | 0.164 | 0.000 | 0.255 | 0.000 | 0.258 | 0.282 | 0.915 |
| H 1.16 | 1.000 | 0.162 | 0.000 | 0.354 | 0.000 | 0.127 | 0.199 | 0.637 |
| H 1.17 | 1.000 | 0.246 | 0.000 | 0.186 | 0.000 | 0.241 | 0.230 | 1.048 |
| H 1.18 | 1.000 | 0.243 | 0.000 | 0.373 | 0.000 | 0.146 | 0.122 | 1.196 |
| H 1.19 | 1.000 | 0.237 | 0.000 | 0.475 | 0.000 | 0.074 | 0.081 | 0.910 |
| H 1.20 | 3.000 | 0.165 | 0.000 | 0.262 | 0.000 | 0.327 | 0.275 | 1.189 |
| H 2.1 | 1.000 | 0.000 | 0.166 | 0.179 | 0.000 | 0.442 | 0.358 | 1.234 |
| H 2.2 | 1.000 | 0.000 | 0.164 | 0.288 | 0.000 | 0.281 | 0.252 | 1.115 |
| H 2.3 | 1.000 | 0.000 | 0.162 | 0.439 | 0.000 | 0.115 | 0.140 | 0.819 |
| H 2.4 | 1.000 | 0.000 | 0.244 | 0.147 | 0.000 | 0.313 | 0.262 | 1.197 |
| H 2.5 | 1.000 | 0.000 | 0.240 | 0.252 | 0.000 | 0.203 | 0.193 | 1.047 |
| H 2.6 | 1.000 | 0.000 | 0.232 | 0.417 | 0.000 | 0.079 | 0.109 | 0.723 |
| H 3.1 | 1.000 | -0.164 | 0.161 | 0.236 | 0.000 | 0.252 | 0.179 | 1.407 |
| H 3.2 | 1.000 | -0.163 | 0.158 | 0.376 | 0.000 | 0.158 | 0.110 | 1.437 |
| H 3.3 | 1.000 | -0.159 | 0.150 | 0.556 | 0.000 | 0.059 | 0.050 | 1.192 |
| H 3.4 | 1.000 | 0.164 | 0.164 | 0.153 | 0.000 | 0.250 | 0.229 | 1.094 |
| H 3.5 | 1.000 | 0.163 | 0.163 | 0.266 | 0.000 | 0.156 | 0.162 | 0.967 |
| H 3.6 | 1.000 | 0.159 | 0.159 | 0.393 | 0.000 | 0.057 | 0.104 | 0.551 |
| H 4.1 | 1.000 | 0.167 | 0.002 | 0.170 | 0.170 | 0.288 | 0.291 | 0.988 |

Tab. 6.11: Eigene Versuche zur Bestimmung der Einwirkung von Ausmitte und torsionsloser Lastneigung - Aufstellung

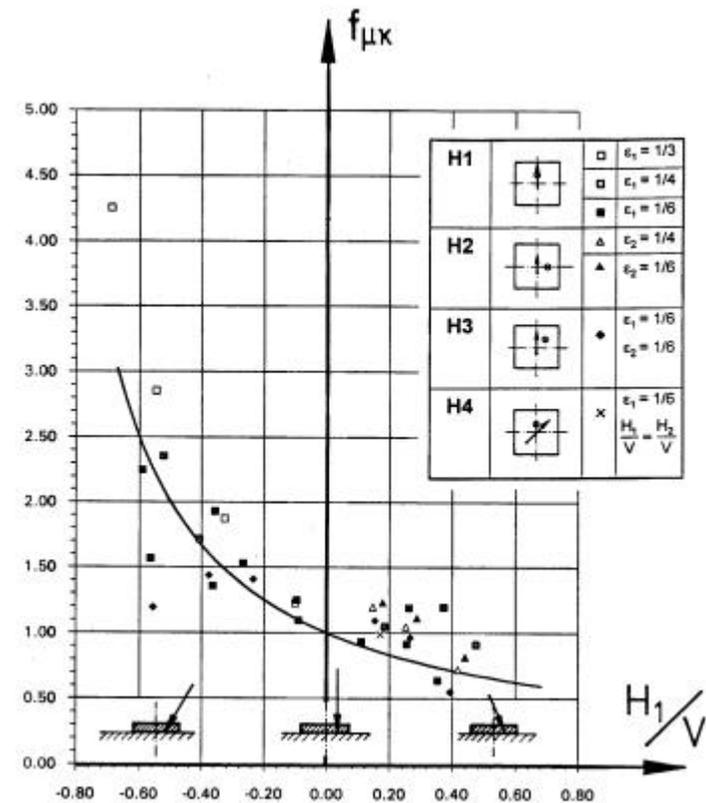


Abb. 6.14: Eigene Versuche zur Bestimmung der Einwirkung von Ausmitte und torsionsloser Lastneigung - Graphische Darstellung (Vergleich mit Näherungskurve für $f_{\mu\kappa}$ nach Gl. 6.19)

Der Korrekturfaktor $f_{\mu\kappa}$ wurde für die einzelnen Versuche berechnet und auf eine systematische Abhängigkeit von den Eingangsparametern hin untersucht. Die Darstellungsweise in Abbildung 6.14 ist geeignet, die dank GOTTARDI's Versuche prognostizierbare systematische Abhängigkeit des Korrekturfaktors von den Eingangsparametern zu verdeutlichen. Andere signifikante Abweichungen wurden nicht gefunden.

Eine Gleichung für $f_{\mu\kappa}$ kann folgendermaßen formuliert werden:

$$f_{\mu\kappa} = \left(1 + \frac{H_1}{V} \cdot \text{sign}(\varepsilon_1)\right)^{-1} \cdot \left(1 + \frac{H_2}{V} \cdot \text{sign}(\varepsilon_2)\right)^{-1} \quad (\text{Gl. 6.19})$$

Bei nicht zu starker Lastneigung kann für die Praxis näherungsweise und auf der sicheren Seite liegend gesetzt werden:

$$f_{\mu\kappa} \approx 1 \quad (\text{Gl. 6.20})$$

Das Zusammenwirken von ausmittiger Vertikallast und Lastneigung kann aus diesem Grunde durch ein Multiplizieren der beiden Beiwerte $\mu_b \cdot \kappa_b$ genügend genau erfaßt werden.

6.3. Rein torsionsartige Belastung

Aus der Literatur sind mir Versuche und Überlegungen zu rein torsionsartiger Belastung nicht bekannt. Das liegt vermutlich an der scheinbar fehlenden praktischen Relevanz derselben. Sie bilden jedoch für Fundamente mit torsionsartig geneigter Belastung einen wichtigen Grenzfall und müssen deshalb untersucht werden.

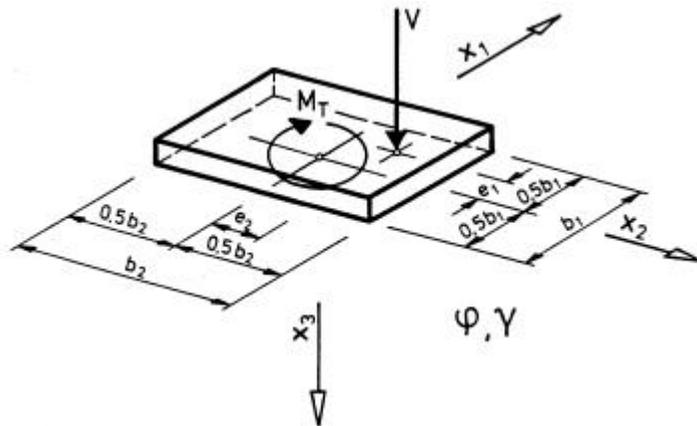


Abb. 6.15: Rein torsionsartig belastete Fundamente - Systembild

Abbildung 6.15 gibt das zugrundegelegte Belastungssystem wieder. Neben der ausmittig angreifenden Vertikalkraft existiert noch ein Torsionsmoment.

Analog zum Lastneigungsbeiwert kann die Auswirkung des dimensionslosen Torsionsmomentes über einen Torsionsmomentbeiwert κ_{Mb} erfaßt werden. Dieser Beiwert läßt sich wie folgt definieren:

$$V' = f(\varphi, s_{12}, M_T') = N_{b0}(\varphi) \cdot v_b(s_{12}, \varphi) \cdot \kappa_{Mb}(M_T', s_{12}, \varphi) \quad (\text{Gl. 6.21})$$

Er hängt ab vom dimensionslosen Torsionsmoment, dem Seitenverhältnis und vom Reibungswinkel. Für ausmittig vertikale Belastung ist zu überprüfen, ob eine Multiplikation von μ_b und κ_{Mb} zulässig ist.

6.3.1. Rein torsionsartig und mittig vertikale Belastung

Als Eingangsparameter verbleiben nur noch das dimensionslose Torsionsmoment, das Seitenverhältnis und der Reibungswinkel, dessen Einfluß aber als sekundär eingestuft und nicht experimentell untersucht wird.

Da die Definition von M_T' auf die Seitenlänge b_1 zurückgreift, ist auch hier wieder die Invarianz der Bruchlast gegenüber der Lage des Koordinatensystems explizit sicherzustellen.

Durch Vertauschung der Seiten b_1 und b_2 darf sich die Bruchlast aus Gleichung 6.22a nicht ändern.

$$V = b_2 \cdot b_1^2 \cdot \gamma_2 \cdot N_{b0}(\varphi) \cdot v_b\left(\frac{b_1}{b_2}, \varphi\right) \cdot \kappa_{Mb}\left(\frac{M_T}{V \cdot b_1}, \frac{b_1}{b_2}\right) \quad (\text{Gl. 6.22a})$$

$$V = b_1 \cdot b_2^2 \cdot \gamma_2 \cdot N_{b0}(\varphi) \cdot v_b\left(\frac{b_2}{b_1}, \varphi\right) \cdot \kappa_{Mb}\left(\frac{M_T}{V \cdot b_2}, \frac{b_2}{b_1}\right) \quad (\text{Gl. 6.22b})$$

Bis auf den neuen Faktor κ_{Mb} ist die Invarianz bereits durch die Einhaltung von Gleichung 6.7 garantiert. Also müssen auch die beiden Darstellungen für κ_{Mb} invariant und damit identisch sein. Bei Rückkehr zur dimensionslosen Schreibweise folgt daraus die Bestimmungsgleichung für κ_{Mb} :

$$\kappa_{Mb}(M_T', s_{12}) = \kappa_{Mb}\left(M_T' \cdot s_{12}, \frac{1}{s_{12}}\right) \quad (\text{Gl. 6.23})$$

Folgender Ansatz mit ω als einem freien Parameter erfüllt diese Bestimmungsgleichung:

$$\kappa_{Mb}(M_T', s_{12}) = 1 - \frac{\omega \cdot s_{12}}{1 + s_{12}} \cdot M_T' \quad (\text{Gl. 6.24})$$

Der Parameter ω muß nun experimentell festgelegt werden. Zwölf der hierzu in Serie F getätigten Versuche wurden im Rahmen einer Diplomarbeit von HENNIG [37] durchgeführt.

| Versuch [Nr.] | s_{12} [-] | M_T' [-] | V_E [-] |
|---------------|--------------|------------|-----------|
| F 1.1 | 1.000 | 0.046 | 0.799 |
| F 1.2 | 1.000 | 0.052 | 0.656 |
| F 1.3 | 1.000 | 0.065 | 0.600 |
| F 1.4 | 1.000 | 0.094 | 0.500 |
| F 1.5 | 1.000 | 0.078 | 0.499 |
| F 1.6 | 1.000 | 0.106 | 0.349 |
| F 1.7 | 1.000 | 0.135 | 0.201 |
| F 1.8 | 1.000 | 0.164 | 0.100 |
| F 1.9 | 1.000 | 0.170 | 0.050 |
| F 2.1 | 0.333 | 0.100 | 0.805 |
| F 2.2 | 0.333 | 0.156 | 0.499 |
| F 2.3 | 0.333 | 0.273 | 0.200 |
| F 2.4 | 0.333 | 0.337 | 0.066 |
| F 3.1 | 0.200 | 0.116 | 0.800 |
| F 3.2 | 0.200 | 0.210 | 0.500 |
| F 3.3 | 0.200 | 0.337 | 0.201 |

Tab. 6.12: Eigene Versuche zur Bestimmung des Torsionsmoment-beiwertes κ_{Mb} - Aufstellung

Aus den Versuchen ergibt sich als gute Annäherung $\omega=13$, wobei der Beiwert nach Gleichung 6.25 die Ergebnisse der Versuche recht gut beschreibt.

$$\kappa_{Mb} = 1 - \frac{13 \cdot s_{12}}{1 + s_{12}} \cdot M_T' \quad (\text{Gl. 6.25})$$

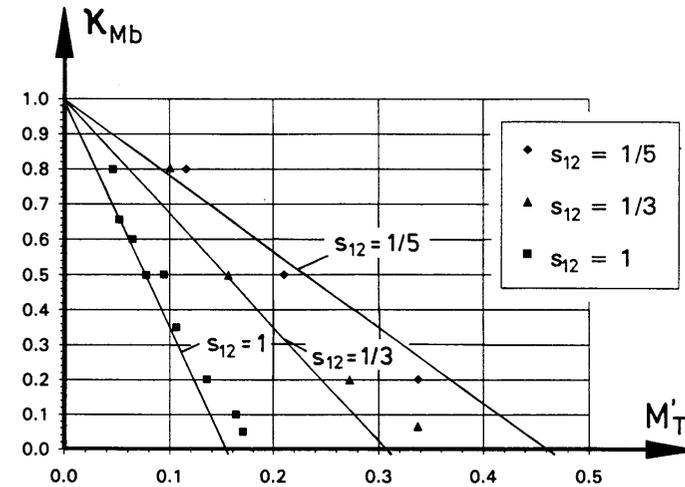


Abb. 6.16: Eigene Versuche zur Bestimmung des Torsionsmoment-beiwertes κ_{Mb} - Graphische Darstellung (Vergleich mit eigenem Ansatz nach Gl. 6.25)

6.3.2. Rein torsionsartig und ausmittig vertikale Belastung

Als nächstes ist die Frage nach dem Zusammenwirken von Ausmitte der Vertikallast und Torsionsmoment zu klären. Es ist zu untersuchen, ob die in Gleichung 6.26 vollzogene Multiplikation $\mu_b \cdot \kappa_{Mb}$ den Sachverhalt richtig beschreibt.

$$V' = N_{b0} \cdot v_b \cdot (1 - 2,5 \cdot |\epsilon_1|) \cdot (1 - 2,5 \cdot |\epsilon_2|) \cdot \left(1 - \frac{13 \cdot s_{12}}{1 + s_{12}} \cdot M_T' \right) \quad (\text{Gl. 6.26})$$

Die Versuchsserie J variiert deshalb Torsionsmoment M_T' , das Seitenverhältnis und die Ausmitten.

| Versuch [Nr.] | s_{12} [-] | ε_1 [-] | ε_2 [-] | M_T' [-] | V_E [-] |
|---------------|--------------|---------------------|---------------------|------------|-----------|
| J 1.1 | 1.000 | 0.166 | 0.000 | 0.043 | 0.450 |
| J 1.2 | 1.000 | 0.164 | 0.000 | 0.072 | 0.280 |
| J 1.3 | 1.000 | 0.161 | 0.000 | 0.162 | 0.110 |
| J 1.4 | 1.000 | 0.246 | 0.000 | 0.051 | 0.200 |
| J 1.5 | 1.000 | 0.321 | 0.000 | 0.091 | 0.100 |
| J 2.1 | 3.000 | 0.165 | 0.000 | 0.027 | 0.450 |
| J 2.2 | 3.000 | 0.164 | 0.000 | 0.053 | 0.280 |
| J 2.3 | 3.000 | 0.161 | 0.000 | 0.085 | 0.115 |
| J 3.1 | 1.000 | 0.163 | 0.163 | 0.090 | 0.159 |

Tab. 6.13: Eigene Versuche zur Bestimmung von Einfluß aus ausmittiger Vertikallast und Torsionsmoment - Aufstellung

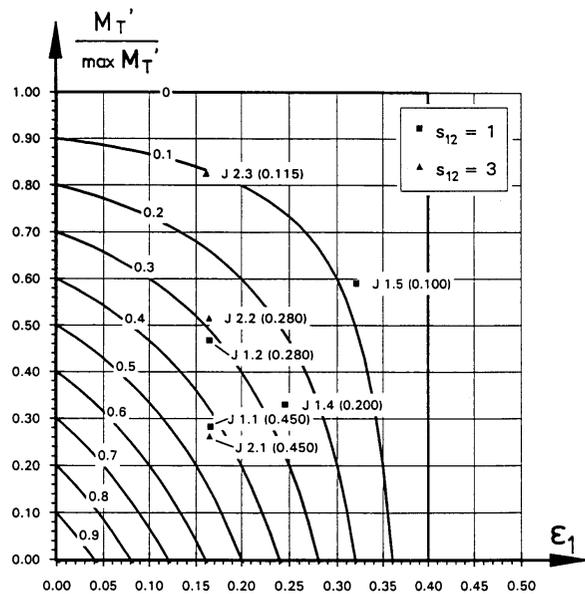


Abb. 6.17: Eigene Versuche zur Bestimmung von Einfluß aus ausmittiger Vertikallast und Torsionsmoment - Graphische Darstellung (nicht dargestellt sind die Versuche: J 1.3, Versuchswert liegt außerhalb des dargestellten Bereichs; J 3.1, zweiachsige Ausmitte, Abweichung von der berechneten V_E -Last ca. 10%); dazu der Vergleich mit Isolinien nach Gl. 6.26

Die Abbildung 6.17 stellt die Versuchsergebnisse den Isolinien aus der Gleichung 6.26 gegenüber. Das nach Gleichung 6.27 ermittelte, rechnerisch maximale dimensionslose Torsionsmoment dient dabei zur Normierung des dimensionslosen Torsionsmomentes.

$$\max M_T' = \frac{1 + s_{12}}{13 \cdot s_{12}} \quad (\text{Gl. 6.27})$$

Das Ergebnis der Versuchsserie ist, daß die Multiplikation nach Gleichung 6.26 den Sachverhalt von gleichzeitiger Ausmitte und Torsionsmoment recht genau erfaßt.

6.4. Torsionsartig geneigte Belastung

Im letzten Schritt der Grundbruchberechnung von Fundamenten an der Oberfläche von kohäsionslosen Böden müssen die bisher lediglich getrennt untersuchten Einwirkungen noch kombiniert werden. Die allgemeine, also beliebige Belastung ist im Systembild der Abbildung 6.18 wiedergegeben.

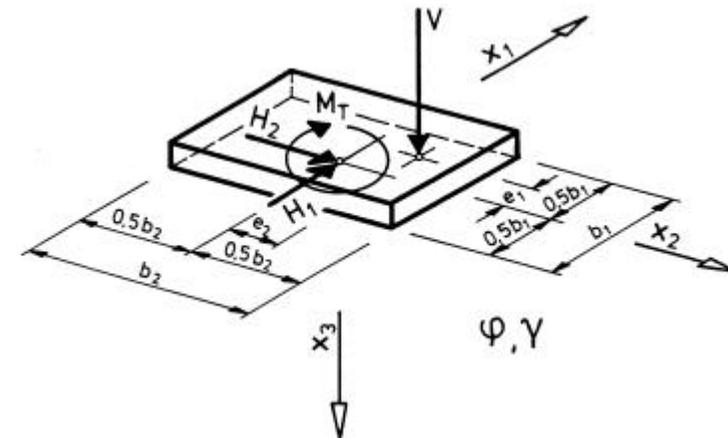


Abb. 6.18: Torsionsartig geneigt belastete Fundamente - Systembild

Für mittig vertikale Belastungen kann im folgenden ein ausführliches Versuchsprogramm geboten werden. Aufgrund der immensen Anzahl möglicher Kombinationen muß sich ein Versuchsprogramm bei ausmittiger Vertikallast punktuell aber gezielt und repräsentativ auf einige wesentliche Belastungsfälle stützen.

6.4.1. Torsionsartig geneigte und mittig vertikale Belastung

Torsionsartig geneigte Belastungen entstehen durch ausmittig angreifende Horizontallasten, die durch eine mittig angreifende Horizontallast und ein Versatzmoment ersetzt werden. Diese beiden Teileinflüsse wurden zuvor bereits untersucht und mündeten in die Definition der Beiwerte κ_b und κ_{Mb} . Ob ein gleichzeitiges Wirken von Horizontallast und Torsionsmoment durch das Produkt $\kappa_b \cdot \kappa_{Mb}$ beschrieben werden kann, ist experimentell zu untersuchen.

| Versuch [Nr.] | s_{12} [-] | H_1/V [-] | H_2/V [-] | M_T' [-] | V_E [-] |
|------------------|-----------------|----------------|----------------|---------------|--------------|
| G 1.1 | 0.333 | 0.148 | 0.000 | 0.074 | 0.502 |
| G 1.2 | 0.333 | 0.042 | 0.000 | 0.042 | 0.800 |
| G 1.3 | 0.333 | 0.198 | 0.000 | 0.198 | 0.198 |
| G 1.4 | 0.333 | 0.101 | 0.000 | 0.101 | 0.563 |
| G 2.1 | 1.000 | 0.104 | 0.000 | 0.017 | 0.802 |
| G 2.2 | 1.000 | 0.202 | 0.000 | 0.034 | 0.498 |
| G 2.3 | 1.000 | 0.367 | 0.000 | 0.061 | 0.202 |
| G 2.4 | 1.000 | 0.154 | 0.000 | 0.039 | 0.501 |
| G 2.5 | 1.000 | 0.144 | 0.000 | 0.048 | 0.501 |
| G 3.1 | 3.000 | 0.313 | 0.000 | 0.017 | 0.511 |
| G 3.2 | 3.000 | 0.210 | 0.000 | 0.023 | 0.501 |
| G 3.3 | 3.000 | 0.105 | 0.000 | 0.012 | 0.798 |
| G 3.4 | 3.000 | 0.406 | 0.000 | 0.045 | 0.196 |
| G 3.5 | 3.000 | 0.157 | 0.000 | 0.018 | 0.805 |
| G 4.1 | 1.000 | 0.069 | 0.069 | 0.023 | 0.803 |
| G 4.2 | 1.000 | 0.128 | 0.128 | 0.043 | 0.507 |
| G 4.3 | 1.000 | 0.218 | 0.218 | 0.073 | 0.200 |

Tab. 6.14: Eigene Versuche zur Bestimmung von Einfluß aus mittig vertikaler und torsionsartig geneigter Belastung - Aufstellung

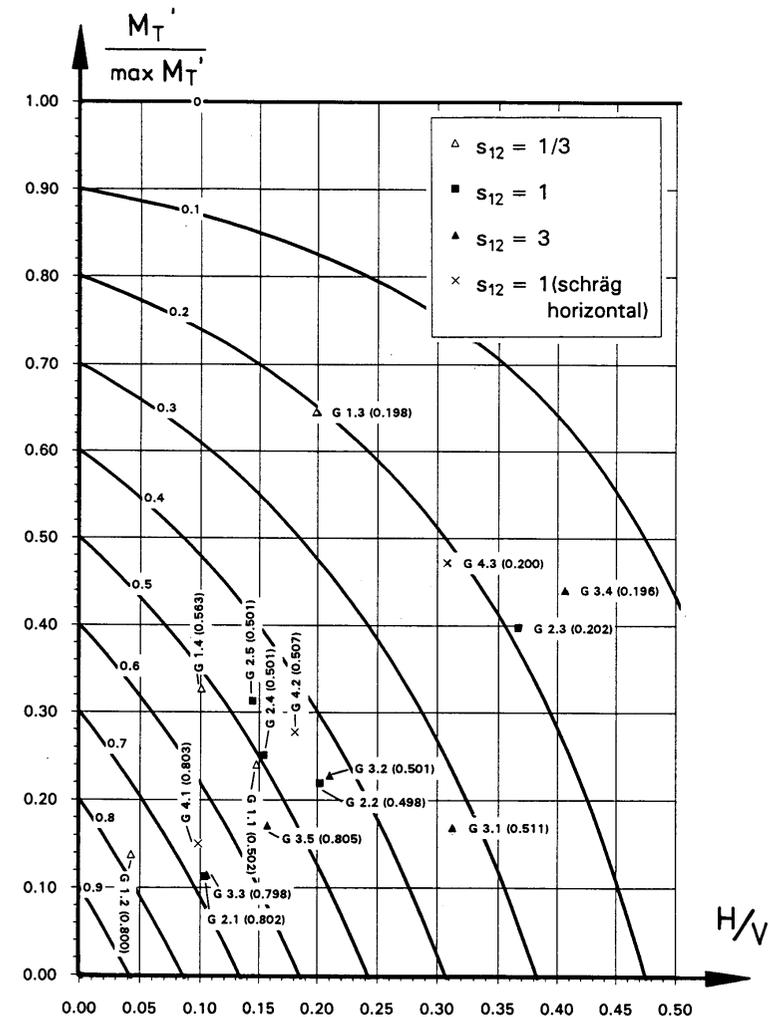


Abb. 6.19: Eigene Versuche zur Bestimmung von Einfluß aus mittig vertikaler und torsionsartig geneigter Belastung
Graphische Darstellung
(Vergleich mit Isolinien für das Produkt $\kappa_b \cdot \kappa_{Mb}$)

Bei der graphischen Präsentation der Versuchsergebnisse empfiehlt es sich, wieder auf die mit $max M_T'$ normierte Darstellung zurückzugreifen, welche die Einbeziehung aller Seitenverhältnisse erlaubt.

Der Abbildung 6.19 ist zu entnehmen, daß die einzelnen Versuchsergebnisse mit den Isolinien aus dem Produktansatz harmonisieren, so daß dieser Ansatz als experimentell gesichert gelten kann.

6.4.2. Torsionsartig geneigte und ausmittig vertikale Belastung

Alle bisher nicht behandelten Lasteinwirkungen können der Versuchsserie K zugeteilt werden. Sie umfaßt deshalb beliebige Kombinationen von Ausmitte und ausmittig angreifenden Horizontallasten. Ihre Unterteilung ist der Abbildung 6.20 zu entnehmen.

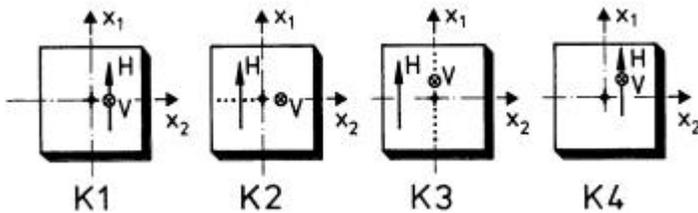


Abb. 6.20: Eigene Versuche zur Bestimmung von Einfluß aus ausmittig vertikaler und torsionsartig geneigter Belastung Systemdarstellung der Lasteinwirkung aus Serie K

Vergleichbar zur Serie H wurde für alle Versuche ein Faktor $f_{\mu\kappa}$ berechnet, der folgendermaßen definiert ist:

$$f_{\mu\kappa} = \frac{V_E}{\mu_b \cdot \kappa_b \cdot \kappa_{Mb}} \quad (\text{Gl. 6.28})$$

| Versuch [Nr.] | s_{12} [-] | ε_1 [-] | ε_2 [-] | H_1/\sqrt{V} [-] | H_2/\sqrt{V} [-] | M_T' [-] | V_E [-] | $\mu_b \cdot \kappa_b \cdot \kappa_{Mb}$ [-] | $f_{\mu\kappa}$ [-] |
|------------------|-----------------|------------------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|---------------|--------------|---|------------------------|
| K 1.1 | 1.000 | 0.000 | 0.166 | 0.146 | 0.000 | -0.024 | 0.406 | 0.333 | 1.218 |
| K 1.2 | 1.000 | 0.000 | 0.165 | 0.325 | 0.000 | -0.054 | 0.252 | 0.143 | 1.770 |
| K 1.3 | 1.000 | 0.000 | 0.162 | 0.516 | 0.000 | -0.086 | 0.099 | 0.043 | 2.308 |
| K 1.4 | 1.000 | 0.000 | 0.155 | 0.635 | 0.000 | -0.106 | 0.041 | 0.015 | 2.657 |
| K 1.5 | 1.000 | 0.000 | 0.321 | 0.383 | 0.000 | -0.128 | 0.072 | 0.010 | 7.239 |
| K 2.1 | 1.000 | 0.000 | 0.164 | 0.207 | 0.000 | -0.080 | 0.279 | 0.158 | 1.770 |
| K 2.2 | 1.000 | 0.000 | 0.166 | 0.111 | 0.000 | 0.028 | 0.450 | 0.357 | 1.259 |
| K 2.3 | 1.000 | 0.000 | 0.164 | 0.189 | 0.000 | 0.047 | 0.278 | 0.241 | 1.150 |
| K 2.4 | 1.000 | 0.000 | 0.161 | 0.268 | 0.000 | 0.067 | 0.109 | 0.155 | 0.706 |
| K 2.5 | 1.000 | 0.000 | 0.164 | 0.131 | 0.000 | 0.051 | 0.287 | 0.277 | 1.036 |
| K 3.1 | 1.000 | 0.166 | 0.000 | 0.061 | 0.000 | 0.024 | 0.451 | 0.424 | 1.065 |
| K 3.2 | 1.000 | 0.164 | 0.000 | 0.154 | 0.000 | 0.060 | 0.271 | 0.238 | 1.141 |
| K 3.3 | 1.000 | 0.161 | 0.000 | 0.259 | 0.000 | 0.101 | 0.108 | 0.097 | 1.113 |
| K 3.4 | 1.000 | -0.164 | 0.000 | 0.214 | 0.000 | 0.083 | 0.281 | 0.148 | 1.901 |
| K 4.1 | 1.000 | 0.165 | 0.165 | 0.107 | 0.000 | -0.018 | 0.266 | 0.230 | 1.158 |
| K 4.2 | 1.000 | 0.163 | 0.163 | 0.277 | 0.000 | -0.046 | 0.165 | 0.109 | 1.514 |

Tab. 6.15: Eigene Versuche zur Bestimmung von Einfluß aus ausmittig vertikaler und torsionsartig geneigter Belastung Aufstellung

Der Faktor $f_{\mu\kappa}$ gibt die Abweichung vom Produktansatz $\mu_b \cdot \kappa_b \cdot \kappa_{Mb}$ an und läßt für die Teilserien K1 bis K4 folgendes erkennen:

Serie K1: Der Produktansatz liegt auf der sicheren Seite, wird jedoch mit zunehmender Lastneigung und/oder größerer Ausmitte sehr unwirtschaftlich.

Serie K2: Der Produktansatz liegt auf der sicheren Seite, allein der Versuch K 2.4 weicht zur unsicheren Seite hin ab. Er weist allerdings eine vergleichsweise große Lastneigung auf, die in ihrer Tendenz aus den Versuchen K 2.2 und K 2.3 in Richtung kleinerer Werte für $f_{\mu\kappa}$ führt. Angesichts der Größe der Bruchlastabminderung ist das Versuchsergebnis jedoch eher als Ausreißer einzustufen.

Serie K3: Bei allen untersuchten Lastkombinationen liegt der Produktansatz auf der sicheren Seite. In der Regel liegt der Faktor $f_{\mu\kappa}$ auch dicht bei 1. Die aus der Serie H1 bekannte, begünstigende Wirkung von gegensinniger Lastneigung und Ausmitte spiegelt sich im Versuch K 3.4 wider.

Serie K4: Die zur Ergänzung durchgeführten Versuche mit zweiachsig ausmittiger Vertikallast weisen beide $f_{\mu\kappa}$ -Werte von größer als 1 auf.

Zusammenfassend läßt sich sagen, daß der Produktansatz in allen untersuchten Kombinationen - wenn auch in manchen sehr konservativ - auf der sicheren Seite liegt.

7. Fundamente mit Einbindetiefe auf kohäsiven Böden

Die klassischen Berechnungsformeln für die verschiedenen Tragfähigkeitsbeiwerte beruhen zum Teil auf unterschiedlichen Bruchmechanismen und widersprüchlichen Annahmen über die Wichte des Bodens. Schon deshalb ist die in der traditionellen Grundbruchgleichung vorgenommene Superposition der Teillösungen nicht ohne weiteres statthaft - abgesehen davon, daß die Lösungen von zwei verschiedenen Plastizitätstheoretischen Problemen nicht einfach addiert werden dürfen.

Nach der allgemeinen in der Literatur (vgl. z. B. [47]) vertretenen Auffassung liefert die Grundbruchgleichung jedoch Ergebnisse, die von der theoretisch "richtigen" Lösung nicht stark abweichen. Ihre Ergebnisse würden allgemein akzeptiert, weil die Abweichung offenbar sehr gering sei, ihre Lösung auf der sicheren Seite läge und genauere Berechnungen einen erheblichen Mehraufwand bedeuten würden.

Bevor für die Einbindetiefe und die Kohäsion Beiwerte festgelegt werden können, sollte deshalb die Superposition nach der traditionellen Grundbruchgleichung überprüft werden.

Vom Boden oberhalb der Fundamentsohle wird gewöhnlich nur die Wichte γ_1 mit der Einbindetiefe d als seitliche Auflast q in die Berechnung einbezogen. Der Scherwiderstand des Bodens in der Einbindetiefezone wird vernachlässigt.

Die Anzahl an dimensionslosen Parametern aus Tabelle 3.3 verringert sich dann um eins.

$$\bar{q} = \frac{q}{\gamma_2 \cdot b_1} = \frac{\gamma_1 \cdot d}{\gamma_2 \cdot b_1} = \frac{\gamma_1}{\gamma_2} \cdot \frac{d}{b_1} = \bar{\gamma} \cdot \bar{d} \quad (\text{Gl. 7.1})$$

Die Grundbruchgleichung 3.8 vereinfacht sich für den Grundfall eines Streifenfundamentes mit mittig vertikaler Belastung auf kohäsionslosem Boden zu:

$$V' = f(\varphi, \bar{q}) = N_{b0}(\varphi) + \bar{q} \cdot N_{s0}(\varphi, \bar{q}) \quad (\text{Gl. 7.2})$$

Zum Vergleich der "richtigen" Lösung nach Gleichung 7.2 mit der Lösung aus der Summe einer $\bar{q} = 0$ -Analyse und der REISSNERSchen $\gamma = 0$ -Lösung nach Gleichung 4.11b empfiehlt es sich, einen Faktor f_q einzuführen, der das Verhältnis von richtiger Lösung zur Näherungslösung angibt.

$$f_q = \frac{N_{b0} + \bar{q} \cdot N_{s0}(\varphi, \bar{q})}{N_{b0, \bar{q}=0} + \bar{q} \cdot N_{s0, \gamma=0}} \quad (\text{Gl. 7.3})$$

Für $\varphi = 30^\circ$ führten LUNDGREN und MORTENSEN [47] mit ihrem Charakteristikenverfahren entsprechende Berechnungen durch, die ergaben, daß die richtige Lösung im ungünstigsten Falle 17% über der Näherungslösung liegt.

Aus den von WEISSMANN [95] mit dem Programm K2SOIL [33] durchgeführten KEM-Berechnungen ergab sich die in Abbildung 7.1 dargestellte Abhängigkeit des Faktors f_q vom Reibungswinkel und der dimensionslosen Auflast. Je mehr das vorliegende Problem einem der beiden Teilprobleme ähnelt, desto besser wird die Näherungslösung. Die richtige Lösung dürfte demnach höchstens 10% über der mittels Superposition berechneten liegen. Die Superposition der Teillösungen ist somit zulässig.

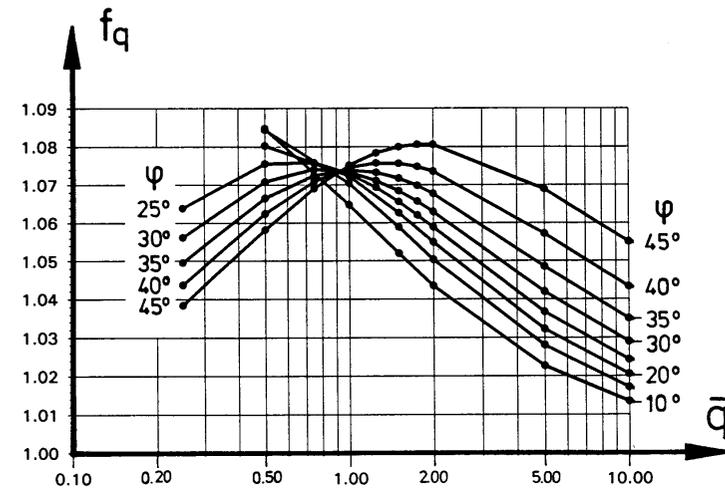


Abb. 7.1: Quotient aus Bruchlast nach richtiger Lösung und Näherungslösung nach WEISSMANN [95]

Da der Tragfähigkeitsbeiwert N_{b0} mit dem CAQUOTSchen Theorem analytisch aus dem nun verifizierten Tragfähigkeitsbeiwert N_{b0} hergeleitet werden kann, muß eine Überprüfung der entsprechenden Superposition nicht explizit durchgeführt werden.

7.1. Fundamente mit seitlicher Auflast

Zunächst soll der Scherwiderstand des Bodens in der Einbindetiefezone vernachlässigt werden und der Untergrund statt dessen nur mit einer seitlichen Auflast q bedacht werden.

7.1.1. Streifenfundamente mit mittig vertikaler Belastung

Aus Gleichung 7.2 wurde bereits ersichtlich, daß N_{d0} - außer natürlich von φ - auch von der dimensionslosen Auflast \bar{q} abhängen kann. Die von WEISSMANN [95] durchgeführten KEM-Berechnungen ergaben, daß N_{d0} stets größer als die entsprechende $\gamma=0$ -Lösung von REISSNER ist und sich für große Auflasten dieser asymptotisch nähert.

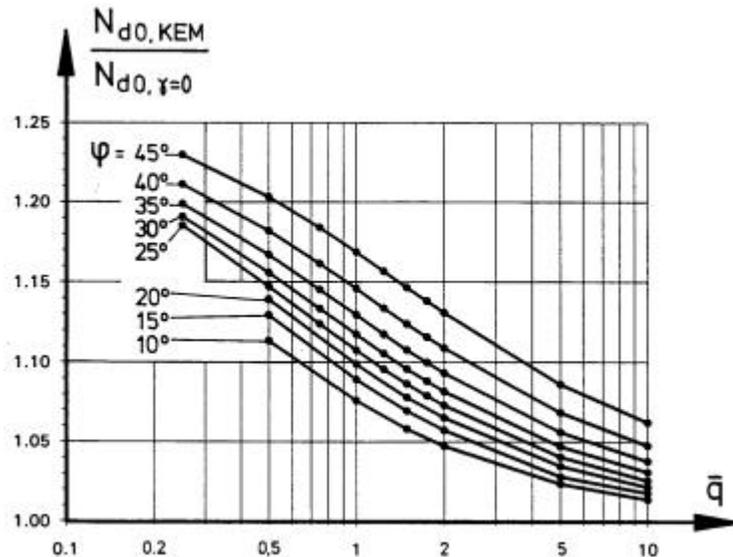


Abb. 7.2: Quotient von N_{d0} aus KEM-Berechnungen nach WEISSMANN [95] und N_{d0} nach REISSNER [72]

Der in Abbildung 7.2 dargestellte Quotient aus der KEM-Lösung und der von REISSNER bleibt deshalb größer als eins, was auf der einen Seite die Zuverlässigkeit des KEM-Verfahrens untermauert und auf der anderen Seite die REISSNERSche N_{d0} -Berechnung nach Gleichung 4.11b als konservative Beschreibung des tatsächlichen Verlaufs annehmbar macht.

7.1.2. Rechteckfundamente mit mittig vertikaler Belastung

Analog zur Einführung des Formbeiwerts für den Breiterterm soll der Einfluß des Seitenverhältnisses über den Formbeiwert v_d erfaßt werden. Es muß bei einigen Berechnungen davon ausgegangen werden, daß auch bei Rechteckfundamenten die Superposition zweier Teillösungen nach der Grundbruchgleichung erlaubt ist.

Der Formbeiwert unterliegt in seiner Definition ebenfalls einer Bestimmungsgleichung, die aus der Invarianz der Bruchlast gegenüber der Lage des Koordinatensystems entsteht. Diese läßt sich analog zu der von v_b herleiten und lautet dann:

$$v_d(s_{12}, \varphi) = v_d\left(\frac{1}{s_{12}}, \varphi\right) \quad (\text{Gl. 7.4})$$

Die Abhängigkeit des Formbeiwertes vom Seitenverhältnis wurde in der Literatur nur durch den Vergleich zweier extremer Seitenverhältnisse untersucht. Einerseits stehen die kleinmaßstäblichen Versuche von DE BEER [3] zu Buche, die mit Fundamenten quadratischer, kreisförmiger und 6:1-rechteckiger Grundfläche durchgeführt wurden. Die seitliche Auflast wurde durch Druckluftkissen realisiert.

Andererseits existieren plastizitätstheoretische Berechnungen von COX u. a. [13], bei denen in Abhängigkeit von φ für $\gamma=0$ und $\delta_s=0$ Bruchlasten von Streifen- und Kreisflächen gegenübergestellt wurden. Die Lösungen von [13] können nach Anwendung des CAQUOTSchen Theorems verwendet werden.

Da offenbar nur über die beiden Extrempositionen Kreis/Quadrat und Streifenfundament Untersuchungen existieren, kann der Verlauf für andere Seitenverhältnisse nur abgeschätzt werden. Der Bestimmungsgleichung 7.4 genügt z. B. ein Ansatz nach Gleichung 7.5, in dem ω ein freier Parameter ist, welcher aus den Versuchen n und theoretischen Berechnungen zu bestimmen ist.

$$v_d(s_{12}, \varphi) = 1 + \omega \cdot \frac{s_{12}}{1 + s_{12}^2} \quad (\text{Gl. 7.5})$$

Der Formbeiwert, der sich aus der Auswertung von DE BEERs Versuchen und COXs Berechnungen für das Quadrat ($s_{12} = 1$) ergibt, wird in Abbildung 7.3 in Abhängigkeit vom Reibungswinkel dargestellt und einem eigenen Ansatz gegenübergestellt. Dieser wird DE BEERs Versuchen gerecht, paßt sich aber dem Verlauf der Berechnungen von COX an.

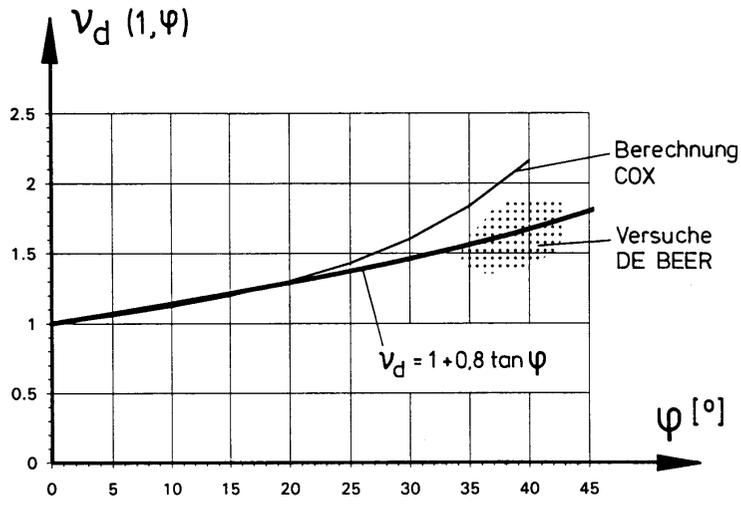


Abb. 7.3: Abhängigkeit des Formbeiwerts v_d für das Quadrat ($s_{12}=1$) vom Reibungswinkel nach Versuchen von DE BEER [3], aus Berechnungen von COX u. a. [13] sowie nach eigenem Vorschlag

Der eigene Ansatz für das Quadrat nach Abbildung 7.3 führt zur Festlegung des Parameters ω und damit zur endgültigen Definition von v_d .

$$v_d = 1 + 16 \cdot \tan \varphi \cdot \frac{s_{12}}{1 + s_{12}^2} \quad (\text{Gl. 7.6})$$

7.1.3. Ausmittige und geneigte Belastungen

Zur Auswirkung der Ausmitte bei seitlicher Auflast gibt es in der allgemein zugänglichen Literatur abgesehen von DE BEERs und MEYERHOFs Konzept der reduzierten Fläche offenbar weder gut begründete theoretische Berechnungen noch Versuche, so daß an dieser Stelle auf Versuche mit Einbindetiefe zurückgegriffen werden muß.

Ein Lastneigungsbeiwert für das Streifenfundament ($s_{12}=0$) konnte aus der analytischen Lösung von SMOLTZYK [80] hergeleitet werden. Dieser Beiwert basiert analog zur REISSNERschen Lösung auf der Annahme gewichtslosen Bodens und läßt sich wie in Abbildung 7.4 in Abhängigkeit von Lastneigung und Reibungswinkel darstellen.

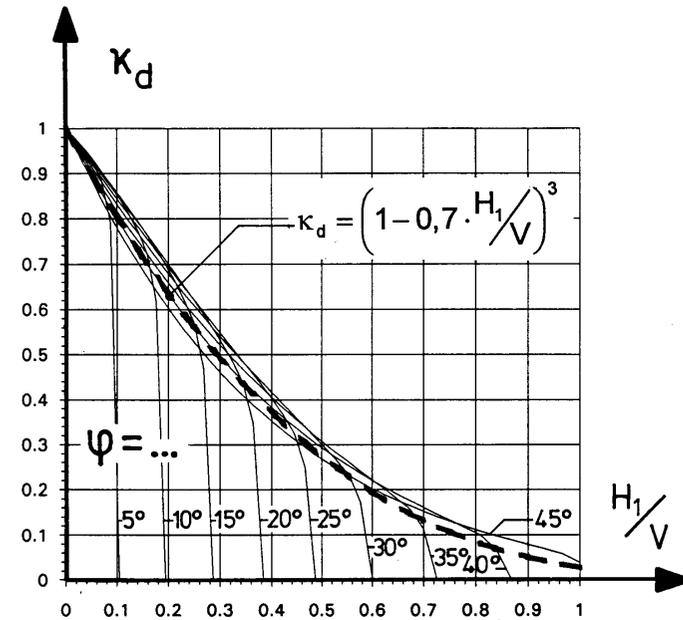


Abb. 7.4: Lastneigungsbeiwert κ_d nach der Berechnung von SMOLTZYK [80] im Vergleich zur Näherungslösung nach MUHS und WEISS [59]

Die mathematische Formulierung dieser Lösung, wie sie z. B. von PREGL [68] präsentiert wird, wurde von MUHS und WEISS [59] durch die Gleichung 7.7 zutreffend angenähert.

$$\kappa_d = \left(1 - 0,7 \cdot \frac{H_1}{V}\right)^3 \quad (\text{Gl. 7.7})$$

7.2. Fundamente mit Einbindetiefe

Seitliche Auflasten, wie sie Gegenstand der vorangegangenen Betrachtungen waren, gibt es in der Baupraxis so gut wie gar nicht - sie sind vor allem zur Herleitung des Kohäsionsterms der Grundbruchgleichung wichtig. Die Einbindung eines Fundamentes in den Baugrund hat die Aktivierung eines Scherwiderstandes dort unweigerlich zur Folge.

Der Tragfähigkeitsbeiwert nach Gleichung 3.8 kann dann zusätzlich noch vom Verhältnis der Wichten $\bar{\gamma}$ über und unter der Sohle abhängen. Auch der Reibungswinkel in der Einbindetiefezone könnte ein anderer sein als der unter dem Fundament, so daß ein weiterer Parameter hinzukommt, der die Untersuchungen weiter ausdehnt.

Für einen insgesamt homogenen Bodenaufbau entfallen mit dem Verhältnis der Wichten und dem zweiten Reibungswinkel die beiden zusätzlichen Parameter und die Berechnung vereinfacht sich wieder.

7.2.1. Streifenfundamente mit mittig vertikaler Belastung

Bei der Beschränkung auf einen insgesamt homogenen Boden hängt der Tragfähigkeitsbeiwert N_{d0} analog zur seitlichen Auflast nur von φ und vielleicht noch von \bar{d} ab.

Wie bei BRINCH HANSEN [8] läßt sich jetzt ein Tiefenbeiwert τ_d einführen, der als Verhältnis von N_{d0} mit Scherwiderstand (d, γ_1) zu dem ohne Scherwiderstand ($q = d \cdot \gamma_1$) definiert ist.

$$\tau_d = \frac{N_{d0, \text{Einbindung}}}{N_{d0, \text{Auflast}}} \quad (\text{Gl. 7.8})$$

BRINCH HANSEN [8] hat basierend auf der Annahme, daß sich bei geringen Einbindetiefen die Bruchfigur für beide Fälle nicht unterscheidet und für sehr große Einbindetiefen der vergrößernde Einfluß des Scherwiderstandes begrenzt ist, folgende Näherungsformel aufgestellt:

$$\tau_d = 1 + 2 \cdot \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \arctan(\bar{d}) \quad (\text{Gl. 7.9})$$

Diese Formel wurde von WEISSMANN [95] mit Hilfe der Kinematischen-Element-Methode überprüft. In seinen Untersuchungen wurden die in Abbildung 7.5 dargestellten Bruchmechanismen verwendet.

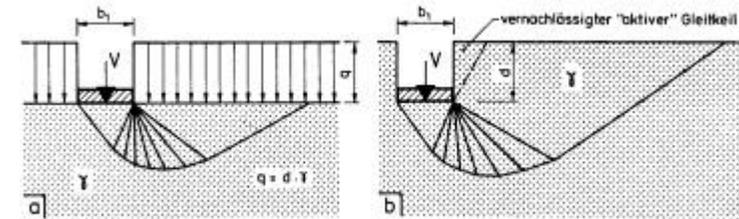


Abb. 7.5: Bruchmechanismen mit der KEM nach WEISSMANN [95]
 a) Vereinfachung der Einbindetiefe als seitliche Auflast
 b) Einbindetiefe mit Scherwiderstand

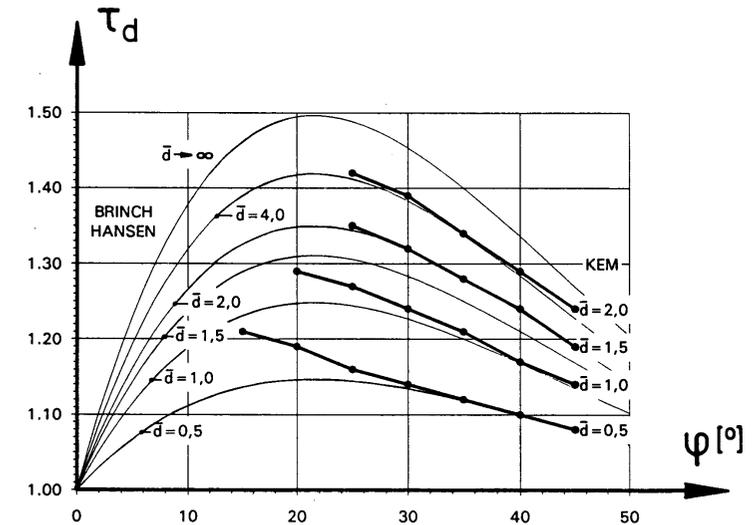


Abb. 7.6: Vergleich des Einbindetiefenbeiwerts τ_d nach KEM-Berechnungen von WEISSMANN [95] und BRINCH HANSEN [8]

Die von BRINCH HANSEN vorgeschlagene Näherung wird durch die KEM-Berechnungen in den meisten Bereichen recht gut bestätigt, so daß sie tatsächlich verwendet werden kann.

7.2.2. Rechteckfundamente mit mittig vertikaler Belastung

Zur Bestimmung des Formbeiwertes v_d können die großmaßstäblichen Versuche der DEGEBO herangezogen werden, die von WEISS [91] veröffentlicht wurden.

Das Ergebnis der Versuche, die im Anhang A3.1 neu ausgewertet wurden, lautet nach WEISS [91], [92] in der hier gewählten Schreibweise:

$$v_d(s_{12}, \varphi = 38^\circ) = 1 + 1,76 \cdot \min\left(s_{12}, \frac{1}{s_{12}}\right) \quad (\text{Gl. 7.10})$$

Dort sind die Einflüsse aus dem Scherwiderstand in der Einbindetiefezone und der Fundamentform nicht einzeln zu bestimmen - abgesehen davon, daß die Versuche nur für einen bestimmten Reibungswinkel und eine bestimmte dimensionslose Einbindetiefe gelten.

Festzustellen ist jedoch, daß der Einfluß des Seitenverhältnisses auf den Beiwert v_d sehr groß sein kann. Das unzureichende Untersuchungsprogramm hat offenbar auch schon die Autoren der DIN 4017 veranlaßt, den Formbeiwert von WEISS [91] dort nicht aufzunehmen und statt dessen auf den von DE BEER [3] zurückzugreifen.

Da bislang nur eine geringe Anzahl an Versuchen durchgeführt wurde, ist die tatsächliche Größe des Einbindetiefenbeiwerts bei Rechteckfundamenten weiterhin ungeklärt, so daß auf seine Einbeziehung - nicht zuletzt durch seine Fehleranfälligkeit bei inhomogenen Baugrundaufbau - besser ganz verzichtet werden sollte.

7.2.3. Ausmittig vertikale Belastung

Die abmindernde Wirkung der Lastausmitte auf die Bruchlast kann mit den von MUHS und WEISS [56], [58] veröffentlichten DEGEBO Versuchen recht gut nachvollzogen werden. Sie werden im Anhang A3.2 wiedergegeben und neu ausgewertet.

Die Abhängigkeit des Ausmittenbeiwerts μ_d von der Ausmitte ε_1 , wie sie sich aus den einzelnen Versuchen ergibt, ist in Abbildung 7.7 dargestellt. Diesen Versuchswerten ist der eigene, in Gleichung 7.11 ausgedrückte Ansatz gegenübergestellt, der in der Abbildung für $\varphi = 40^\circ$ ausgewertet wurde.

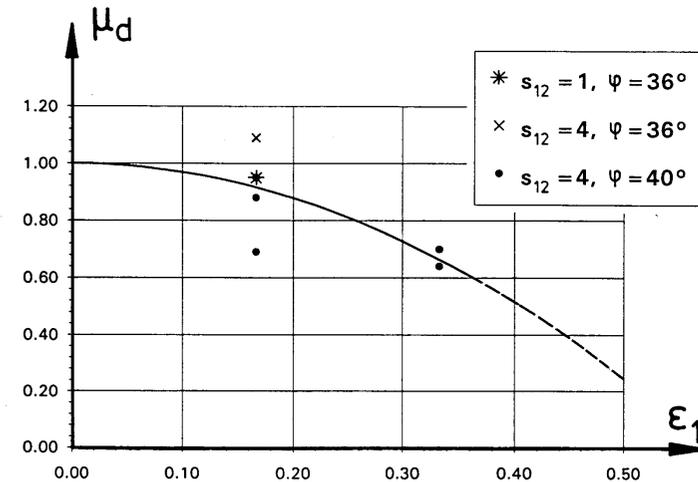


Abb. 7.7: Der Einfluß der Ausmitte auf den Ausmittenbeiwert μ_d aus Großversuchen der DEGEBO nach MUHS und WEISS [56], [58] im Vergleich zum eigenen Ansatz (hier für $\varphi=40^\circ$)

Eine Abhängigkeit des Ausmittenbeiwerts von φ ergibt sich aus der in Anhang A2 dokumentierten Herleitung, nach der μ_d für $\varphi = 0$ unabhängig von der Ausmitte den Wert eins annehmen muß.

$$\mu_d = (1 - 3,6 \cdot \tan \varphi \cdot \varepsilon_1^2) \cdot (1 - 3,6 \cdot \tan \varphi \cdot \varepsilon_2^2) \quad (\text{Gl. 7.11})$$

Die etwas schwächere Abminderung durch μ_d bei Böden mit kleinerem Reibungswinkel wird schon durch die DEGEBO-Versuche mit lockererer Lagerung in ihrer Tendenz bestätigt.

7.2.4. Mittig und geneigte Belastung

Den Einfluß der Lastneigung auf das Tiefenglied der Grundbruchgleichung haben MUHS und WEISS [59], [58] mit großmaßstäblichen Versuchen untersucht. Ihre im Anhang A3.3 aufbereiteten Ergebnisse werden in Abbildung 7.8 ihrer theoretischen Näherungslösung [59] gegenübergestellt.

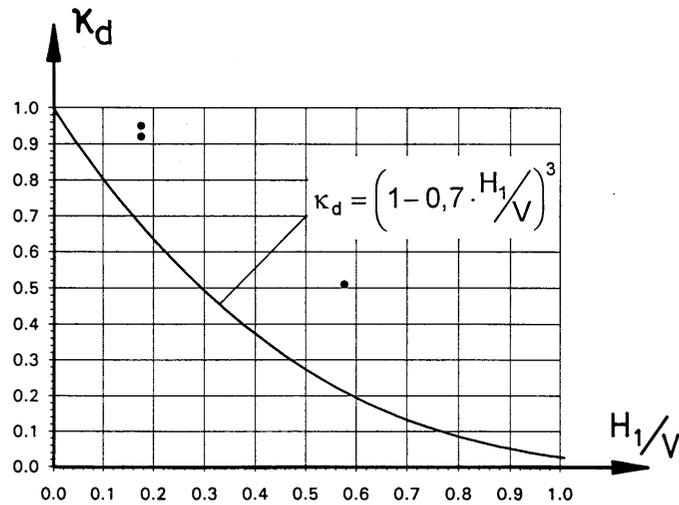


Abb. 7.8: Lastneigungsbeiwert κ_d nach Großversuchen der DEGEBO aus MUHS und WEISS [58] im Vergleich zur theoretischen Näherungslösung nach MUHS und WEISS [59]

Die Versuche aus [59] liefern dabei keine glaubhaften Ergebnisse. Die κ_d -Werte liegen zum Teil weit über eins, zum Teil sind sie sehr klein. Die offenbar auch schon von den Autoren bemerkte Fragwürdigkeit der Ergebnisse führe ich auf die sehr geringe Einbindetiefe zurück, welche den Anteil des Tiefengliedes an der Bruchlastberechnung sehr gering werden läßt. Die unvermeidliche Streuung der Versuchswerte schlägt dann verstärkt auf die Beiwerte durch.

Die in [58] veröffentlichten mit einem Seitenverhältnis von $s_{12}=4$ durchgeführten Versuche zeigen - bei größerer Einbindetiefe - keine Auffälligkeiten. Sie liegen höher als die theoretischen Berechnungen, was sowohl auf die Horizontal- lasttrichtung als auch auf den Scherwiderstand in der Einbindetiefezone zurückgeführt werden kann.

Die parallel zur längeren Fundamentseite wirkende Horizontallast wird im allgemeinen weniger ungünstig eingeschätzt als die zur kurzen Seite wirkende. Diese - zweifellos eher intuitive - Begründung sollte zur Folge haben, daß nicht die Versuchsergebnisse mit $s_{12}=4$ [58], sondern die theoretische, vielleicht etwas konservative Berechnung mit $s_{12}=0$ zur Definition des Beiwertes κ_d herangezogen wird.

Eine Erweiterung des Beiwertes auf schräg angreifende Horizontallasten nach Gleichung 7.12 erscheint dann - ohne entsprechende Versuche durchzuführen - nicht sehr gewagt.

$$\kappa_d = \left(1 - 0,7 \cdot \frac{\sqrt{H_1^2 + H_2^2}}{V} \right)^3 = \left(1 - 0,7 \cdot \frac{H}{V} \right)^3 \quad (\text{Gl. 7.12})$$

7.2.5. Ausmittig und geneigte Belastung

Bei gleichzeitiger Einwirkung von Lastausmitte und Lastneigung auf einbindende Fundamente kann wiederum auf die Versuche der DEGEBO [58] zurückgegriffen werden, welche im Anhang A3.4 tabellarisch aufbereitet wurden.

Das angesichts vieler möglicher Kombinationen eher spärlich besetzte Programm besteht aus Versuchen mit Fundamenten ($s_{12}=4$), die in Richtung der langen Seite ausmittig und geneigt belastet wurden.

Analog zur Gleichung 6.18a kann ein Faktor $f_{\mu,\kappa}$ hergeleitet werden, der den Fehler aus dem einfachen Produktansatz $\mu_d \cdot \kappa_d$ korrigiert. Abbildung 7.9 gibt diesen Faktor für die Versuche nach MUHS und WEISS wieder.

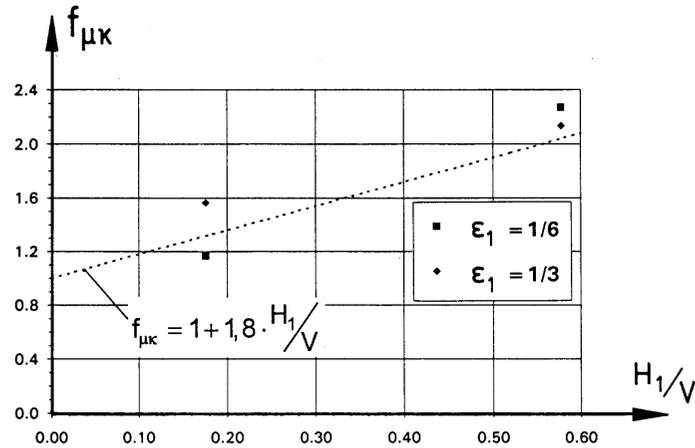


Abb. 7.9: Großversuche der DEGEBO nach [58] zum Zusammenwirken von Lastneigung und Ausmitte, verglichen mit eigenem Berechnungsvorschlag

Für $f_{\mu k}$ kann die Funktion nach Gleichung 7.13 verwendet werden, die aber aufgrund des stark beschränkten Untersuchungsbereichs im allgemeinen nicht auszunutzen ist. Aus diesem Grunde wird eine fertige Grundbruchgleichung für günstige Fälle stets noch versteckte Sicherheiten enthalten.

$$f_{\mu k} \approx 1 + 1,8 \cdot \frac{H_1}{V} \text{ für } \frac{H_1}{V} \geq 0 \wedge \epsilon_1 \geq 0 \quad (\text{Gl. 7.13})$$

7.2.6. Torsionsartig geneigte Belastung

Zu torsionsartig belasteten Fundamenten mit Einbindetiefe liegen bisher keine Versuche vor.

Als eine erste, vermutlich konservative Abschätzung kann ein Ansatz $\kappa_{Md} \approx \kappa_{Mb}$ fungieren, zumal die Beiwerte des Tiefengliedes bisher immer größer als die entsprechenden des Breitengliedes waren.

Dieser Ansatz bedarf jedoch einer experimentellen Überprüfung, die rein torsionsartig und torsionsartig geneigt belastete Fundamente zum Gegenstand haben müßte.

7.3. Fundamente auf kohäsiven Böden

In der Regel sollten Berechnungsgleichungen sowohl auf theoretisch begründeten Analysen als auch auf Experimenten fußen. Während die Anwendung des CAQUOTSchen Theorems plastizitätstheoretische Berechnungen mit kohäsiven Erdstoffen recht elegant gestaltet (vgl. [2]), sind Grundbruchversuche mit bindigen Böden in der Literatur vergleichsweise selten zu finden.

Technische Gründe dafür liegen zum Beispiel in dem aufwendigen und schwer kontrollierbaren Einbau sowie den relativ großen Setzungen, die das Untersuchungsgebiet offenbar nicht besonders attraktiv erscheinen lassen.

Eine Schwierigkeit anderer Art verursacht kohäsiver Boden durch seine fehlende "Selbstähnlichkeit" (vgl. [90]). Die Existenz eines dimensionsbehafteten Stoffkennwerts, der Kohäsion, hat zur Folge, daß eine entsprechende, dimensionslose Größe in Original und Versuch übereinstimmen muß. Der Bodenkennwert Kohäsion läßt sich jedoch in solchen Größenordnungen nicht vorgeben. Bei Verwendung natürlicher Böden im Versuch ergäbe sich aus der Dimensionsanalyse (vgl. Tabelle 3.3) eine unrealistisch hohe Kohäsion für den Originalmaßstab.

Auf eine Auswertung der kleinmaßstäblichen Versuche, wie sie zum Beispiel von MEYERHOF [51] durchgeführt wurden, kann allein deshalb schon verzichtet werden.

7.3.1. Böden mit Kohäsion und Reibung

Mit Hilfe des CAQUOTSchen Theorems der korrespondierenden Spannungszustände, das im Kapitel 4.2.2 vorgestellt wurde, kann die Berechnung der Grundbruchlast eines auf kohäsiven Boden ruhenden Fundamentes zurückgeführt werden auf die entsprechende Berechnung für einen kohäsionslosen Boden.

Die Anwendung des CAQUOTSchen Theorems wirkt sich in einer Modifikation der Spannungsrandbedingungen aus. An allen Rändern des Kontinuums wirkt eine zusätzliche Normalspannung von $c/\tan\phi$. Neben dem Fundament kann diese Spannung als eine zusätzliche seitliche Auflast, unter demselben als eine zusätzlich wirkende Belastung gedeutet werden [2].

In der Grundbruchgleichung muß diese Spannung auf der linken wie auf der rechten Seite an geeigneter Stelle hinzuaddiert werden.

$$V + \frac{c}{\tan\phi} \cdot b_1 \cdot b_2 = b_1 \cdot b_2 \cdot \left[b_1 \cdot \gamma_2 \cdot N_b + \left(d \cdot \gamma_1 + \frac{c}{\tan\phi} \right) \cdot N_d \right] \quad (\text{Gl. 7.14})$$

Dabei ist zu beachten, daß die fiktive Auflast keinesfalls einer zusätzlichen Einbindetiefe mit einem zugehörigen Scherwiderstand entspricht, sondern nur einer aufgetragenen Spannung. Der Tragfähigkeitsfaktor N_d darf deshalb nicht auf eine Ausnutzung des Scherwiderstands in der Einbindetiefe basieren.

Um den Kohäsionsanteil - wie gewohnt - getrennt auszuweisen, ist eine Umstellung der Gleichung 7.14 nach Gleichung 7.15a erforderlich.

$$V = b_1 \cdot b_2 \cdot (b_1 \cdot \gamma \cdot N_b + q \cdot N_d + c \cdot N_c) \tag{Gl. 7.15a}$$

Dazu wird analog zu DE BEER [2] der Tragfähigkeitsfaktor N_c in Abhängigkeit von N_b berechnet. Anders als bei DE BEER jedoch sind bei der Darstellung nach Gleichung 7.15b keine Beiwerte mehr für den Kohäsionsterm erforderlich. Sie sind allesamt in N_c bereits enthalten.

$$N_c = \frac{1}{\tan \varphi} (N_d - 1) \tag{Gl. 7.15b}$$

Die Bruchlast V , die in der gesamten Grundbruchgleichung durch die fiktiv wirkende Kraft $V + b_1 \cdot b_2 \cdot c / \tan \varphi$ zu ersetzen war, existiert dort nicht nur auf der linken Seite, sondern ist durch einzelne Beiwerte auch innerhalb von N_b und N_d latent vorhanden. Dort ist V ebenfalls durch $V + b_1 \cdot b_2 \cdot c / \tan \varphi$ zu ersetzen.

Dieses kann innerhalb der Beiwerte mit einem Faktor f_c nach Gleichung 7.16 ausgedrückt werden, welcher dort den bezogenen Ausmitten ε_1 und ε_2 , der Lastneigung H/V sowie dem bezogenen Torsionsmoment M' aufmultipliziert wird.

$$f_c = \left(1 + \frac{b_1 \cdot b_2 \cdot c}{V \cdot \tan \varphi} \right)^{-1} \tag{Gl. 7.16}$$

Der Faktor bietet gegenüber der bisher üblichen Schreibweise den Vorteil, daß er sich vorab für alle Beiwerte berechnen läßt. Es läßt sich an ihm gleich erkennen, daß er kleiner als 1 ist und sich damit günstig auf die Bruchlast auswirkt. Für eine Vorabschätzung, wenn die Bruchlast V noch nicht bekannt ist, wird es in der Regel ausreichen, ihn mit 1 zu belegen. Für $c = 0$ wird f_c generell zu eins.

Auch für den Ausmittenbeiwert μ_d sollte immer $f_c = 1$ verwendet werden, da bei dessen Bestimmung der Scherwiderstand in der Einbindetiefe ausgenutzt wurde und kleine Reibungswinkel, die zu kohäsiven Böden gehören, nicht untersucht wurden.

Aus der Grundbruchgleichung wird durch Anwendung des CAQUOTSchen Theorems eine implizite Gleichung, welche sich nicht in eine explizite überführen läßt. Die Lösung für V ist jedoch auf iterativem Wege zu ermitteln, da der Faktor f_c nur eine schwache Abhängigkeit von V besitzt.

7.3.2. Rein kohäsive Böden

Zur Berechnung von Anfangszuständen, welchen die undrained Scherparameter $\varphi_u = 0$ und c_u zugrunde liegen, soll ebenfalls auf die Grundbruchgleichung (Gl. 7.15a) zurückgegriffen werden.

Was sich formell recht einfach gestaltet, bereitet mathematisch durchaus Probleme, weil durch das Einsetzen von $\varphi = 0$ in Gleichung 7.15b ein unbestimmter Ausdruck entsteht. Die mathematische Auflösung dieses Ausdrucks kann im Anhang A2 nachvollzogen werden.

Unter der Voraussetzung, daß bei rein kohäsiven Böden Schubspannungen über die Sohle nicht abgetragen werden, ergibt sich mit N_{d0} nach REISSNER (Gl. 4.11b), v_d nach Gleichung 7.6 und μ_d nach Gleichung 7.11 aus den Ableitungen im Anhang A2:

$$N_c|_{\varphi=0} = \lim_{\varphi \rightarrow 0} N_c = 2 + \pi + 16 \cdot \frac{s_{12}}{1 + s_{12}^2} - 3,6 \cdot (\varepsilon_1^2 + \varepsilon_2^2) \tag{Gl. 7.17}$$

Darin ist folgerichtig für $s_{12} = 0$ und $\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = 0$ die Lösung von PRANDTL [65] für N_{c0} enthalten.

$$N_{c0}|_{\varphi=0} = 2 + \pi \approx 5,14 \tag{Gl. 7.18}$$

Die traditionelle Darstellung als Produkt einzelner Beiwerte ist auch hier möglich: Als Formbeiwert ergibt sich für $\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = 0$ mit Gleichung 7.18 aus Gleichung 7.17:

$$v_c|_{\varphi=0} = 1 + \frac{1,6}{N_{c0}} \cdot \frac{s_{12}}{1 + s_{12}^2} \approx 1 + 0,3 \cdot \frac{s_{12}}{1 + s_{12}^2} \tag{Gl. 7.19}$$

Dieser Formbeiwert ist nur unbedeutend kleiner als der von SKEMPTON [79] vorgeschlagene, welcher in Gleichung 7.20 dokumentiert ist und auf zusammengetragene Feldversuche basiert.

$$v_c = 1 + 0,2 \cdot \min\left(s_{12}, \frac{1}{s_{12}}\right) \quad (\text{Gl. 7.20})$$

Als Ausmittenbeiwert μ_c ergibt sich aus der Produktdarstellung:

$$\mu_c = 1 - \frac{3,6 \cdot (\varepsilon_1^2 + \varepsilon_2^2)}{(2 + \pi) \cdot v_c} \approx 1 - \frac{0,7}{v_c} \cdot (\varepsilon_1^2 + \varepsilon_2^2) \quad (\text{Gl. 7.21})$$

Für $\varphi = 0$ ergibt sich aus der Grundbruchgleichung 7.15a als Sonderfall:

$$V = b_1 \cdot b_2 \cdot (q + c \cdot N_{c0} \cdot v_c \cdot \mu_c) \quad (\text{Gl. 7.22})$$

Die Beiwerte für den Kohäsionsterm ergeben sich nach den Gleichungen 7.18, 7.19 und 7.21.

8. Ergänzende Betrachtungen

Die in den vorangegangenen Kapiteln hergeleitete Berechnungsgleichung erlaubt die Bestimmung der Grundbruchlast für Fundamente mit Lasteinwirkungen, wie sie zum Beispiel im Hochbau gewöhnlich auftreten. Nur ungenau werden damit jedoch Lasteinwirkungen erfaßt, die vornehmlich aus Horizontal-lasten und nur zu einem relativ geringen Anteil aus Vertikallast bestehen. Lasteinwirkungen dieser Art kommen z. B. bei Brückenwiderlagern vor [21]. Ihrer sachgerechten Behandlung innerhalb der Grundbruchproblematik muß an dieser Stelle ein Abschnitt gewidmet werden.

Ein weiterer Abschnitt wird auf Sicherheitsbetrachtungen eingehen, die auch zur Bemessung von Fundamenten unerlässlich sind.

Vor allem die mit dem Sicherheitskonzept verbundene Frage, ob eine Last günstig oder ungünstig wirkt, führt unweigerlich zur Aufstellung sogenannter "Interaktionsdiagramme", welche im unmittelbar folgenden Abschnitt aus der Grundbruchgleichung abgeleitet werden.

8.1. Interaktionsdiagramme

Interaktionsdiagramme, wie sie zum Beispiel von GOTTARDI [28] und HAUBRICHS [36] verwendet wurden, zeigen für einfache Fälle recht anschaulich, welche Lasteinwirkungen zum Grundbruchversagen führen.

Ihr Vorteil gegenüber der in dieser Arbeit praktizierten Darstellungsweise mit Beiwerten besteht darin, daß einzelne Komponenten der Lasteinwirkung stets im Zähler der dimensionslosen Parameter auftreten. Derartige Interaktionsdiagramme sind den für Stabquerschnitte im Stahl- und Massivbau verwendeten Interaktionsdiagrammen vergleichbar.

Ihren Ursprung haben Interaktionsdiagramme in einem alternativen Satz an dimensionslosen Parametern, der dem gewählten Satz nach Tabelle 3.3 gleichwertig ist und sich auch aus diesem herleiten läßt.

Weil der Reibungswinkel durch die Tragfähigkeitsbeiwerte einen immensen Einfluß auf die Tragfähigkeit von Fundamenten nimmt, empfiehlt es sich, die Achsen des Interaktionsdiagramms zu normieren. Für Fundamente ohne Einbindetiefe hat HAUBRICHS [36] die Vertikallast-Achse auf die Vertikallast V_0 bezogen, welche allein wirkend zum Bruch führt. Daraus ergibt sich im Interaktionsdiagramm dann die vertikale Einheitslast V_E als eine der Achsenbezeichnungen (vgl. [36]). Entgegen HAUBRICHS Darstellung erscheint mir die Wahl der horizontalen Achse für die Horizontallast und der vertikalen Achse für die Vertikallast jedoch anschaulicher.

Am Beispiel von interagierender Vertikallast V und Horizontallast H bei einem Fundament ohne Einbindetiefe auf kohäsionslosem Boden soll die Aufstellung und Bedeutung eines Interaktionsdiagramms veranschaulicht werden.

Aus der Grundbruchgleichung folgt mit den o. a. Einschränkungen:

$$V = V_0 \cdot \kappa_b = V_0 \cdot \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{2,5} \tag{Gl. 8.1}$$

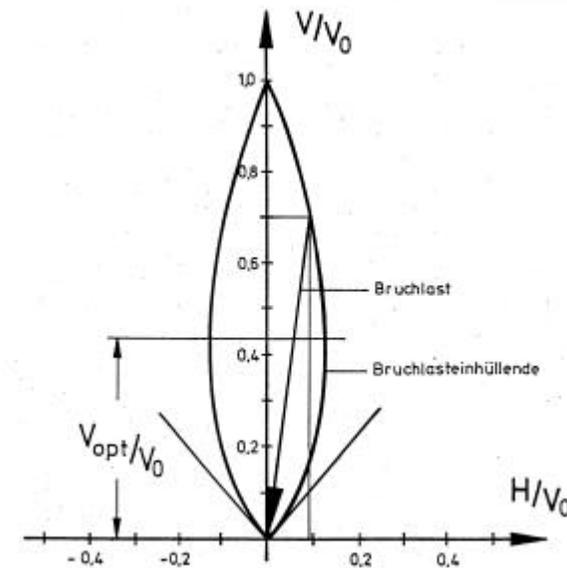


Abb. 8.1: Interaktionsdiagramm für Vertikal- und Horizontallast

Durch einfache mathematische Umformungen ergibt sich daraus als Funktion für H/V_0 :

$$\frac{H}{V_0} = \frac{V}{V_0} - \left(\frac{V}{V_0}\right)^{1+\frac{1}{2,5}} \tag{Gl. 8.2}$$

Diese Gleichung stellt die Interaktionsbeziehung für V und H dar. Ihr Graph ist das in Abbildung 8.1 wiedergegebene Interaktionsdiagramm.

Interaktionsdiagramme dieser Art haben das Aussehen einer Linse. Die Kurve kann auch als Einhüllende aller Lastvektoren gedeutet werden, die nicht zum

Grundbruch führen. Lasteinwirkungen, deren Vektor auf der Einhüllenden endet, führen zum Grundbruch. Außerhalb liegende Lastkombinationen sind aufgrund vorangegangenen Grundbruchversagens nicht möglich.

Wie nicht zuletzt aus Experimenten bekannt, gehört zu jeder Vertikallast betragsmäßig eine Horizontallast, die zum Grundbruch führt. Im Gegensatz dazu gibt es stets zwei verschiedene Vertikallasten, die in Zusammenhang mit einer feststehenden Horizontallast zum Grundbruch führen.

Die größere Lösung und die kleinere Lösung für V/V_0 gehen an einem Punkt V_{opt}/V_0 ineinander über. Die Vertikallast ist dort in Hinsicht auf die aufnehmbare Horizontallast optimal. Durch eine Extremwertbetrachtung läßt sich die Größe der optimalen Vertikallast bestimmen.

Führt man die Ausmitten nach Gleichung 3.1b wieder auf adäquate "Biegemomente" zurück (vgl. [25]), lassen sich durch eine Extremwertbetrachtung aus den Beiwerten die Größen der jeweiligen optimalen Vertikallast gewinnen.

Verallgemeinernd können die Beiwerte für die Horizontalkraft- oder Momenten-größe X mit den Parametern ω_1 , ω_2 und ω_3 nach Gleichung 8.3 formuliert werden.

$$\frac{V}{V_0} = \left(1 - \omega_1 \cdot \left(\frac{X}{V} \right)^{\omega_2} \right)^{\omega_3} \quad \text{(Gl. 8.3)}$$

Durch Umformung dieser Gleichung nach X und einer Extremwertbetrachtung durch Ableitung nach V ergibt sich die Größe von V_{opt}/V_0 . Wirkt eine Vertikallast dieser Größe, so kann das Fundament seine größtmögliche Horizontallast bzw. sein jeweils größtmögliches Moment aufnehmen.

$$\frac{\partial X}{\partial V} = 0 \Rightarrow \frac{V_{opt}}{V_0} = \left(1 + \frac{1}{\omega_2 \cdot \omega_3} \right)^{-\omega_3} \quad \text{(Gl. 8.4)}$$

Für die einzelnen Beiwerte gibt Tabelle 8.1 das Verhältnis V_{opt}/V_0 wieder.

| Beiwert | Gleichung | X | ω_1 | ω_2 | ω_3 | V_{opt}/V_0 |
|---------------|-----------------------|-------|--|------------|------------|---------------|
| μ_b | 6.13 | M_1 | $\frac{2,5}{b_2}$ | 1 | 1 | 0,50 |
| | | M_2 | $\frac{2,5}{b_1}$ | 1 | 1 | 0,50 |
| μ_d | 7.11 | M_1 | $\frac{3,6 \cdot \tan \varphi}{b_2^2}$ | 2 | 1 | 0,67 |
| | | M_2 | $\frac{3,6 \cdot \tan \varphi}{b_1^2}$ | 2 | 1 | 0,67 |
| κ_b | 6.17 | H | 1 | 1 | 2,5 | 0,43 |
| κ_d | 7.12 | H | 0,7 | 1 | 3 | 0,42 |
| κ_{Mb} | 6.25 | M_T | $\frac{13 \cdot s_{12}}{1 + s_{12}}$ | 1 | 1 | 0,50 |
| κ_{Md} | $\approx \kappa_{Mb}$ | M_T | $\frac{13 \cdot s_{12}}{1 + s_{12}}$ | 1 | 1 | 0,50 |

Tab. 8.1: Größe der optimalen Vertikallast bei verschiedenen Lasteinwirkungen für Breiten- und Tiefenglied der Grundbruchgleichung

Entsprechende Beiwerte des Kohäsionsterms, welche explizit nicht berechnet werden müssen, lassen sich nach DE BEER [2] definieren. Ihre zugehörigen Interaktionskurven wurden numerisch ausgewertet. Unter Vernachlässigung des CAQUOTschen Faktors f_c ergeben sich für die Lage der optimalen Vertikallast die in der Tabelle 8.2 aufgeführten Werte.

| Beiwert | Berechnung | V_{opt}/V_0 |
|---------------|---|---------------|
| μ_c | $\frac{N_{d0} \cdot \mu_d - 1}{N_{d0} - 1}$ | 0,60 - 0,75 |
| κ_c | $\frac{N_{d0} \cdot \kappa_d - 1}{N_{d0} - 1}$ | 0,40 - 0,50 |
| κ_{Mc} | $\frac{N_{d0} \cdot \kappa_{Md} - 1}{N_{d0} - 1}$ | 0,50 |

Tab. 8.2: Größe der optimalen Vertikallast bei verschiedenen Lasteinwirkungen für das Kohäsionsglied der Grundbruchgleichung

Die Berechnungen zeigen, daß die optimale Vertikallast für alle Beiwerte im Bereich von 40% bis 75% der Vertikallast liegt, die allein wirkend zum Bruch führt. Da die drei Hauptterme in der Grundbruchgleichung addiert werden, liegt die optimale Vertikallast insgesamt etwa bei 0,5V₀. Bei ausmittig vertikaler Belastung wird sie ein wenig nach oben hin, bei mittig geneigter Belastung nach unten hin abgelenkt.

8.2. Starke Lastneigungen

Durch die Versuche von FOIK [21] konnte experimentell nachgewiesen werden, daß bei sehr geringen Vertikallasten und vergleichsweise großen Horizontallasten die traditionelle Grundbruchgleichung aus DIN 4017 Bruchlasten liefert, die stark auf der unsicheren Seite liegen. Derartige, stark geneigte Belastungen können z. B. bei Brückenwiderlagern auftreten [21].

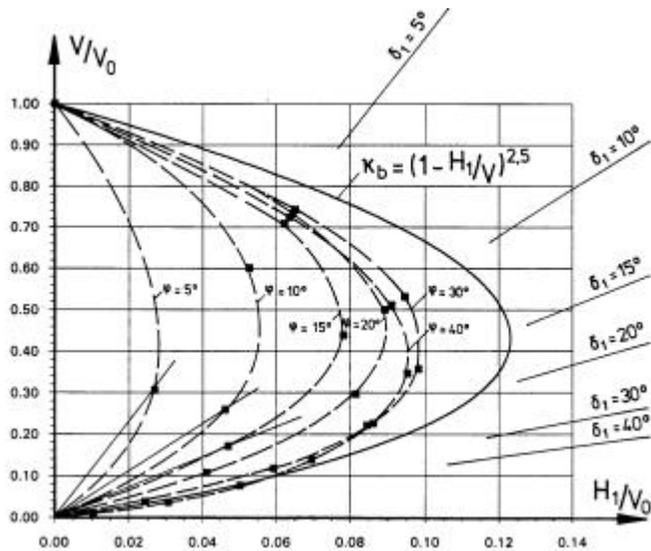


Abb. 8.2: Interaktionsdiagramm für k_b nach Berechnungen von PREGL [69] im Vergleich zur Näherungslösung nach Gleichung 8.2

Der Sachverhalt soll mit dem Interaktionsdiagramm aus Abbildung 8.2 veranschaulicht werden. Dort sind der Lastneigungsbeiwert κ_b (Abb. 6.12) nach PREGL [69] und die auf eigenen Versuchen beruhende Näherungslösung nach Gleichung 8.2 als Interaktionsdiagramm ausgewertet.

Die Abbildung zeigt, daß die Näherungslösung bei geringen Reibungswinkeln die tatsächliche Bruchlast deutlich überschreitet. Diese bereits bekannte Unzulänglichkeit ist in der Formulierung der Lastneigungsbeiwerte begründet. Die aus den Plastizitätstheoretischen Berechnungen [69], [80] bereits erkannte Abhängigkeit der Beiwerte κ_b und κ_d vom Reibungswinkel ϕ wurde in den Gleichungen 6.15 und 7.7 bewußt unterdrückt. Für geringe Lastneigungen liefern diese Näherungsformeln zutreffende Beschreibungen - für steigende Lastneigungen fallen die theoretisch berechneten Kurven in Abhängigkeit vom Reibungswinkel stark ab und unterschreiten die Näherungskurven signifikant.

Allein durch eine zusätzliche Abhängigkeit der Lastneigungsbeiwerte von ϕ läßt sich dieses Problem nicht erschöpfend lösen; vielmehr sind auch der vermutlich große Einfluß des Sohlreibungswinkels und darüber hinaus einige Unzulänglichkeiten der Plastizitätstheorie in Rechnung zu stellen. Die Auswertung von Versuchen mit stark geneigt belasteten Fundamenten erscheint dabei unerlässlich.

Für sehr geringe Vertikallasten, wie sie infolge Eigengewicht des Fundamentes praktisch immer da sind, hat FOIK [21] für einen dicht gelagerten Sand experimentell nachgewiesen, daß stets eine solche Bruchfigur im Untergrund entsteht, die auf ein Grundbruchversagen hindeutet. Ein alleiniger Gleitvorgang des Fundamentes auf der Oberfläche trat auch bei extremer Lastneigung nicht auf [21]. Die gleichen Feststellungen trafen VOLLPRACHT und WEISS [89] sowie HAUBRICHS [36] aufgrund ihrer Versuche.

NENDZA und NACKE [63] führten entsprechende Versuche mit Streifenfundamenten auf Sand unter Variation der Lagerungsdichte durch. Es ergab sich in Erweiterung der FOIKschen Aussage, daß eine dem Reibungswinkel entsprechende Lastneigung nicht erreicht werden konnte. Die aufgebrachte Vertikallast von $V=1,0$ entspricht einem zugehörigen V/V_0 von 0,005 bis 0,05; sie ist also im untersten Bereich des Interaktionsdiagramms anzusiedeln.

Abbildung 8.3 zeigt die von NENDZA u. NACKE sowie FOIK bei Streifenfundamenten experimentell erreichten Lastneigungen in Abhängigkeit von Reibungswinkel und aufgebrachter dimensionsloser Vertikallast. Bei sehr dichter Lagerung war die erreichbare Lastneigung $\tan\delta_1 = H_1/V$ besonders weit vom entsprechenden Reibungswinkel entfernt. Lockerere Lagerungen haben demnach zwar absolut eine geringere erreichbare Lastneigung zur Folge, die geringe Scherfestigkeit kann hier jedoch relativ gut ausgenutzt werden.

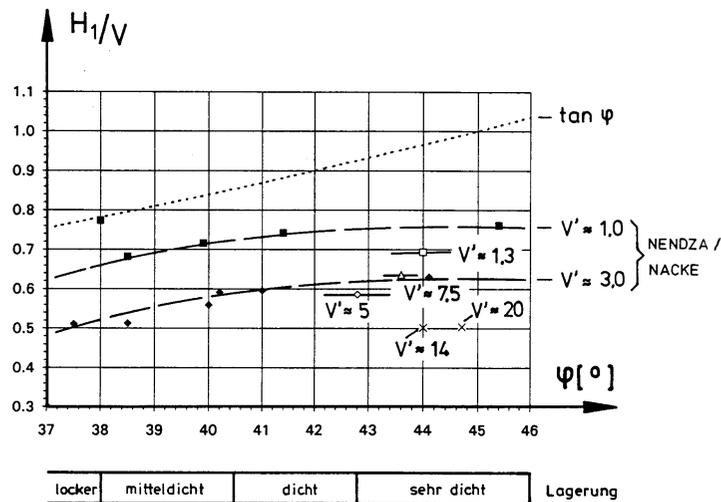


Abb. 8.3: Erreichbare Lastneigung in Abhängigkeit vom Reibungswinkel nach den Versuchen von NENDZA u. NACKE [63] sowie FOIK [21]

HAUBRICHS Deutung seiner eigenen Versuche mit konstanter Lagerungsdichte, die besagt, daß "[...] nur eine Neigung der Grundbruchwiderstandskraft erreicht werden kann, die der Restscherfestigkeit des Bodens entspricht" [36] gewinnt so an Bedeutung. Die von ihm diagnostizierte "[...] ungleichmäßige Aktivierung der Scherspannung in der Gleitfläche [...]" [36] hängt mit der in Abbildung 4.7 dargestellten plastischen Ver- und Entfestigung ab. Der Versagensvorgang trägt demzufolge deutliche Züge eines progressiven Bruches.

Ungleichmäßige Aktivierung des Reibungswinkels muß nach Abbildung 4.7 auf ungleichmäßige Scherwege zurückgeführt werden. Diese können durch die Art der Lastaufbringung entstehen. Die zunächst aufgebrachte Vertikallast verdrängt den Boden unter dem Fundament nach außen. Durch die nun erfolgende Horizontalbelastung werden die unter Vertikallast bereits erfolgten Scherwege auf der einen Seite wieder zurückgenommen, auf der anderen Seite weiter verstärkt, wodurch resultierend unterschiedliche Scherwege entstehen.

Bei dicht gelagerten Sanden ist deshalb die von HAUBRICHS [36] vorgeschlagene Begrenzung der Lastneigung durch die Restscherfestigkeit φ_r anzuraten. Der traditionelle Gleitsicherheitsnachweis wird jedoch nicht vollkommen überflüssig, denn der Sohlreibungswinkel muß nicht unbedingt dem Reibungswinkel entsprechen [48].

Fundamente mit Einbindtiefe können sogar im theoretischen Grenzfall $V=0$ Horizontallasten aufnehmen. Diese können über die Stirnflächen in den Boden eingeleitet werden. Bei einem stark geneigt belasteten Fundament kann eine derartige Erdwiderstandskraft - unter Beachtung einer zugehörigen Verschiebung - in die Lasteinwirkung einbezogen werden, da sie bei der Grundbruchgleichung nicht in Ansatz gebracht wurde.

8.3. Sicherheitskonzept

Alle Eingangsgrößen für die Berechnung des Grundbruchwiderstands sowie die einwirkenden Lasten unterliegen Streuungen (vgl. z.B. [23]). Von ihren mittleren und wahrscheinlichsten, den "charakteristischen" Werten - wie DIN 1054, Teil 100 sie nennt -, weichen sie mehr oder minder stark ab.

Aus dem natürlichen Bedürfnis, Gründungen so zu konstruieren, daß ihr Untergrund nicht versagt, erwächst für die Grundbruchberechnung die Notwendigkeit, diese zufälligen Abweichungen der Eingangsparameter zu berücksichtigen.

Dabei nimmt die Streuung einzelner Parameter unterschiedliche Ausmaße an. Während sich die Fundamentabmessungen und die Einbindtiefe relativ zuverlässig angeben lassen, ist die Wichte des Bodens geringen Schwankungen unterworfen [23]. Ihre Streuung hat nach Feststellung von GENSKE u. WALZ [23] jedoch nur eine untergeordnete Auswirkung auf die Tragfähigkeit von Fundamenten.

Ein wesentlicher Einfluß auf den tatsächlichen Grundbruchwiderstand geht von der Streuung der Scherparameter φ und c aus [23]; der Reibungswinkel beeinflusst die Tragfähigkeit bekanntlich nahezu exponentiell.

Die Lasteinwirkungen, welche sowohl aus ständigen Lasten als auch aus veränderlichen Lasten entstehen können, sind ebenfalls nennenswerten Schwankungen unterworfen [23].

Das Ausmaß der Streuungen für die Bodenkenngrößen, die Fundamentgeometrie und die Fundamentbelastung ist in Tabelle 8.3 zusammengefaßt. Darin beschreiben die Zeilen 8-13 die charakteristische Lasteinwirkung.

| | Physikalische Bedeutung | Bezeichnung | Streuung | Auswirkung |
|----|--|-------------|--------------|-------------|
| 1 | Reibungswinkel des Bodens (unterhalb der Fundamentsohle) | φ | sehr stark | günstig |
| 2 | Kohäsion des Bodens (unterhalb der Fundamentsohle) | c | sehr stark | günstig |
| 3 | Wichte des Bodens oberhalb der Fundamentsohle | γ_1 | gering | günstig |
| 4 | Wichte des Bodens unterhalb der Fundamentsohle | γ_2 | gering | günstig |
| 5 | Fundamentseitenlänge in x_1 -Richtung | b_1 | prakt. keine | günstig |
| 6 | Fundamentseitenlänge in x_2 -Richtung | b_2 | prakt. keine | günstig |
| 7 | Einbindetiefe des Fundaments | d | prakt. keine | günstig |
| 8 | Vertikallast | V | stark | wechselhaft |
| 9 | Ausmitte der Vertikallast in x_1 -Richtung | e_1 | stark | ungünstig |
| 10 | Ausmitte der Vertikallast in x_2 -Richtung | e_2 | stark | ungünstig |
| 11 | Horizontallastanteil in x_1 -Richtung | H_1 | stark | ungünstig |
| 12 | Horizontallastanteil in x_2 -Richtung | H_2 | stark | ungünstig |
| 13 | Torsionsmoment | M_T | stark | ungünstig |

Tab. 8.3: Streuung der Parameter und Auswirkung ihrer Erhöhung auf den Grundbruchwiderstand

Einer Analyse der zuvor aufgestellten Grundbruchgleichung läßt sich unschwer entnehmen, daß sich eine Erhöhung der Bodenkennwerte stets günstig auf den Grundbruchwiderstand auswirkt. Auch Zuwächse in der Seitenlänge und der Einbindetiefe üben unzweifelhaft einen positiven Effekt auf den Grundbruchwiderstand aus.

Stets ungünstig auf den Grundbruchwiderstand wirken sich Lastausmitten, Horizontallasten und ein Torsionsmoment aus.

Aus Tabelle 8.3 ist zu entnehmen, daß lediglich bei der Vertikallast nicht a priori von einer günstigen oder ungünstigen Einwirkung gesprochen werden kann. Die Interaktionsdiagramme zeigen nämlich, daß bei relativ großer Vertikallast diese sich ungünstig, bei relativ kleiner hingegen günstig auf das Tragverhalten eines Fundamentes auswirkt.

Der Umkehrpunkt für dieses Verhalten ist die zuvor mit V_{opt} bezeichnete Vertikallast. Bei einem vorgegebenen Ensemble von Horizontalkräften und Mo-

menten wirken Vertikallasten, die größer als V_{opt} sind, stets ungünstig, andernfalls wirken sie günstig.

Zur Entscheidung, ob eine charakteristische Vertikallast günstig oder ungünstig wirkt, ist nach Maßgabe des Abschnitts 8.1 die optimale Vertikallast abzuschätzen.

Entscheidend für eine sichere und zugleich wirtschaftliche Bemessung ist die Analyse, inwieweit einzelne Lasteinwirkungen in der Fundamentsohle nur kombiniert oder auch getrennt voneinander auftreten können. Das von GEORGIADIS [24] illustrierte Konzept einer Darstellung möglicher Lastpfade im Interaktionsdiagramm ist dazu bestens geeignet.

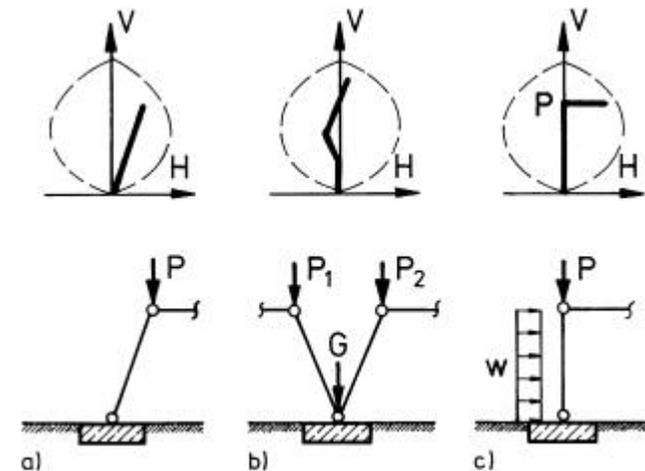


Abb. 8.4: Beispiele für Konstruktionen mit zugehörigem möglichem Lastpfad bei a) kombiniert, b) teilweise kombiniert und c) getrennt auftretender Vertikal- und Horizontallast

Der Nachweis der Grundbruchsicherheit kann, dem Prinzip GEORGIADIS folgend, unter Zuhilfenahme eines Konzepts mit Teilsicherheitsbeiwerten vorgenommen werden, wie es z. B. DIN 4017, Teil 100 oder EUROCODE 7 vorsehen.

Dieses Konzept, das auf der Annahme einer vorab definierten Versagenswahrscheinlichkeit beruht [96], ist für Grundbruchberechnungen theoretisch fundiert und praktisch mit angemessenem Aufwand durchführbar.

Die weniger stark streuenden Größen, also die Fundamentgeometrie und die Wichten des Bodens, gehen in die Berechnung lediglich mit ihren charakteristischen Größen ein.

Die charakteristischen Größen φ_k und c_k der stark streuenden Scherparameter werden nach den Gleichungen 8.5a und 8.5b durch eine Division mit Teilsicherheitsbeiwerten nach Tabelle 8.4 in die somit abgeminderten Bemessungsgrößen φ_d und c_d (d=design) überführt.

$$\tan \varphi_d = \frac{\tan \varphi_k}{\gamma_m} \quad \text{und} \quad c_d = \frac{c_k}{\gamma_m} \quad (\text{Gl. 8.5a}) \quad (\text{Gl. 8.5b})$$

| | DIN 1054, Teil 100 Entwurf 1990 (Lastfall 1) | EUROCODE 7 6th Version von August 1994 |
|-----------------|--|--|
| $\tan \varphi'$ | 1,2 | 1,25 |
| c' | 1,7 | 1,6 |
| c_u | 1,7 | 1,4 |

Tab. 8.4: Teilsicherheitsbeiwerte γ_s für die Scherparameter nach DIN 1054, Teil 100 und EUROCODE 7

Die Lasteinwirkungen werden an der Stelle ihrer Entstehung mit Teilsicherheitsbeiwerten beaufschlagt, die je nach günstiger oder ungünstiger Wirkungsweise kleiner oder größer als 1 sind.

DIN 1054, Teil 100 sowie EUROCODE 7 stellen dem über die Grundbruchgleichung mit den Bemessungsgrößen berechneten Grundbruchwiderstand R den Bemessungswert V_d der Vertikallast gegenüber. Dabei muß der Widerstand R größer als die entsprechende vorhandene Last V_d sein.

$$R - V_d \geq 0 \quad (\text{Gl. 8.6})$$

Mir scheint ein äquivalenter Nachweis nach Gleichung 8.7 sinnvoller, welcher formal wie der veraltete globale Sicherheitsnachweis aufgebaut ist. Der Wert η gibt hier das Maß einer über das Notwendige hinaus vorhandenen Sicherheit des Systems wieder. Er kann ebenso als ein Maß für die Unwirtschaftlichkeit einer Gründung gedeutet werden.

$$\eta = \frac{R}{V_d} \geq 1 \quad (\text{Gl. 8.7})$$

Weiterhin kann bei verschiedenen Lastfällen am jeweiligen Wert η die Wichtigkeit und Maßgeblichkeit einzelner Lastfälle besser qualifiziert werden. Zusätzliche Lastfälle lassen sich dann schneller einordnen und iterative Bemessungen besser steuern.

9. Zusammenfassung

Eingangs dieser Arbeit wurde gezeigt, daß die bisherigen Verfahren zur Berechnung des Grundbruchwiderstands nach DIN 4017 oder EUROCODE 7 erhebliche strukturelle Defizite aufweisen, die in der unzureichenden Abstimmung einzelner an sich durchaus wertvoller Teillösungen aufeinander begründet liegen. Die Orientierung der Fundamentgeometrie und der Lasteinwirkung an einem feststehenden Koordinatensystem ebnet den Weg, diese Mängel mit einem verhältnismäßig geringen Aufwand zu beheben.

Zur Festlegung der Grundbruchgleichung und ihrer Beiwerte konnte auf der einen Seite die Theorie idealer Plastizität herangezogen werden, auf der anderen Seite wurden dazu sowohl fremde als auch eigene Versuche angeführt.

Für die eigenen Versuche wurde eine Vorrichtung konstruiert, die einen kontrollierten Sandeinbau ermöglichte. Ein bereits vorhandener Versuchsstand mußte vor allem hinsichtlich der Lasteinleitung modifiziert werden.

Es wurden Versuche mit Fundamenten ohne Einbindetiefe auf kohäsionslosem Boden durchgeführt und daraus entsprechende Beiwerte für alle möglichen Lasteinwirkungen hergeleitet. Erstmals wurde so auch für torsionsartige Belastungen und ausmittige Horizontallasten ein repräsentatives Versuchsprogramm aufgestellt, das in die Formulierung entsprechender Beiwerte mündete.

Derartige Beiwerte für Fundamente mit Einbindetiefe, welche sich bisher nur experimentell ermitteln lassen, wurden mit dem eigenen Versuchsprogramm nicht abgehandelt. Eine Näherung, die sich an Fundamenten ohne Einbindetiefe orientiert, wurde als Übergangslösung vorgeschlagen. Zur Absicherung dieser Lösung sind jedoch einschlägige Versuche mit Einbindetiefe erforderlich.

Für Ausmitteln und Lastneigung konnten der Literatur Versuche zur Festlegung von Beiwerten auch für die Einbindetiefe entnommen werden, welche sich problemlos in die Grundbruchgleichung einarbeiten ließen.

Auf eine Ausnutzung des Scherwiderstands in der Einbindetiefezone sollte derzeit mangels einschlägiger Versuche verzichtet werden.

Mittels des Theorems korrespondierender Zustände von CAQUOT konnten bereits existierende Formulierungen für den Kohäsionsterm der Grundbruchgleichung nachvollzogen und zur leichteren Anwendung neu aufbereitet werden. Nach einer Grenzwertbetrachtung ($\varphi \rightarrow 0$) ließ sich die Grundbruchgleichung für die Berechnung von Anfangszuständen spezifizieren.

Für stark geneigt belastete Fundamente wurde die These von HAUBRICHS [36], wonach die Lastneigung neben dem Sohlreibungswinkel δ_s auch die Restscherfestigkeit φ_r nicht überschreiten darf, an den Versuchen von NENDZA u. NACKE [63] belegt.

Abschließend wurde anhand von Interaktionsdiagrammen das bereits in DIN 1054, Teil 100 und EUROCODE 7 implementierte probabilistische Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten als geeignet befunden, das Bedürfnis nach Sicherheit gegen Grundbruchversagen zu erfüllen.

Der Nachweis der Grundbruchsicherheit von Flachgründungen sollte deshalb nach folgendem Schema durchgeführt werden:

Nach Tabelle 9.1 sind zunächst die Bemessungswerte der Scherparameter aus den entsprechenden charakteristischen Größen und den Teilsicherheitsbeiwerten zu berechnen.

| | | |
|---|----------------|--|
| 1 | Reibungswinkel | $\tan \varphi = \frac{\tan \varphi_k}{\gamma_m}$ |
| 2 | Kohäsion | $c = \frac{c_k}{\gamma_m}$ |

Tab. 9.1: Bemessungswerte der Scherparameter j und c

Die Bemessungswerte für die Fundamentgeometrie und die Bodenwichten sind mit ihren charakteristischen Werten identisch.

Die charakteristischen Lasteinwirkungen werden je nach Zuverlässigkeit und Wahrscheinlichkeit ihres Auftretens mit unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerten multipliziert. Deren Größe richtet sich auch danach, ob die entsprechende Lasteinwirkung ständig vorhanden ist und ob sie einen günstigen oder ungünstigen Einfluß auf den Grundbruchwiderstand hat. Es wird für die Bemessung aus allen Lastfällen stets die ungünstigste Kombination maßgeblich.

Grundsätzlich sind bei der Fundamentgeometrie die beiden Fälle "Rechteckfundament" und "Streifenfundament" voneinander zu unterscheiden. Bei letzterem ist die x_1 -Achse des Koordinatensystems in Bruchrichtung zu legen. Es entfallen von den Lasteinwirkungen die Horizontallast H_z , die Ausmitte e_z sowie das Torsionsmoment M_T . In allen Gleichungen sind diese Größen dann mit dem Wert 0 zu belegen.

Die dimensionslosen Eingangsparameter der Grundbruchgleichung sollten nach Tabelle 9.2 vorab berechnet werden.

| | | |
|----|---------------------|---|
| 1 | Seitenverhältnis | |
| 1a | - Streifenfundament | $s_{12} = 0$ |
| 1b | - Rechteckfundament | $s_{12} = b_1/b_2$ |
| 2 | Ausmitten | $\varepsilon_1 = e_1/b_1$ und $\varepsilon_2 = e_2/b_2$ |
| 3 | Lastneigung | $H/V = \sqrt{(H_1/V)^2 + (H_2/V)^2}$ |
| 4 | Torsionsmoment | $M_T' = M_T/V \cdot b_1$ |

Tab. 9.2: Berechnung dimensionsloser Eingangsparameter

Sinnvolle und realistische Werte liefert die Berechnungsgleichung bei Einhaltung aller Bedingungen, die in Tabelle 9.3 zusammengetragen sind.

| | | |
|---|----------------|---|
| 1 | Ausmitte | $\varepsilon = \sqrt{\varepsilon_1^2 + \varepsilon_2^2} \leq 1/3$ |
| 2 | Lastneigung | $H/V \leq \tan \delta_s$ und $H/V \leq \tan \varphi$ |
| 3 | Torsionsmoment | $ M_T' \leq \frac{1 + s_{12}}{13 \cdot s_{12}}$ |

Tab. 9.3: Einschränkungen für die Eingangsparameter

Die Berechnung des Grundbruchwiderstands ist nach Tabelle 9.4 zu führen. Zu Beginn ist gemäß Zeile 1 für die Fälle $\varphi \neq 0$ und $\varphi = 0$ getrennt vorzugehen. Der Grundbruchwiderstand R wird nach Zeile 6 einheitlich berechnet.

Der Faktor f_c ist für $c = 0$ stets 1. Für $c \neq 0$ kann er - auf der sicheren Seite liegend - ebenfalls zu 1 gesetzt werden. Für eine genauere Bestimmung des Grundbruchwiderstands wird eine iterative Berechnung erforderlich, die mit dem Startwert $f_c=1$ begonnen werden sollte.

Die Gleichung 9.1 dient mit dem zuletzt berechneten Grundbruchwiderstand R zur Festlegung des CAQUOTSchen Faktors, der wiederum in den nächsten Berechnungsschritt für R eingeht.

$$f_c = \left(1 + \frac{b_1 \cdot b_2 \cdot c}{R \cdot \tan \varphi} \right)^{-1} \quad (\text{Gl. 9.1})$$

| | | | |
|----|--|--|---|
| 1 | Reibungswinkel | $\varphi \neq 0$ | $\varphi = 0$ |
| 2 | Tragfähigkeitsbeiwerte | $N_{d0} = e^{\pi \tan \varphi} \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$ $N_{b0} = (N_{d0} - 1) \cdot \tan \varphi$ | $N_{c0} = 2 + \pi$ |
| 3 | Formbeiwerte | $v_b = \frac{1}{1 + s_{12}}$ $v_d = 1 + 1,6 \cdot \tan \varphi \cdot \frac{s_{12}}{1 + s_{12}^2}$ | $v_c = 1 + 0,3 \cdot \frac{s_{12}}{1 + s_{12}^2}$ |
| 4 | Lastbeiwerte | | |
| 4a | - Ausmitte | $\mu_b = (1 - 2,5 \cdot \varepsilon_1 \cdot f_c) \cdot (1 - 2,5 \cdot \varepsilon_2 \cdot f_c)$ $\mu_d = (1 - 3,6 \cdot \tan \varphi \cdot \varepsilon_1^2) \cdot (1 - 3,6 \cdot \tan \varphi \cdot \varepsilon_2^2)$ | $\mu_c = 1 - \frac{0,7}{v_c} \cdot (\varepsilon_1^2 + \varepsilon_2^2)$ |
| 4b | - Neigung | $\kappa_b = (1 - H/V \cdot f_c)^{2,5}$ $\kappa_d = (1 - 0,7 \cdot H/V \cdot f_c)^3$ | - |
| 4c | - Torsion | $\kappa_{Mb} = 1 - \frac{13 \cdot s_{12}}{1 + s_{12}} \cdot M_T' \cdot f_c$ $\kappa_{Md} \approx 1 - \frac{13 \cdot s_{12}}{1 + s_{12}} \cdot M_T' \cdot f_c$ | - |
| 5 | Tragfähigkeitsfaktoren zur Grundbruchgleichung | | |
| 5a | - Breite | $N_b = N_{b0} \cdot v_b \cdot \mu_b \cdot \kappa_b \cdot \kappa_{Mb}$ | $N_b = 0$ |
| 5b | - Einbindetiefe | $N_d = N_{d0} \cdot v_d \cdot \mu_d \cdot \kappa_d \cdot \kappa_{Md}$ | $N_d = 1$ |
| 5c | - Kohäsion | $N_c = (N_d - 1) / \tan \varphi$ | $N_c = N_{c0} \cdot v_c \cdot \mu_c$ |
| 6 | Grundbruchwiderstand | $R = b_1 \cdot b_2 \cdot (b_1 \cdot \gamma_2 \cdot N_b + d \cdot \gamma_1 \cdot N_d + c \cdot N_c)$ | |

Tab. 9.4: Berechnung des Grundbruchwiderstands aus den Bemessungswerten

Sobald sich aus der Iteration das Ergebnis für R stabilisiert - das ist bereits nach sehr wenigen Iterationsschritten der Fall - kann mit Gleichung 9.2 festgestellt werden, ob der Grundbruchwiderstand größer als die einwirkende Lastgröße V_d ist. Dies beantwortet letztlich die Frage, ob die Sicherheit des Systems gegen Grundbruchversagen ausreicht oder das Fundament größer dimensioniert werden muß.

$$\eta = \frac{R}{V_d} \geq 1 \quad (\text{Gl. 9.2})$$

Der Verfasser denkt, mit dieser Arbeit der DIN 4017 und vergleichbaren Normen ein stark verbessertes Konzept gegenübergestellt zu haben, das, auf vergleichbare Annahmen basierend, sicherlich in Hinsicht auf mögliche Lastfälle und einer übersichtlichen Berechnungsweise mehr als nur eine Alternative darstellt. Die angestrebte Möglichkeit zur Weiterentwicklung der Grundbruchgleichung auf Gelände- und Sohlneigung ist mindestens ebensogut gegeben wie bei der derzeit gültigen DIN 4017.

10. Verzeichnisse

10.1. Literaturverzeichnis

- [1] DE BEER, E. (1962): Neuere Erkenntnisse über den Bruchwiderstand kohäsionsloser Böden unter Flachgründungen, Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Hochschule Aachen, Heft 25, Internationaler Baugrundkursus 1961, S. 265 - 299
- [2] DE BEER, E. E. (1963): Grundbruchberechnungen schräg und ausmittig belasteter Flachgründungen, VDI-Zeitschrift 105, Teil 1) Nicht bindiger Boden, Nr. 9, S. 372 - 380; Teil 2) Boden mit innerer Reibung und Kohäsion, Nr. 11, S. 453 - 460; Teil 3) Rein bindiger Boden, Nr. 15, S. 625 - 635
- [3] DE BEER, E. E. (1970): Experimental Determination of the Shape Factors and the Bearing Capacity Factors of Sand, Géotechnique 20, No. 4, S. 387 - 411, London; Correction: Géotechnique 21, S. 196, London 1971
- [4] DE BEER, E. u. VESIC, A. B. (1958): Etude expérimentale de la capacité portante du sable sous des fondations directes établies en surface, Annales des Travaux Publics de Belgique, Nr. 3, S. 5 - 58
- [5] BIERNATOWSKI, K., SARNIAK, W. u. WALASEK S. (1970): The Influence of Shape of a Rigid Foundation Model on its Bearing Capacity and Settlement, Proceedings of the 2nd Seminar on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Łódź, S. 579 - 588
- [6] BÖTTGER, W. (1980): Zu den Neigungsbeiwerten bei Grundbruchberechnungen von schräg belasteten Flachgründungen nach DIN 4017, Teil 2, Geotechnik 3, Heft 3, S. 137 - 139
- [7] BRINCH HANSEN, J. (1961): A General Formula for Bearing Capacity, Akademiet for de Tekniske Videnskaber, Geoteknisk Institut, Bulletin No. 11, Copenhagen, S. 38 - 46
- [8] BRINCH HANSEN, J. (1970): A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity, Akademiet for de Tekniske Videnskaber, Geoteknisk Institut, Bulletin No. 28, Copenhagen, S. 5 - 11
- [9] BUISMAN, A. S. KEVERLING (1935): De weerstand van paalpunten in zand, De Ingenieur, 3. Jg., Teil 1) Nr. 14, S. 25 - 28; Teil 2) Nr. 18, S. 31 - 35

- [10] BUISMAN, A. S. KEVERLING (1940): Grondmechanica, aus "KLOPPER, J.: Toegepaste Mechanica, Deel IV", Delft
- [11] CAQUOT, A. u. KÉRISEL, J. (1967): Grundlagen der Bodenmechanik, 3. Aufl., Berlin, Heidelberg, New York
- [12] CHEN, W.-F. (1975): Limit Analysis and Soil Plasticity, Developments in Geotechnical Engineering 7, Amsterdam, Oxford, New York
- [13] COX, A. D., EASON, G. u. HOPKINS, H. G. (1961): Axially Symmetric Plastic Deformations in Soils, Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Series A, Vol. 254, London, S. 1 - 45
- [14] DAS, B. M. (1981): Bearing Capacity of Eccentrically Loaded Surface Footings on Sand, Soils and Foundations 21, Tokyo, S. 115 - 119
- [15] DÖRKEN, W. (1969): Der Einfluß der Außermittigkeit auf die Grundbruchlast lotrecht beanspruchter Oberflächengründungen auf nichtbindigen Böden, Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Hochschule Aachen, Heft 44
- [16] DRUCKER, D. C. u. PRAGER, W. (1952): Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design, Quarterly of Applied Mathematics 10, S. 157 - 165
- [17] DRUCKER, D. C., PRAGER, W. u. GREENBERG, H. J. (1952): Extended Limit Design Theorems for Continuous Media, Quarterly of Applied Mathematics 9, S. 381 - 389
- [18] DYM, C. L. u. IVEY, E. S. (1980): Principles of Mathematical Modeling, London
- [19] EASTWOOD, W. (1955): The Bearing Capacity of Eccentrically Loaded Foundations on Sandy Soils, The Structural Engineer 33, No. 1, London, S. 181 - 187
- [20] FEDA, J. (1961): Research on the Bearing Capacity of Loose Soils, Proceedings of the Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol. I, S. 635 - 642
- [21] FOIK, G. (1984): Die Tragfähigkeit überwiegend horizontal beanspruchter Fundamente auf dicht gelagertem Sand, Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Hrg.: Prof. Dr.-Ing. H. NENDZA, Universität - Gesamthochschule - Essen, Heft 8

- [22] FUNK, P. (Hrsg.) (1990): Hilfsmittel für die Arbeit mit Normen des Bauwesens, Grundbau/Bodenmechanik, Gegenüberstellung DIN - TGL, Bearb. v. FISCHER, H. J. u. HAMPE, E., Berlin
- [23] GENSKE, D. u. WALZ, B. (1987): Anwendung der probabilistischen Sicherheitstheorie auf Grundbruchberechnungen nach DIN 4017, Geotechnik 10, S. 53 - 66
- [24] GEORGIADIS, M. (1985): Load-Path Dependent Stability of Shallow Footings, Soils and Foundations 25, No. 1, Tokyo, S. 84 - 88
- [25] GEORGIADIS, M. u. BUTTERFIELD, R. (1988): Displacements of Footings on Sand under Eccentric and Inclined Loads, Canadian Geotechnical Journal 25, S. 199 - 212
- [26] GIRAUDET, P. (1965): Recherches expérimentales sur les fondations, Annales des Ponts et Chaussées 135, Heft 3, S. 167 - 193
- [27] GOLDSCHIEDER, M. u. GUDEHUS, G. (1974): Verbesserte Standsicherheitsnachweise, Vorträge der Baugrundtagung 1974 in Frankfurt/Main-Höchst, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Essen, S. 99 - 118
- [28] GOTTARDI, G. (1992): Modellazione del comportamento di fondazioni superficiali su sabbia soggette a diverse condizioni di carico, Dottorato di ricerca in ingegneria geotecnica, Università di Istituto di Costruzioni Marittime e di Geotecnica, Padova
- [29] GOTTARDI, G. (1992): Interaction Diagrams for Surface Footings on Sand under General Planar Loads, 6th Young Geotechnical Engineers' Conference, Lisbon, 1992
- [30] GOTTARDI, G., RICCERI, G. u. SIMONINI, P. (1994): On the Scale Effect of Footings on Sand under General Loads, Proceedings of the Thirteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, Vol. 2, S. 709 - 712
- [31] GUDEHUS, G. (1990): Stoffgesetze, in: SMOLTCZYK, U. (Hrsg.), Grundbau-Taschenbuch, Berlin, S. 175 - 203
- [32] GUSSMANN, P. (1986): Die Methode der Kinematischen Elemente, Mitteilung des Baugrundinstituts Stuttgart, Heft 25
- [33] GUSSMANN, P. (1991): K2SOIL, Ein interaktives 2D-Programm zur Berechnung von Grenzzuständen in Böden mit Reibung und Kohäsion nach der Methode der Kinematischen Elemente (KEM), Berechnung von Traglasten oder Standsicherheiten, Version 3.0

- [34] GUSSMANN, P. u. SCHAD, H. (1990): Numerische Verfahren, in: SMOLTCZYK, U. (Hrsg.), Grundbau-Taschenbuch, Berlin, S. 415 - 458
- [35] HANNA, A. M. u. MEYERHOF, G. G. (1981): Experimental Evaluation of Bearing Capacity of Footings Subjected to Inclined Loads, Canadian Geotechnical Journal 18, S. 599 - 603
- [36] HAUBRICH, K. (1993): Widerstand eines dicht gelagerten Sandes gegen Beanspruchungen infolge ausmittig-schräg oder exzentrisch belasteter starrer Einzelfundamente, Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. H. NENDZA, Universität - Gesamthochschule - Essen, Heft 18
- [37] HENNIG, O. (1994): Experimentelle Untersuchung zum Grundbruch von mittig vertikal und ausmittig horizontal belasteten Fundamenten, Diplomarbeit Nr. 122 am Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik, Universität - Gesamthochschule - Essen, (unveröffentlicht)
- [38] HETTLER, A. u. GUDEHUS, G. (1988): Influence of the Foundation Width on the Bearing Capacity Factor, Soils and Foundations 28, Tokyo, Heft 4, S. 81 - 92
- [39] KARAL, K. (1977): Energy Method for Soil Stability Analyses, Journal of the Geotechnical Engineering Division 103, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, No. GT 5, S. 431 - 445
- [40] KÉZDI, Á. (1969): Handbuch der Bodenmechanik, Bd. II, Bodenmechanik im Erd-, Grund- und Strassenbau, Berlin, Budapest
- [41] KOBUS, H. (1974): Anwendung der Dimensionsanalyse in der experimentellen Forschung des Bauingenieurwesens, Die Bautechnik 51, Heft 3, S. 88 - 94
- [42] KÖTTER, F. (1903): Die Bestimmung des Drucks an gekrümmten Gleitflächen, eine Aufgabe aus der Lehre vom Erddruck, Sitzung der physikalisch-mathematischen Classe vom 26. Februar 1903, S. 229 - 233
- [43] KURDJUMOFF, V. J. (1892): Zur Frage des Widerstandes der Gründungen auf natürlichem Boden, Der Civilingenieur, Bd. 38, S. 294 - 312 u. Tafel X
- [44] LAUMEIER, D. (1989): Experimentelle Untersuchung der Tragfähigkeit lotrecht außermittig belasteter Fundamente auf kohäsionslosem dicht gelagertem Sand, Diplomarbeit Nr. 89 am Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik, Universität - Gesamthochschule - Essen, (unveröffentlicht)

- [45] LEBÈGUE, Y. (1972): Pouvoir portant du sol sous une charge inclinée, Annales de l'Institut technique du Bâtiment et des Travaux Publics, No. 292, S. 2 - 44
- [46] LÖFFLER, M. (1992): Die Berechnung der Grundbruchlast von Streifenfundamenten ohne Einbindetiefe auf kohäsionslosen Böden nach der Methode der Kinematischen Elemente, Diplomarbeit Nr. 106 am Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik, Universität - Gesamthochschule - Essen, (unveröffentlicht)
- [47] LUNDGREN, H. u. MORTENSEN K. (1953): Determination by the Theory of Plasticity of the Bearing Capacity of Continuous Footings on Sand, Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, Vol I, S. 409 - 412
- [48] MALCHAREK, K. u. SMOLTCZYK, U. (1981): Vergleich nationaler Richtlinien für die Berechnung von Fundamenten, Mitteilungen des Baugrundinstituts Stuttgart, Heft 16
- [49] MEISCHEIDER, H. (1940): Über den Einfluß der Flächenform auf die Tragfähigkeit von Fundamentplatten, Der Bauingenieur 21, Heft 11/13, S. 83 - 92
- [50] MEYERHOF, G. G. (1951): The Ultimate Bearing Capacity of Foundations, Géotechnique 2, Nr. 4, S. 301 - 332
- [51] MEYERHOF, G. G. (1953): The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads, Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, Vol I, S. 440 - 445
- [52] MEYERHOF, G. G. (1953): Some Recent Foundation Research and its Application to Design, The Structural Engineer 31, Heft 6, S. 151 - 167
- [53] MEYERHOF, G. G. u. KOUMOTO, T. (1987): Inclination Factors for Bearing Capacity of Shallow Footings, Journal of Geotechnical Engineering 113, No. 9, S. 1013 - 1018
- [54] MUHS, H. (1963): Über die zulässige Belastung nichtbindiger Böden, Berichte aus der Bauforschung, Heft 32, Flachgründungen, Grundbruch und Setzungen, Berlin, S. 103 - 121
- [55] MUHS, H. (1970): Die experimentelle Untersuchung der Grenztragfähigkeit nichtbindiger Böden, Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Hochschule Aachen, Heft 51, S. 245 - 265

- [56] MUHS, H. u. WEISS, K. (1969): Die Grenztragfähigkeit und Schiefstellung ausmittig-lotrecht belasteter Einzelfundamente im Sand nach Theorie und Versuch, Berichte aus der Bauforschung, Heft 59, Berlin
- [57] MUHS, H. u. WEISS, K. (1971): Untersuchung von Grenztragfähigkeit und Setzungsverhalten flachgegründeter Einzelfundamente im ungleichförmigen nichtbindigen Boden, Berichte aus der Bauforschung, Heft 69, Berlin, München, Düsseldorf
- [58] MUHS, H. u. WEISS, K. (1972): Der Einfluß von Neigung und Ausmittigkeit der Last auf die Grenztragfähigkeit flach gegründeter Einzelfundamente, Berichte aus der Bauforschung, Heft 73, Berlin, München, Düsseldorf
- [59] MUHS, H. u. WEISS, K. (1975): Die Grenztragfähigkeit von flach gegründeten Streifenfundamenten unter geneigter Belastung nach Theorie und Versuch, Berichte aus der Bauforschung, Heft 101, S. 3 - 77, Berlin, München, Düsseldorf
- [60] NACKE, C. (1988): Horizontal belastete Fundamente mit geneigter Sohlfäche, Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. H. NENDZA, Universität - Gesamthochschule - Essen, Heft 14
- [61] NAUJOKS, L. (1963): Über die Tragfähigkeit von mittig, vertikal belasteten Flachgründungen im Sand, Berichte aus der Bauforschung, Heft 32, Flachgründungen, Grundbruch und Setzungen, S. 1 - 101
- [62] NENDZA, H. (1988): Bodenmechanisches Praktikum, Einführung und Leitfaden, Studienunterlagen für das Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität - Gesamthochschule - Essen, 4. Auflage, Essen
- [63] NENDZA, H. u. NACKE, C. (1986): Der Einfluß der Lagerungsdichte auf die Tragfähigkeit überwiegend horizontal beanspruchter und auf Sand gegründeter Fundamente, Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. H. NENDZA, Universität - Gesamthochschule - Essen, Heft 12
- [64] OHDE, J. (1950): Der Eindringwiderstand von Fundamenten als Grundlage für die Festlegung der zulässigen Baugrundbelastung, Die Bautechnik 27, Heft 8, S. 272 - 277
- [65] PRANDTL, L. (1920): Über die Härte plastischer Körper, Nachrichten der Gesellschaft der Wissenschaften, Berichte der mathem.-physikal. Klasse, S 74 - 85

- [66] PRANDTL, L. (1921): Über die Eindringfestigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden, Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik 1, Band 1, S. 15 - 20
- [67] PREGL, O. (1989): Bemessung von Flachgründungen, Handbuch der Geotechnik, Universität für Bodenkultur Wien, Band 13
- [68] PREGL, O.: Kontinuumsmechanik / Statische Aufgaben, Handbuch der Geotechnik, Universität für Bodenkultur Wien, Band 5, (noch nicht veröffentlichtes Manuskript)
- [69] PREGL, O. u. KRISTÖFL, R. (1983): Tragfähigkeitsbeiwerte, Mitteilungen des Institutes für Geotechnik und Verkehrswesen, Universität für Bodenkultur Wien, Reihe "Geotechnik - Forschungsberichte", Heft 9
- [70] RAES, P. E. (1941): Het oppersingsvraagstuk bij een strookvormig fundament, Technisch-Wetenschappelijk Tijdschrift, Bd. 10, Antwerpen, S. 261 - 263
- [71] RANKINE, W. J. M. (1857): On the Stability of Loose Earth, Philosophical Transactions of the Royal Society of London, London, Vol. 147, S. 9 - 27
- [72] REISSNER, H. (1924): Zum Erddruckproblem, Proceedings of the First International Congress of Applied Mechanics, Delft, S. 295 - 311
- [73] RICCI, G. u. SIMONINI, P. (1989): Interaction Diagrams for Shallow Footings on Sand, Proceedings of the Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Vol. 2, S. 967 - 972
- [74] SALDEN, D. (1980): Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten, Mitteilungen des Baugrundinstituts Stuttgart, Heft 12
- [75] SCHULTZE, E. (1948): Neuere Untersuchungen über die Tragfähigkeit des Baugrundes, Bauplanung und Bautechnik 2, Teil 1) Nr. 3, S. 73 - 79, Teil 2) Nr. 5, S. 147 - 150
- [76] SCHULTZE, E. (1952): Der Widerstand des Baugrundes gegen schräge Sohlpressungen, Die Bautechnik 29, Heft 12, S. 336 - 342
- [77] SCHULTZE, J. (1923): Bodentragfähigkeit, Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik 3, Heft 1, S. 19 - 34
- [78] SCHWEDLER, J. W. (1891): Eine Abhandlung J. W. Schwedlers über eisernen Oberbau, Centralblatt der Bauverwaltung 11, Nr. 9, S. 89 - 96

- [79] SKEMPTON, A. W. (1951): The Bearing Capacity of Clays, Building Research Congress, 1951, Vol. 1, S. 180 - 189
- [80] SMOLTCZYK, H.-U. (1960): Ermittlung eingeschränkt plastischer Verformungen im Sand unter Flachfundamenten, Berlin
- [81] SOKOLOVSKI, V. V. (1960): Statics of Soil Media, London
- [82] STEENFELT, J. S. (1979): Scale Effect on Bearing Capacity Factor N_c , Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. I, S. 749 - 752
- [83] STEENFELT, J. S. (1979): Scale Effect on Bearing Capacity Factor i_{γ} , Akademiet for de Tekniske Videnskaber, Geoteknisk Institut, Bulletin No. 33, Copenhagen, S. 56 - 61
- [84] TCHENG, Y. u. ISEUX, J. (1966): Nouvelle recherche sur le pouvoir portant des milieux pulvérulents, Fondations superficielles et semi-profondes, Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics 19, Nr. 227, Paris, S. 1265 - 1282
- [85] TERZAGHI, K. (1954): Theoretische Bodenmechanik, 5. Aufl., Berlin, Göttingen, Heidelberg
- [86] VESIC, A. A. (1975): Bearing Capacity of Shallow Foundations, in: WINTERKORN, H. u. FANG, H.: Foundation Engineering Handbook, New York u. a. Orte, 1. Auflage, S. 121 - 147
- [87] VOLLENWEIDER, U. (1970): Beitrag zur Behandlung bodenmechanischer Grenzwertprobleme nach der Plastizitätstheorie, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Diss. Nr. 4333
- [88] VOLLENWEIDER, U. (1984): Zur Traglastberechnung von Flachgründungen, Geotechnik 7, Heft 4, S. 203 - 213
- [89] VOLLPRACHT, H.-J. u. WEISS, K. (1975): Großmaßstäbliche Belastungsversuche zur Untersuchung des Gleitvorgangs, Berichte aus der Bauforschung, Heft 01, S. 78 - 92, Berlin, München, Düsseldorf
- [90] WALZ, B. (1982): Bodenmechanische Modelltechnik als Mittel zur Bemessung von Grundbauwerken, Forschungs- und Arbeitsberichte aus den Bereichen Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen, Universität GH Wuppertal, Bericht 1, S. 45 - 90
- [91] WEISS, K. (1970): Der Einfluß der Fundamentform auf die Grenztragfähigkeit flachgegründeter Fundamente, Berichte aus der Bauforschung, Heft 65, Berlin

- [92] WEISS, K. (1974): Die Formbeiwerte in der Grundbruchgleichung für nichtbindige Böden, Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Hochschule Aachen, Heft 60
- [93] WEISS, K. (1976): Zur Frage der Grenztragfähigkeit von flach gegründeten Streifenfundamenten in Böschungen, Mitteilungen der Degebo, Heft 32, Berlin, S. 153 - 160
- [94] WEISS, K. (1978): 50 Jahre Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) 1928 - 1978, Mitteilung der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) an der Technischen Universität Berlin, Heft 33
- [95] WEISSMANN, R. (1993): Der Einfluß von Fundamentbreite, Einbindetiefe, Reibungswinkel und Kohäsion auf die Grundbruchlast und die Bruchfigur bei Streifenfundamenten, Diplomarbeit Nr. 117 am Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik, Universität - Gesamthochschule - Essen, (unveröffentlicht)
- [96] WYROBEK, M. (1991): Das neue Sicherheitskonzept im Bauwesen, Grundlagen, Hinweise, Erläuterungen, Tiefbau-Berufsgenossenschaft 103, Heft 9, S. 562 - 576

10.2. Vorschriftenverzeichnis

- DIN 1054 Baugrund, Zulässige Belastung des Baugrunds, Nov. 1976
- DIN 1054, Beiblatt Baugrund, Zulässige Belastung des Baugrunds, Erläuterungen, Nov. 1976
- DIN 1054, Teil 100 Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Diskussionsvorlage, Stand 1990
- DIN 4017, T1 Baugrund, Grundbruchberechnungen von lotrecht mittig belasteten Flachgründungen, August 1979
- DIN 4017, T1, Beiblatt 1 Baugrund, Grundbruchberechnungen von lotrecht mittig belasteten Flachgründungen, Erläuterungen und Berechnungsbeispiele, August 1979
- DIN 4017, T2 Baugrund, Grundbruchberechnungen von schräg und außermittig belasteten Flachgründungen, August 1979
- DIN 4017, T2, Beiblatt 1 Baugrund, Grundbruchberechnungen von schräg und außermittig belasteten Flachgründungen, Erläuterungen und Berechnungsbeispiele, August 1979
- DIN V 4017 Baugrund, Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachgründungen, Manuskript, Nov. 1990
- prENV 1997-1 EUROCODE 7, Part 1, "Geotechnical Design - General Rules", 6th Version, August 1994
- TGL 11 464/02 Erdstatische Berechnungsverfahren; Tragfähigkeit des Baugrundes bei Belastung durch Flächenfundamente

ANHANG

- A1 Aufstellung der eigenen Versuche
- A2 Grenzwertbetrachtungen zur Berechnung von N_c für $\varphi=0$
- A3 Aufstellung maßgeblicher DEGEBO-Versuche
- A3.1 Formbeiwert v_d nach Versuchen von WEISS [91]
- A3.2 Ausmittenbeiwert μ_d nach Versuchen von
MUHS und WEISS [56] und [58]
- A3.3 Lastneigungsbeiwert κ_d nach Versuchen von
MUHS und WEISS [59] und [58]
- A3.4 Kombination μ_d und κ_d nach Versuchen von
MUHS und WEISS [58]

ANHANG A1

Aufstellung der eigenen Versuche

| Versuch | h_r | γ | φ | b_1 | b_2 | e_1 | e_2 | V | H_1 | H_2 | $10^3 \cdot M_T$ |
|---------|-------|----------------------|-----------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|-------|------------------|
| [Nr.] | [cm] | [kN/m ³] | [°] | [m] | [m] | [m] | [m] | [kN] | [kN] | [kN] | [kNm] |
| A 1.1 | 80 | 17.19 | 44.38 | 0.040 | 0.200 | - | - | 1.1400 | - | - | - |
| A 1.2 | 80 | 17.44 | 45.36 | 0.040 | 0.200 | - | - | 1.9880 | - | - | - |
| A 2.1 | 20 | 16.77 | 42.72 | 0.050 | 0.150 | - | - | 0.4057 | - | - | - |
| A 2.2 | 80 | 17.06 | 43.86 | 0.050 | 0.150 | - | - | 1.1381 | - | - | - |
| A 2.3 | 90 | 17.08 | 43.94 | 0.050 | 0.150 | - | - | 0.7300 | - | - | - |
| A 2.4 | 80 | 17.18 | 44.34 | 0.050 | 0.150 | - | - | 0.7887 | - | - | - |
| A 2.5 | 80 | 17.39 | 45.17 | 0.050 | 0.150 | - | - | 1.7380 | - | - | - |
| A 2.6 | 80 | 17.41 | 45.25 | 0.050 | 0.150 | - | - | 1.4880 | - | - | - |
| A 2.7 | 80 | 17.44 | 45.36 | 0.050 | 0.150 | - | - | 1.7880 | - | - | - |
| A 3.1 | 20 | 16.59 | 42.01 | 0.050 | 0.100 | - | - | 0.2334 | - | - | - |
| A 3.2 | 40 | 17.09 | 43.98 | 0.050 | 0.100 | - | - | 0.3789 | - | - | - |
| A 3.3 | 60 | 17.26 | 44.65 | 0.050 | 0.100 | - | - | 0.4665 | - | - | - |
| A 3.4 | 80 | 17.26 | 44.65 | 0.050 | 0.100 | - | - | 0.6166 | - | - | - |

| Versuch | h_r | γ | φ | b_1 | b_2 | e_1 | e_2 | V | H_1 | H_2 | $10^3 \cdot M_T$ |
|---------|-------|----------------------|-----------|-------|-------|--------|--------|--------|-------|-------|------------------|
| [Nr.] | [cm] | [kN/m ³] | [°] | [m] | [m] | [m] | [m] | [kN] | [kN] | [kN] | [kNm] |
| B 1.1 | 80 | 17.00 | 43.63 | 0.050 | 0.150 | 0.0082 | - | 0.5631 | - | - | - |
| B 1.2 | 80 | 17.24 | 44.57 | 0.050 | 0.150 | 0.0082 | - | 0.7380 | - | - | - |
| B 1.3 | 80 | 17.40 | 45.21 | 0.050 | 0.150 | 0.0163 | - | 0.2430 | - | - | - |
| B 2.1 | 80 | 17.14 | 44.18 | 0.090 | 0.090 | 0.0149 | - | 0.8385 | - | - | - |
| B 2.2 | 80 | 17.42 | 45.29 | 0.090 | 0.090 | 0.0223 | - | 0.8380 | - | - | - |
| B 2.3 | 80 | 17.38 | 45.13 | 0.090 | 0.090 | 0.0223 | - | 0.7380 | - | - | - |
| B 2.4 | 80 | 17.02 | 43.71 | 0.090 | 0.090 | 0.0295 | - | 0.3636 | - | - | - |
| B 3.1 | 80 | 17.22 | 44.50 | 0.150 | 0.050 | 0.0124 | - | 0.7380 | - | - | - |
| B 3.2 | 80 | 17.23 | 44.54 | 0.150 | 0.050 | 0.0124 | - | 0.7274 | - | - | - |
| B 3.3 | 80 | 17.23 | 44.54 | 0.150 | 0.050 | 0.0124 | - | 0.9381 | - | - | - |
| B 3.4 | 80 | 17.10 | 44.02 | 0.150 | 0.050 | 0.0247 | - | 0.5755 | - | - | - |
| B 3.5 | 80 | 17.00 | 43.63 | 0.150 | 0.050 | 0.0248 | - | 0.6631 | - | - | - |
| B 3.6 | 80 | 16.96 | 43.47 | 0.150 | 0.050 | 0.0490 | - | 0.3006 | - | - | - |
| B 4.1 | 80 | 17.40 | 45.21 | 0.200 | 0.040 | 0.0248 | - | 1.1400 | - | - | - |
| B 4.2 | 80 | 17.11 | 44.06 | 0.200 | 0.040 | 0.0491 | - | 0.6130 | - | - | - |
| B 4.3 | 80 | 17.36 | 45.05 | 0.200 | 0.040 | 0.0496 | - | 0.6900 | - | - | - |
| B 4.4 | 80 | 17.16 | 44.26 | 0.200 | 0.040 | 0.0657 | - | 0.3900 | - | - | - |
| C 1.1 | 80 | 17.15 | 44.22 | 0.090 | 0.090 | 0.0149 | 0.0149 | 0.7130 | - | - | - |
| C 1.2 | 80 | 17.40 | 45.21 | 0.090 | 0.090 | 0.0149 | 0.0149 | 0.7880 | - | - | - |
| C 1.3 | 80 | 17.02 | 43.71 | 0.090 | 0.090 | 0.0291 | 0.0146 | 0.2367 | - | - | - |
| C 1.4 | 80 | 17.08 | 43.94 | 0.090 | 0.090 | 0.0283 | 0.0283 | 0.1112 | - | - | - |
| C 2.1 | 80 | 17.43 | 45.33 | 0.050 | 0.150 | 0.0082 | 0.0247 | 0.5380 | - | - | - |
| C 2.2 | 80 | 17.42 | 45.29 | 0.050 | 0.150 | 0.0164 | 0.0122 | 0.2992 | - | - | - |
| C 2.3 | 80 | 17.42 | 45.29 | 0.050 | 0.150 | 0.0082 | 0.0480 | 0.6131 | - | - | - |
| C 2.4 | 80 | 17.25 | 44.61 | 0.050 | 0.150 | 0.0149 | 0.0446 | 0.0570 | - | - | - |

Anmerkungen:

*[37] Durchgeführt im Rahmen der Diplomarbeit HENNIG [37]

*VR Lastpfad abweichend vom Regelfall

| Versuch | s_{12} | ε_1 | ε_2 | V' | H_1/V | H_2/V | M_T' | V_E | $\frac{1}{1+s_{12}}$ | $\frac{v_{b, \text{Versuch}}}{v_{b, \text{Ansatz}}}$ |
|---------|----------|-----------------|-----------------|--------|---------|---------|--------|--------|----------------------|--|
| [Nr.] | [-] | [-] | [-] | [-] | [-] | [-] | [-] | [-] | [-] | [-] |
| A 1.1 | 0.200 | - | - | 207.24 | - | - | - | 1.5367 | 1.6667 | 0.922 |
| A 1.2 | 0.200 | - | - | 356.22 | - | - | - | 2.0236 | 1.6667 | 1.214 |
| A 2.1 | 0.333 | - | - | 64.51 | - | - | - | 1.2492 | 1.5000 | 0.833 |
| A 2.2 | 0.333 | - | - | 177.89 | - | - | - | 1.6490 | 1.5000 | 1.099 |
| A 2.3 | 0.333 | - | - | 113.97 | - | - | - | 1.4480 | 1.5000 | 0.965 |
| A 2.4 | 0.333 | - | - | 122.42 | - | - | - | 1.2707 | 1.5000 | 0.847 |
| A 2.5 | 0.333 | - | - | 266.51 | - | - | - | 1.6181 | 1.5000 | 1.079 |
| A 2.6 | 0.333 | - | - | 227.91 | - | - | - | 1.4926 | 1.5000 | 0.995 |
| A 2.7 | 0.333 | - | - | 273.39 | - | - | - | 1.5192 | 1.5000 | 1.013 |
| A 3.1 | 0.500 | - | - | 56.27 | - | - | - | 1.3237 | 1.3333 | 0.993 |
| A 3.2 | 0.500 | - | - | 88.68 | - | - | - | 1.4135 | 1.3333 | 1.060 |
| A 3.3 | 0.500 | - | - | 108.11 | - | - | - | 1.3855 | 1.3333 | 1.039 |
| A 3.4 | 0.500 | - | - | 142.90 | - | - | - | 1.4595 | 1.3333 | 1.095 |

| Versuch | s_{12} | ε_1 | ε_2 | V' | H_1/V | H_2/V | M_T' | V_E | $V_E \cdot f_{iJK}$ | $\frac{1}{f_{iJK}}$ | Anm. |
|---------|----------|-----------------|-----------------|--------|---------|---------|--------|--------|---------------------|---------------------|------|
| [Nr.] | [-] | [-] | [-] | [-] | [-] | [-] | [-] | [-] | [-] | [-] | |
| B 1.1 | 0.333 | 0.164 | - | 88.32 | - | - | - | 0.5424 | 0.5900 | 0.919 | - |
| B 1.2 | 0.333 | 0.164 | - | 114.15 | - | - | - | 0.5739 | 0.5900 | 0.973 | - |
| B 1.3 | 0.333 | 0.326 | - | 37.24 | - | - | - | 0.1322 | 0.1850 | 0.715 | - |
| B 2.1 | 1.000 | 0.166 | - | 67.11 | - | - | - | 0.5468 | 0.5861 | 0.933 | - |
| B 2.2 | 1.000 | 0.248 | - | 65.99 | - | - | - | 0.3744 | 0.3806 | 0.984 | - |
| B 2.3 | 1.000 | 0.248 | - | 58.25 | - | - | - | 0.3226 | 0.3806 | 0.848 | - |
| B 2.4 | 1.000 | 0.328 | - | 29.30 | - | - | - | 0.2716 | 0.1806 | 1.504 | - |
| B 3.1 | 3.000 | 0.083 | - | 38.10 | - | - | - | 0.7110 | 0.7933 | 0.896 | - |
| B 3.2 | 3.000 | 0.083 | - | 37.53 | - | - | - | 0.7807 | 0.7933 | 0.984 | - |
| B 3.3 | 3.000 | 0.083 | - | 48.40 | - | - | - | 0.9261 | 0.7933 | 1.167 | - |
| B 3.4 | 3.000 | 0.165 | - | 29.92 | - | - | - | 0.4468 | 0.5876 | 0.760 | - |
| B 3.5 | 3.000 | 0.165 | - | 34.67 | - | - | - | 0.7797 | 0.5867 | 1.329 | - |
| B 3.6 | 3.000 | 0.327 | - | 15.75 | - | - | - | 0.3204 | 0.1833 | 1.748 | - |
| B 4.1 | 5.000 | 0.124 | - | 40.95 | - | - | - | 0.6032 | 0.6900 | 0.874 | - |
| B 4.2 | 5.000 | 0.246 | - | 22.39 | - | - | - | 0.4581 | 0.3863 | 1.186 | - |
| B 4.3 | 5.000 | 0.248 | - | 24.84 | - | - | - | 0.4059 | 0.3800 | 1.068 | - |
| B 4.4 | 5.000 | 0.329 | - | 14.20 | - | - | - | 0.2806 | 0.1788 | 1.570 | - |
| C 1.1 | 1.000 | 0.165 | 0.165 | 57.03 | - | - | - | 0.3697 | 0.3447 | 1.073 | - |
| C 1.2 | 1.000 | 0.165 | 0.165 | 62.12 | - | - | - | 0.3444 | 0.3445 | 1.000 | - |
| C 1.3 | 1.000 | 0.323 | 0.162 | 19.07 | - | - | - | 0.2078 | 0.1139 | 1.824 | - |
| C 1.4 | 1.000 | 0.314 | 0.314 | 8.93 | - | - | - | 0.0946 | 0.0457 | 2.069 | - |
| C 2.1 | 0.333 | 0.164 | 0.165 | 82.31 | - | - | - | 0.3009 | 0.3471 | 0.867 | - |
| C 2.2 | 0.333 | 0.328 | 0.081 | 45.80 | - | - | - | 0.1673 | 0.1434 | 1.167 | - |
| C 2.3 | 0.333 | 0.164 | 0.320 | 93.85 | - | - | - | 0.3632 | 0.1180 | 3.078 | - |
| C 2.4 | 0.333 | 0.298 | 0.297 | 8.81 | - | - | - | 0.0647 | 0.0655 | 0.988 | - |

| Versuch | h_r | γ | ϕ | b_1 | b_2 | e_1 | e_2 | V | H_1 | H_2 | $10^3 \cdot M_T$ |
|---------|-------|----------------------|--------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|------------------|
| [Nr.] | [cm] | [kN/m ³] | [°] | [m] | [m] | [m] | [m] | [kN] | [kN] | [kN] | [kNm] |
| D 1.1 | 80 | 17.06 | 43.86 | 0.050 | 0.150 | - | - | 0.8710 | 0.0697 | - | - |
| D 1.2 | 80 | 17.06 | 43.86 | 0.050 | 0.150 | - | - | 0.5261 | 0.1197 | - | - |
| D 2.1 | 80 | 16.92 | 43.31 | 0.090 | 0.090 | - | - | 0.9553 | 0.1345 | - | - |
| D 2.2 | 80 | 17.00 | 43.63 | 0.090 | 0.090 | - | - | 0.9310 | 0.1325 | - | - |
| D 2.3 | 80 | 17.28 | 44.73 | 0.090 | 0.090 | - | - | 0.7603 | 0.1700 | - | - |
| D 2.4 | 80 | 16.92 | 43.31 | 0.090 | 0.090 | - | - | 0.4754 | 0.1367 | - | - |
| D 2.5 | 80 | 17.02 | 43.71 | 0.090 | 0.090 | - | - | 0.3566 | 0.1072 | - | - |
| D 2.6 | 80 | 17.02 | 43.71 | 0.090 | 0.090 | - | - | 0.2983 | 0.1122 | - | - |
| D 3.1 | 80 | 16.92 | 43.31 | 0.150 | 0.050 | - | - | 0.7947 | 0.0697 | - | - |
| D 3.2 | 80 | 16.96 | 43.47 | 0.150 | 0.050 | - | - | 0.5490 | 0.1322 | - | - |
| D 3.3 | 80 | 17.09 | 43.98 | 0.150 | 0.050 | - | - | 0.6520 | 0.1677 | - | - |
| D 3.4 | 80 | 16.96 | 43.47 | 0.150 | 0.050 | - | - | 0.4257 | 0.1287 | - | - |
| D 3.5 | 80 | 17.06 | 43.86 | 0.150 | 0.050 | - | - | 0.4247 | 0.1287 | - | - |
| D 3.6 | 80 | 17.05 | 43.82 | 0.150 | 0.050 | - | - | 0.2155 | 0.0947 | - | - |
| D 4.1 | 80 | 16.80 | 42.84 | 0.200 | 0.040 | - | - | 0.6656 | 0.0697 | - | - |
| D 4.2 | 80 | 16.94 | 43.39 | 0.200 | 0.040 | - | - | 0.5040 | 0.1447 | - | - |
| D 4.3 | 80 | 16.85 | 43.04 | 0.200 | 0.040 | - | - | 0.3111 | 0.1197 | - | - |
| E 1.1 | 80 | 16.98 | 43.55 | 0.090 | 0.090 | - | - | 1.1453 | 0.0634 | 0.0634 | - |
| E 1.2 | 80 | 16.93 | 43.35 | 0.090 | 0.090 | - | - | 0.7543 | 0.1306 | 0.1306 | - |
| E 1.3 | 80 | 17.05 | 43.82 | 0.090 | 0.090 | - | - | 0.6930 | 0.1406 | 0.0582 | - |
| E 1.4 | 80 | 17.07 | 43.90 | 0.090 | 0.090 | - | - | 0.3042 | 0.0935 | 0.0935 | - |
| E 2.1 | 80 | 16.94 | 43.39 | 0.050 | 0.150 | - | - | 0.7475 | 0.0546 | 0.0546 | - |
| E 2.2 | 80 | 17.01 | 43.67 | 0.050 | 0.150 | - | - | 0.5415 | 0.0899 | 0.0899 | - |
| E 3.1 | 80 | 17.45 | 45.40 | 0.040 | 0.200 | - | - | 1.0110 | 0.1518 | 0.1518 | - |
| F 1.1 | 80 | 17.45 | 45.40 | 0.090 | 0.090 | - | - | 1.5500 | - | - | 6.4750 |
| F 1.2 | 80 | 17.42 | 45.29 | 0.090 | 0.090 | - | - | 1.3370 | - | - | 6.3000 |
| F 1.3 | 80 | 17.46 | 45.44 | 0.090 | 0.090 | - | - | 1.1940 | - | - | 7.0000 |
| F 1.4 | 80 | 17.33 | 44.93 | 0.090 | 0.090 | - | - | 0.8200 | - | - | 6.9720 |
| F 1.5 | 80 | 17.08 | 43.94 | 0.090 | 0.090 | - | - | 0.4684 | - | - | 3.2740 |
| F 1.6 | 80 | 17.36 | 45.05 | 0.090 | 0.090 | - | - | 0.6950 | - | - | 6.6500 |
| F 1.7 | 80 | 17.42 | 45.29 | 0.090 | 0.090 | - | - | 0.3590 | - | - | 4.3750 |
| F 1.8 | 80 | 17.45 | 45.40 | 0.090 | 0.090 | - | - | 0.2240 | - | - | 3.3000 |
| F 1.9 | 80 | 17.43 | 45.33 | 0.090 | 0.090 | - | - | 0.1050 | - | - | 1.6100 |
| F 2.1 | 80 | 17.34 | 44.97 | 0.050 | 0.150 | - | - | 1.1980 | - | - | 6.0000 |
| F 2.2 | 80 | 17.38 | 45.13 | 0.050 | 0.150 | - | - | 0.7680 | - | - | 6.0000 |
| F 2.3 | 80 | 17.36 | 45.05 | 0.050 | 0.150 | - | - | 0.3080 | - | - | 4.2000 |
| F 2.4 | 80 | 17.27 | 44.69 | 0.050 | 0.150 | - | - | 0.0890 | - | - | 1.5000 |
| F 3.1 | 80 | 17.43 | 45.33 | 0.040 | 0.200 | - | - | 1.5110 | - | - | 7.0000 |
| F 3.2 | 80 | 17.47 | 45.48 | 0.040 | 0.200 | - | - | 0.8200 | - | - | 6.9000 |
| F 3.3 | 80 | 17.39 | 45.17 | 0.040 | 0.200 | - | - | 0.3890 | - | - | 5.2500 |
| G 1.1 | 80 | 17.12 | 44.10 | 0.050 | 0.150 | - | - | 0.4710 | 0.0696 | - | 1.7400 |
| G 1.2 | 80 | 17.11 | 44.06 | 0.050 | 0.150 | - | - | 0.6700 | 0.0284 | - | 1.4200 |
| G 1.3 | 80 | 17.17 | 44.30 | 0.050 | 0.150 | - | - | 0.1860 | 0.0369 | - | 1.8450 |
| G 1.4 | 80 | 17.16 | 44.26 | 0.050 | 0.150 | - | - | 0.4440 | 0.0447 | - | 2.2350 |
| G 2.1 | 80 | 17.20 | 44.42 | 0.090 | 0.090 | - | - | 1.2740 | 0.1322 | - | 1.9830 |
| G 2.2 | 80 | 17.23 | 44.54 | 0.090 | 0.090 | - | - | 0.6910 | 0.1397 | - | 2.0955 |
| G 2.3 | 80 | 17.36 | 45.05 | 0.090 | 0.090 | - | - | 0.3810 | 0.1397 | - | 2.0955 |
| G 2.4 | 80 | 17.28 | 44.73 | 0.090 | 0.090 | - | - | 0.6950 | 0.1072 | - | 2.4120 |
| G 2.5 | 80 | 17.32 | 44.89 | 0.090 | 0.090 | - | - | 0.7950 | 0.1147 | - | 3.4410 |
| G 3.1 | 80 | 17.35 | 45.01 | 0.150 | 0.050 | - | - | 0.8630 | 0.2697 | - | 2.2385 |
| G 3.2 | 80 | 17.23 | 44.54 | 0.150 | 0.050 | - | - | 0.5700 | 0.1197 | - | 1.9990 |
| G 3.3 | 80 | 16.93 | 43.35 | 0.150 | 0.050 | - | - | 0.7090 | 0.0747 | - | 1.2475 |
| G 3.4 | 80 | 17.17 | 44.30 | 0.150 | 0.050 | - | - | 0.1840 | 0.0747 | - | 1.2475 |
| G 3.5 | 80 | 17.18 | 44.34 | 0.150 | 0.050 | - | - | 0.6340 | 0.0997 | - | 1.6700 |
| G 4.1 | 80 | 17.35 | 45.01 | 0.090 | 0.090 | - | - | 1.7560 | 0.1218 | 0.1218 | 3.6529 |
| G 4.2 | 80 | 17.46 | 45.44 | 0.090 | 0.090 | - | - | 1.1600 | 0.1483 | 0.1483 | 4.4484 |
| G 4.3 | 80 | 17.33 | 44.93 | 0.090 | 0.090 | - | - | 0.4780 | 0.1041 | 0.1041 | 3.1226 |

| Versuch | s_{12} | ε_1 | ε_2 | V' | H_1/\sqrt{V} | H_2/\sqrt{V} | M_T' | V_E | $V_E \cdot f_{\mu K}$ | $1/f_{\mu K}$ | Anm. |
|---------|----------|-----------------|-----------------|--------|----------------|----------------|----------|--------|-----------------------|---------------|-------|
| [Nr.] | [-] | [-] | [-] | [-] | [-] | [-] | [-] | [-] | [-] | [-] | |
| D 1.1 | 0.333 | - | - | 136.15 | 0.0800 | - | - | 0.8005 | 0.8118 | 0.986 | - |
| D 1.2 | 0.333 | - | - | 82.24 | 0.2275 | - | - | 0.5069 | 0.5245 | 0.966 | - |
| D 2.1 | 1.000 | - | - | 77.45 | 0.1408 | - | - | 0.8041 | 0.6843 | 1.175 | - |
| D 2.2 | 1.000 | - | - | 75.12 | 0.1423 | - | - | 0.6472 | 0.6813 | 0.950 | - |
| D 2.3 | 1.000 | - | - | 60.36 | 0.2236 | - | - | 0.5110 | 0.5312 | 0.962 | - |
| D 2.4 | 1.000 | - | - | 38.54 | 0.2875 | - | - | 0.4000 | 0.4284 | 0.934 | - |
| D 2.5 | 1.000 | - | - | 28.74 | 0.3006 | - | - | 0.3242 | 0.4091 | 0.793 | - |
| D 2.6 | 1.000 | - | - | 24.04 | 0.3761 | - | - | 0.2515 | 0.3074 | 0.818 | - |
| D 3.1 | 3.000 | - | - | 41.75 | 0.0877 | - | - | 0.8948 | 0.7949 | 1.126 | - |
| D 3.2 | 3.000 | - | - | 28.77 | 0.2408 | - | - | 0.5046 | 0.5022 | 1.005 | - |
| D 3.3 | 3.000 | - | - | 33.91 | 0.2572 | - | - | 0.5993 | 0.4755 | 1.260 | - |
| D 3.4 | 3.000 | - | - | 22.31 | 0.3023 | - | - | 0.3913 | 0.4066 | 0.962 | - |
| D 3.5 | 3.000 | - | - | 22.13 | 0.3031 | - | - | 0.4091 | 0.4055 | 1.009 | - |
| D 3.6 | 3.000 | - | - | 11.23 | 0.4394 | - | - | 0.2076 | 0.2353 | 0.882 | - |
| D 4.1 | 5.000 | - | - | 24.76 | 0.1047 | - | - | 0.7943 | 0.7584 | 1.047 | - |
| D 4.2 | 5.000 | - | - | 18.60 | 0.2871 | - | - | 0.5101 | 0.4291 | 1.189 | - |
| D 4.3 | 5.000 | - | - | 11.54 | 0.3848 | - | - | 0.4522 | 0.2969 | 1.523 | - |
| E 1.1 | 1.000 | - | - | 92.52 | 0.0554 | 0.0554 | - | 0.7962 | 0.8156 | 0.976 | - |
| E 1.2 | 1.000 | - | - | 61.12 | 0.1731 | 0.1731 | - | 0.5068 | 0.4955 | 1.023 | - |
| E 1.3 | 1.000 | - | - | 55.75 | 0.2029 | 0.0840 | - | 0.4993 | 0.5380 | 0.928 | - |
| E 1.4 | 1.000 | - | - | 24.45 | 0.3074 | 0.3074 | - | 0.2115 | 0.2403 | 0.880 | - |
| E 2.1 | 0.333 | - | - | 117.67 | 0.0730 | 0.0730 | - | 0.7969 | 0.7614 | 1.047 | - |
| E 2.2 | 0.333 | - | - | 84.89 | 0.1660 | 0.1660 | - | 0.4977 | 0.5122 | 0.972 | - |
| E 3.1 | 0.200 | - | - | 181.05 | 0.1501 | 0.1501 | - | 0.5086 | 0.5506 | 0.924 | - |
| F 1.1 | 1.000 | - | - | 121.85 | - | - | 0.0464 | 0.7994 | 0.6983 | 1.145 | *[37] |
| F 1.2 | 1.000 | - | - | 105.28 | - | - | 0.0524 | 0.6557 | 0.6597 | 0.994 | *[37] |
| F 1.3 | 1.000 | - | - | 93.81 | - | - | 0.0651 | 0.6003 | 0.5766 | 1.041 | *[37] |
| F 1.4 | 1.000 | - | - | 64.91 | - | - | 0.0945 | 0.5003 | 0.3859 | 1.296 | *[37] |
| F 1.5 | 1.000 | - | - | 37.62 | - | - | 0.0777 | 0.4994 | 0.4952 | 1.008 | - |
| F 1.6 | 1.000 | - | - | 54.92 | - | - | 0.1063 | 0.3494 | 0.3090 | 1.131 | *[37] |
| F 1.7 | 1.000 | - | - | 28.27 | - | - | 0.1354 | 0.2007 | 0.1199 | 1.674 | *[37] |
| F 1.8 | 1.000 | - | - | 17.61 | - | - | 0.1637 | 0.1000 | -0.0640 | -1.563 | - |
| F 1.9 | 1.000 | - | - | 8.26 | - | - | 0.1704 | 0.0503 | -0.1074 | -0.468 | - |
| F 2.1 | 0.333 | - | - | 184.24 | - | - | 0.1002 | 0.8051 | 0.6745 | 1.194 | *[37] |
| F 2.2 | 0.333 | - | - | 117.84 | - | - | 0.1563 | 0.4993 | 0.4922 | 1.015 | *[37] |
| F 2.3 | 0.333 | - | - | 47.31 | - | - | 0.2727 | 0.2003 | 0.1136 | 1.762 | *[37] |
| F 2.4 | 0.333 | - | - | 13.74 | - | - | 0.3371 | 0.0665 | -0.0955 | -0.696 | - |
| F 3.1 | 0.200 | - | - | 270.91 | - | - | 0.1158 | 0.7999 | 0.7491 | 1.068 | *[37] |
| F 3.2 | 0.200 | - | - | 146.68 | - | - | 0.2104 | 0.5003 | 0.5442 | 0.919 | *[37] |
| F 3.3 | 0.200 | - | - | 69.90 | - | - | 0.3374 | 0.2006 | 0.2690 | 0.746 | *[37] |
| G 1.1 | 0.333 | - | - | 73.36 | 0.1478 | - | 0.0739 | 0.5021 | 0.5095 | 0.986 | - |
| G 1.2 | 0.333 | - | - | 104.42 | 0.0424 | - | 0.0424 | 0.7995 | 0.7738 | 1.033 | - |
| G 1.3 | 0.333 | - | - | 28.89 | 0.1984 | - | 0.1984 | 0.1983 | 0.2044 | 0.970 | - |
| G 1.4 | 0.333 | - | - | 69.00 | 0.1007 | - | 0.1007 | 0.5635 | 0.5160 | 1.092 | - |
| G 2.1 | 1.000 | - | - | 101.60 | 0.1038 | - | 0.0173 | 0.8023 | 0.6749 | 1.189 | - |
| G 2.2 | 1.000 | - | - | 55.01 | 0.2022 | - | 0.0337 | 0.4978 | 0.4440 | 1.121 | - |
| G 2.3 | 1.000 | - | - | 30.11 | 0.3667 | - | 0.0611 | 0.2017 | 0.1924 | 1.049 | - |
| G 2.4 | 1.000 | - | - | 55.17 | 0.1542 | - | 0.0386 | 0.5007 | 0.4929 | 1.016 | - |
| G 2.5 | 1.000 | - | - | 62.96 | 0.1443 | - | 0.0481 | 0.5006 | 0.4656 | 1.075 | - |
| G 3.1 | 3.000 | - | - | 44.21 | 0.3125 | - | 0.0173 | 0.5113 | 0.3258 | 1.569 | - |
| G 3.2 | 3.000 | - | - | 29.41 | 0.2100 | - | 0.0234 | 0.5009 | 0.4283 | 1.170 | - |
| G 3.3 | 3.000 | - | - | 37.23 | 0.1054 | - | 0.0117 | 0.7984 | 0.6705 | 1.191 | - |
| G 3.4 | 3.000 | - | - | 9.53 | 0.4060 | - | 0.0452 | 0.1962 | 0.1521 | 1.290 | - |
| G 3.5 | 3.000 | - | - | 32.80 | 0.1573 | - | 0.0176 | 0.8046 | 0.5404 | 1.489 | - |
| G 4.1 | 1.000 | - | - | 138.83 | 0.0694 | 0.0694 | 0.0231</ | | | | |

| Versuch | h_r | γ | φ | b_1 | b_2 | e_1 | e_2 | V | H_1 | H_2 | $10^3 \cdot M_T$ |
|---------|-------|----------------------|-----------|-------|-------|---------|--------|--------|--------|--------|------------------|
| [Nr.] | [cm] | [kN/m ³] | [°] | [m] | [m] | [m] | [m] | [kN] | [kN] | [kN] | [kNm] |
| H 1.01 | 80 | 17.40 | 45.21 | 0.090 | 0.090 | -0.0295 | - | 0.3970 | 0.0397 | - | - |
| H 1.02 | 80 | 17.46 | 45.44 | 0.090 | 0.090 | -0.0293 | - | 0.2900 | 0.0947 | - | - |
| H 1.03 | 80 | 17.34 | 44.97 | 0.090 | 0.090 | -0.0288 | - | 0.1735 | 0.0947 | - | - |
| H 1.04 | 80 | 17.44 | 45.36 | 0.090 | 0.090 | -0.0279 | - | 0.1042 | 0.0716 | - | - |
| H 1.05 | 80 | 17.35 | 45.01 | 0.090 | 0.090 | -0.0221 | - | 0.3930 | 0.1401 | - | - |
| H 1.06 | 80 | 17.33 | 44.93 | 0.090 | 0.090 | -0.0220 | - | 0.3050 | 0.1241 | - | - |
| H 1.07 | 80 | 17.32 | 44.89 | 0.090 | 0.090 | -0.0219 | - | 0.2580 | 0.1351 | - | - |
| H 1.08 | 80 | 17.36 | 45.05 | 0.090 | 0.090 | -0.0215 | - | 0.1500 | 0.0846 | - | - |
| H 1.09 | 80 | 17.28 | 44.73 | 0.090 | 0.090 | -0.0149 | - | 1.0760 | 0.1022 | - | - |
| H 1.10 | 80 | 17.36 | 45.05 | 0.090 | 0.090 | -0.0149 | - | 1.0600 | 0.0947 | - | - |
| H 1.11 | 80 | 17.42 | 45.29 | 0.090 | 0.090 | -0.0149 | - | 0.7360 | 0.1971 | - | - |
| H 1.12 | 80 | 17.36 | 45.05 | 0.090 | 0.090 | -0.0148 | - | 0.4740 | 0.1726 | - | - |
| H 1.13 | 80 | 17.30 | 44.81 | 0.090 | 0.090 | -0.0145 | - | 0.2290 | 0.1351 | - | - |
| H 1.14 | 80 | 17.33 | 44.93 | 0.090 | 0.090 | 0.0149 | - | 0.7710 | 0.0851 | - | - |
| H 1.15 | 80 | 17.38 | 45.13 | 0.090 | 0.090 | 0.0148 | - | 0.5000 | 0.1276 | - | - |
| H 1.16 | 80 | 17.29 | 44.77 | 0.090 | 0.090 | 0.0146 | - | 0.2460 | 0.0871 | - | - |
| H 1.17 | 80 | 17.42 | 45.29 | 0.090 | 0.090 | 0.0222 | - | 0.4560 | 0.0846 | - | - |
| H 1.18 | 80 | 17.46 | 45.44 | 0.090 | 0.090 | 0.0219 | - | 0.2470 | 0.0921 | - | - |
| H 1.19 | 80 | 17.36 | 45.05 | 0.090 | 0.090 | 0.0213 | - | 0.1360 | 0.0646 | - | - |
| H 1.20 | 80 | 17.45 | 45.40 | 0.150 | 0.050 | 0.0247 | - | 0.5520 | 0.1447 | - | - |
| H 2.1 | 80 | 17.52 | 45.68 | 0.090 | 0.090 | - | 0.0149 | 1.0330 | 0.1847 | - | - |
| H 2.2 | 80 | 17.43 | 45.33 | 0.090 | 0.090 | - | 0.0148 | 0.6840 | 0.1972 | - | - |
| H 2.3 | 80 | 17.53 | 45.72 | 0.090 | 0.090 | - | 0.0146 | 0.2510 | 0.1102 | - | - |
| H 2.4 | 80 | 17.43 | 45.33 | 0.090 | 0.090 | - | 0.0220 | 0.7480 | 0.1097 | - | - |
| H 2.5 | 80 | 17.48 | 45.52 | 0.090 | 0.090 | - | 0.0216 | 0.4230 | 0.1067 | - | - |
| H 2.6 | 80 | 17.51 | 45.64 | 0.090 | 0.090 | - | 0.0209 | 0.1960 | 0.0817 | - | - |
| H 3.1 | 80 | 17.44 | 45.36 | 0.090 | 0.090 | -0.0148 | 0.0145 | 0.6280 | 0.1482 | - | - |
| H 3.2 | 80 | 17.52 | 45.68 | 0.090 | 0.090 | -0.0147 | 0.0142 | 0.3780 | 0.1422 | - | - |
| H 3.3 | 80 | 17.48 | 45.52 | 0.090 | 0.090 | -0.0143 | 0.0135 | 0.1470 | 0.0817 | - | - |
| H 3.4 | 80 | 17.52 | 45.68 | 0.090 | 0.090 | 0.0148 | 0.0148 | 0.5730 | 0.0877 | - | - |
| H 3.5 | 80 | 17.44 | 45.36 | 0.090 | 0.090 | 0.0147 | 0.0147 | 0.3730 | 0.0992 | - | - |
| H 3.6 | 80 | 17.48 | 45.52 | 0.090 | 0.090 | 0.0143 | 0.0143 | 0.1430 | 0.0562 | - | - |
| H 4.1 | 80 | 17.37 | 45.09 | 0.090 | 0.090 | 0.0150 | 0.0002 | 0.6010 | 0.1023 | 0.1023 | - |
| J 1.1 | 80 | 17.34 | 44.97 | 0.090 | 0.090 | 0.0149 | - | 0.8950 | - | - | 3.5000 |
| J 1.2 | 80 | 17.38 | 45.13 | 0.090 | 0.090 | 0.0148 | - | 0.6410 | - | - | 4.1500 |
| J 1.3 | 80 | 17.38 | 45.13 | 0.090 | 0.090 | 0.0145 | - | 0.2130 | - | - | 3.1000 |
| J 1.4 | 80 | 17.41 | 45.25 | 0.090 | 0.090 | 0.0221 | - | 0.4380 | - | - | 2.0000 |
| J 1.5 | 80 | 17.30 | 44.81 | 0.090 | 0.090 | 0.0289 | - | 0.1890 | - | - | 1.5450 |
| J 2.1 | 80 | 17.30 | 44.81 | 0.150 | 0.050 | 0.0247 | - | 0.6930 | - | - | 2.8000 |
| J 2.2 | 80 | 17.33 | 44.93 | 0.150 | 0.050 | 0.0246 | - | 0.4030 | - | - | 3.2000 |
| J 2.3 | 80 | 17.30 | 44.81 | 0.150 | 0.050 | 0.0241 | - | 0.1890 | - | - | 2.4000 |
| J 3.1 | 80 | 17.38 | 45.13 | 0.090 | 0.090 | 0.0147 | 0.0147 | 0.3890 | - | - | 3.1500 |
| K 1.1 | 80 | 17.43 | 45.33 | 0.090 | 0.090 | - | 0.0149 | 0.9080 | 0.1322 | - | -1.9830 |
| K 1.2 | 80 | 17.40 | 45.21 | 0.090 | 0.090 | - | 0.0148 | 0.5650 | 0.1837 | - | -2.7560 |
| K 1.3 | 80 | 17.45 | 45.40 | 0.090 | 0.090 | - | 0.0146 | 0.2310 | 0.1192 | - | -1.7880 |
| K 1.4 | 80 | 17.43 | 45.33 | 0.090 | 0.090 | - | 0.0139 | 0.0980 | 0.0622 | - | -0.9330 |
| K 1.5 | 80 | 17.41 | 45.25 | 0.090 | 0.090 | - | 0.0289 | 0.1935 | 0.0742 | - | -2.2260 |
| K 2.1 | 80 | 17.28 | 44.73 | 0.090 | 0.090 | - | 0.0148 | 0.5550 | 0.1147 | - | -4.0145 |
| K 2.2 | 80 | 17.34 | 44.97 | 0.090 | 0.090 | - | 0.0149 | 0.9850 | 0.1097 | - | 2.4683 |
| K 2.3 | 80 | 17.33 | 44.93 | 0.090 | 0.090 | - | 0.0148 | 0.5800 | 0.1097 | - | 2.4683 |
| K 2.4 | 80 | 17.28 | 44.73 | 0.090 | 0.090 | - | 0.0145 | 0.2280 | 0.0611 | - | 1.3748 |
| K 2.5 | 80 | 17.37 | 45.09 | 0.090 | 0.090 | - | 0.0148 | 0.6000 | 0.0786 | - | 2.7510 |
| K 3.1 | 80 | 17.31 | 44.85 | 0.090 | 0.090 | 0.0149 | - | 0.8970 | 0.0547 | - | 1.9145 |
| K 3.2 | 80 | 17.38 | 45.13 | 0.090 | 0.090 | 0.0148 | - | 0.5120 | 0.0786 | - | 2.7510 |
| K 3.3 | 80 | 17.29 | 44.77 | 0.090 | 0.090 | 0.0145 | - | 0.2260 | 0.0586 | - | 2.0510 |
| K 3.4 | 80 | 17.35 | 45.01 | 0.090 | 0.090 | -0.0148 | - | 0.5300 | 0.1136 | - | 3.9760 |
| K 4.1 | 80 | 17.48 | 45.52 | 0.090 | 0.090 | 0.0148 | 0.0148 | 0.6490 | 0.0697 | - | -1.0455 |
| K 4.2 | 80 | 17.36 | 45.05 | 0.090 | 0.090 | 0.0147 | 0.0147 | 0.3530 | 0.0977 | - | -1.4655 |

| Versuch | s_{12} | ε_1 | ε_2 | V' | H_1/\sqrt{V} | H_2/\sqrt{V} | M_T' | V_E | $V_E \cdot f_{\mu K}$ | $1/f_{\mu K}$ | Anm. |
|---------|----------|-----------------|-----------------|-------|----------------|----------------|---------|--------|-----------------------|---------------|------|
| [Nr.] | [-] | [-] | [-] | [-] | [-] | [-] | [-] | [-] | [-] | [-] | |
| H 1.01 | 1.000 | -0.328 | - | 31.30 | 0.1000 | - | - | 0.1698 | 0.1387 | 1.224 | *VR |
| H 1.02 | 1.000 | -0.326 | - | 22.78 | 0.3266 | - | - | 0.1296 | 0.0693 | 1.871 | - |
| H 1.03 | 1.000 | -0.320 | - | 13.73 | 0.5458 | - | - | 0.0793 | 0.0278 | 2.852 | - |
| H 1.04 | 1.000 | -0.310 | - | 8.20 | 0.6871 | - | - | 0.0524 | 0.0123 | 4.254 | - |
| H 1.05 | 1.000 | -0.246 | - | 31.07 | 0.3565 | - | - | 0.2474 | 0.1283 | 1.929 | - |
| H 1.06 | 1.000 | -0.244 | - | 24.14 | 0.4069 | - | - | 0.1806 | 0.1055 | 1.712 | - |
| H 1.07 | 1.000 | -0.243 | - | 20.43 | 0.5236 | - | - | 0.1443 | 0.0614 | 2.351 | - |
| H 1.08 | 1.000 | -0.238 | - | 11.85 | 0.5640 | - | - | 0.0794 | 0.0507 | 1.566 | - |
| H 1.09 | 1.000 | -0.166 | - | 85.42 | 0.0950 | - | - | 0.5699 | 0.4567 | 1.248 | *VR |
| H 1.10 | 1.000 | -0.166 | - | 83.76 | 0.0893 | - | - | 0.5077 | 0.4638 | 1.094 | *VR |
| H 1.11 | 1.000 | -0.165 | - | 57.96 | 0.2678 | - | - | 0.4115 | 0.2694 | 1.528 | - |
| H 1.12 | 1.000 | -0.164 | - | 37.45 | 0.3641 | - | - | 0.2578 | 0.1900 | 1.357 | - |
| H 1.13 | 1.000 | -0.162 | - | 18.16 | 0.5900 | - | - | 0.1442 | 0.0642 | 2.246 | - |
| H 1.14 | 1.000 | 0.166 | - | 61.03 | 0.1104 | - | - | 0.4083 | 0.4375 | 0.933 | - |
| H 1.15 | 1.000 | 0.164 | - | 39.46 | 0.2552 | - | - | 0.2579 | 0.2819 | 0.915 | - |
| H 1.16 | 1.000 | 0.162 | - | 19.52 | 0.3541 | - | - | 0.1269 | 0.1993 | 0.637 | - |
| H 1.17 | 1.000 | 0.246 | - | 35.91 | 0.1855 | - | - | 0.2415 | 0.2303 | 1.048 | - |
| H 1.18 | 1.000 | 0.243 | - | 19.41 | 0.3729 | - | - | 0.1463 | 0.1223 | 1.196 | - |
| H 1.19 | 1.000 | 0.237 | - | 10.75 | 0.4750 | - | - | 0.0740 | 0.0813 | 0.910 | - |
| H 1.20 | 3.000 | 0.165 | - | 28.12 | 0.2621 | - | - | 0.3270 | 0.2751 | 1.189 | - |
| H 2.1 | 1.000 | - | 0.166 | 80.88 | 0.1788 | - | - | 0.4418 | 0.3582 | 1.234 | - |
| H 2.2 | 1.000 | - | 0.164 | 53.83 | 0.2883 | - | - | 0.2806 | 0.2516 | 1.115 | - |
| H 2.3 | 1.000 | - | 0.162 | 19.64 | 0.4390 | - | - | 0.1147 | 0.1401 | 0.819 | - |
| H 2.4 | 1.000 | - | 0.244 | 58.87 | 0.1467 | - | - | 0.3132 | 0.2616 | 1.197 | - |
| H 2.5 | 1.000 | - | 0.240 | 33.19 | 0.2522 | - | - | 0.2026 | 0.1934 | 1.047 | - |
| H 2.6 | 1.000 | - | 0.232 | 15.35 | 0.4168 | - | - | 0.0788 | 0.1089 | 0.723 | - |
| H 3.1 | 1.000 | -0.164 | 0.161 | 49.40 | 0.2360 | - | - | 0.2524 | 0.1794 | 1.407 | - |
| H 3.2 | 1.000 | -0.163 | 0.158 | 29.60 | 0.3762 | - | - | 0.1583 | 0.1101 | 1.437 | - |
| H 3.3 | 1.000 | -0.159 | 0.150 | 11.54 | 0.5558 | - | - | 0.0591 | 0.0495 | 1.192 | - |
| H 3.4 | 1.000 | 0.164 | 0.164 | 44.86 | 0.1531 | - | - | 0.2504 | 0.2289 | 1.094 | - |
| H 3.5 | 1.000 | 0.163 | 0.163 | 29.34 | 0.2660 | - | - | 0.1562 | 0.1616 | 0.967 | - |
| H 3.6 | 1.000 | 0.159 | 0.159 | 11.22 | 0.3930 | - | - | 0.0575 | 0.1043 | 0.551 | - |
| H 4.1 | 1.000 | 0.167 | 0.002 | 47.46 | 0.1702 | 0.1702 | - | 0.2878 | 0.2914 | 0.988 | - |
| J 1.1 | 1.000 | 0.166 | - | 70.80 | - | - | 0.0435 | 0.4500 | 0.4206 | 1.070 | - |
| J 1.2 | 1.000 | 0.164 | - | 50.59 | - | - | 0.0719 | 0.2800 | 0.3135 | 0.893 | - |
| J 1.3 | 1.000 | 0.161 | - | 16.81 | - | - | 0.1617 | 0.1099 | -0.0305 | -3.598 | - |
| J 1.4 | 1.000 | 0.246 | - | 34.51 | - | - | 0.0507 | 0.2001 | 0.2588 | 0.773 | - |
| J 1.5 | 1.000 | 0.321 | - | 14.99 | - | - | 0.0908 | 0.1001 | 0.0808 | 1.239 | - |
| J 2.1 | 3.000 | 0.165 | - | 35.61 | - | - | 0.0269 | 0.4503 | 0.4338 | 1.038 | - |
| J 2.2 | 3.000 | 0.164 | - | 20.67 | - | - | 0.0529 | 0.2801 | 0.2855 | 0.981 | - |
| J 2.3 | 3.000 | 0.161 | - | 9.71 | - | - | 0.0847 | 0.1153 | 0.1045 | 1.104 | - |
| J 3.1 | 1.000 | 0.163 | 0.163 | 30.70 | - | - | 0.0900 | 0.1595 | 0.1453 | 1.097 | - |
| K 1.1 | 1.000 | - | 0.166 | 71.46 | 0.1456 | - | -0.0243 | 0.4057 | 0.3331 | 1.218 | - |
| K 1.2 | 1.000 | - | 0.165 | 44.54 | 0.3251 | - | -0.0542 | 0.2525 | 0.1426 | 1.770 | - |
| K 1.3 | 1.000 | - | 0.162 | 18.16 | 0.5160 | - | -0.0860 | 0.0988 | 0.0428 | 2.308 | - |
| K 1.4 | 1.000 | - | 0.155 | 7.71 | 0.6347 | - | -0.1058 | 0.0410 | 0.0154 | 2.657 | - |
| K 1.5 | 1.000 | - | 0.321 | 15.25 | 0.3835 | - | -0.1278 | 0.0720 | 0.0099 | 7.239 | - |
| K 2.1 | 1.000 | - | 0.164 | 44.06 | 0.2067 | - | -0.0804 | 0.2790 | 0.1577 | 1.770 | - |
| K 2.2 | 1.000 | - | 0.166 | 77.92 | | | | | | | |

ANHANG A2

Grenzwertbetrachtung zur Berechnung von N_c für $j=0$

Aus der Anwendung des Theorems der korrespondierenden Zustände von CAQUOT folgt bekanntlich [2]:

$$N_c = \frac{N_d - 1}{\tan \varphi} \quad (\text{Gl. A2.1})$$

Drückt man N_d als Produkt des Tragfähigkeitsbeiwerts N_{d0} nach REISSNER [72] und dem Produkt Π_d aller Beiwerte des d-Terms aus, d. h.:

$$\Pi_d = v_d \cdot \mu_d \cdot \kappa_d \cdot \kappa_{Md} \quad (\text{Gl. A2.2})$$

erhält man für N_c aus (Gl. A2.1) den Ausdruck:

$$N_c = \frac{N_d - 1}{\tan \varphi} = \frac{N_{d0} \cdot \Pi_d - 1}{\tan \varphi} = \frac{N_{d0} \cdot v_d \cdot \mu_d \cdot \kappa_d \cdot \kappa_{Md} - 1}{\tan \varphi} \quad (\text{Gl. A2.3})$$

Dieser Ausdruck für N_c muß für alle Reibungswinkel gelten, also auch für $\varphi \rightarrow 0$. Genau dann aber geht der Nenner in Gleichung A2.3 gegen 0. Der Gesamtausdruck für N_c darf jedoch für $\varphi \rightarrow 0$ nicht gegen unendlich gehen, das für sehr geringe φ beliebig große Fundamenttragfähigkeiten bedeuten würde.

Der Ausdruck von N_c für den Grenzwert $\varphi \rightarrow 0$

$$\lim_{\varphi \rightarrow 0} N_c = \lim_{\varphi \rightarrow 0} \frac{N_d - 1}{\tan \varphi} \quad (\text{Gl. A2.4})$$

kann nur dann endlich bleiben, wenn der Zähler durch den Übergang $\varphi \rightarrow 0$ ebenfalls gegen 0 geht. Dieses ist nur dann möglich, wenn der Ausdruck N_d für $\varphi \rightarrow 0$ gegen 1 geht.

Das heißt, daß für alle im Falle $\varphi = 0$ möglichen Einflüsse aus Fundamentgeometrie und Lasteinwirkung die Formulierung von N_d als Wert 1 liefern muß. Insbesondere müssen der Tragfähigkeitsbeiwert N_{d0} nach REISSNER, der Formbeiwert v_d und der Ausmittenbeiwert μ_d jeweils für sich bei $\varphi = 0$ den Wert 1 annehmen.

$$N_{d0}|_{\varphi=0} = 1 \quad \text{und} \quad v_d|_{\varphi=0} = 1 \quad \text{und} \quad \mu_d|_{\varphi=0} = 1 \quad (\text{Gl. A2.5})$$

Wenn die Bedingungen nach Gleichung A2.5 eingehalten sind, kann der Grenzwert nach Gleichung A2.4 bestimmt werden. Mit Hilfe der Regel von l'Hospital ergibt sich:

$$\lim_{\varphi \rightarrow 0} N_c = \lim_{\varphi \rightarrow 0} \frac{N_d - 1}{\tan \varphi} = \lim_{\varphi \rightarrow 0} \frac{\frac{\partial}{\partial \varphi} \{N_d - 1\}}{\frac{\partial}{\partial \varphi} \tan \varphi} = \lim_{\varphi \rightarrow 0} \frac{\frac{\partial}{\partial \varphi} N_d}{1} = \lim_{\varphi \rightarrow 0} \left(\cos^2 \varphi \cdot \frac{\partial N_d}{\partial \varphi} \right)$$

$$= \lim_{\varphi \rightarrow 0} \left(1 \cdot \frac{\partial}{\partial \varphi} \{N_{d0} \cdot \Pi_d\} \right) = \lim_{\varphi \rightarrow 0} \left(\frac{\partial N_{d0}}{\partial \varphi} \cdot \Pi_d + N_{d0} \cdot \frac{\partial \Pi_d}{\partial \varphi} \right) \quad (\text{Gl. A2.6})$$

mit dem Tragfähigkeitsbeiwert N_{d0} nach REISSNER und seiner Ableitung nach φ ergibt sich daraus::

$$\lim_{\varphi \rightarrow 0} N_c = \lim_{\varphi \rightarrow 0} \left(e^{\pi \tan \varphi} \cdot \frac{2 \cos \varphi + \pi}{(1 - \sin \varphi)^2} \cdot \Pi_d + e^{\pi \tan \varphi} \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot \frac{\partial \Pi_d}{\partial \varphi} \right) \quad (\text{Gl. A2.7})$$

Setzt man voraus, daß Π_d und seine Ableitung für $\varphi = 0$ endlich und definiert sind, ergibt sich daraus:

$$\lim_{\varphi \rightarrow 0} N_c = (2 + \pi) \cdot \Pi_d|_{\varphi=0} + \frac{\partial \Pi_d}{\partial \varphi} \Big|_{\varphi=0} \quad (\text{Gl. A2.8})$$

mit den Gleichungen A2.2 und A2.5 ergibt sich, wenn man berücksichtigt, daß Schubspannungen in der Sohle wegen $\varphi = 0$ nicht übertragen werden sollen und dann Horizontalkräfte und Torsionsmoment ohnehin nicht aufgenommen werden können:

$$\lim_{\varphi \rightarrow 0} N_c = (2 + \pi) \cdot 1 + \frac{\partial}{\partial \varphi} \{v_d \cdot \mu_d\} \Big|_{\varphi=0} \quad (\text{Gl. A2.9})$$

Unter Anwendung der Produktregel und erneuter Anwendung von Gleichung A2.5 ergibt sich:

$$\lim_{\varphi \rightarrow 0} N_c = 2 + \pi + \frac{\partial v_d}{\partial \varphi} \Big|_{\varphi=0} + \frac{\partial \mu_d}{\partial \varphi} \Big|_{\varphi=0} \quad (\text{Gl. A2.10})$$

ANHANG A3

Aufstellung maßgeblicher DEGEBE-Versuche

A3.1 Formbeiwert n_d nach Versuchen von WEISS [91]

Bestimmungsgleichung:

$$v_d(s_{12}, \varphi) = \frac{(V_{d \neq 0, s_{12} \neq 1} - V_{d=0, s_{12} \neq 1}) \cdot \frac{1}{b_{1, s_{12} \neq 1}} \cdot b_{2, s_{12} \neq 1}}{(V_{d \neq 0, s_{12} = 1} - V_{d=0, s_{12} = 1}) \cdot \frac{1}{b_{1, s_{12} = 1}} \cdot b_{2, s_{12} = 1}} \quad (\text{Gl. A3.1})$$

A3.2 Ausmittenbeiwert μ_d nach Versuchen von MUHS und WEISS [56] und [58]

Bestimmungsgleichung:

$$\mu_d = \frac{V_{d \neq 0, \varepsilon \neq 0} - V_{d=0, \varepsilon \neq 0}}{V_{d \neq 0, \varepsilon = 0} - V_{d=0, \varepsilon = 0}} \quad (\text{Gl. A3.2})$$

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{6} \Rightarrow \mu_b = (1 - 2,5 \cdot \sqrt{\frac{1}{6}}) \cdot (1 - 2,5 \cdot |0|) = 0,58 \quad (\text{Gl. A3.3})$$

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{3} \Rightarrow \mu_b = (1 - 2,5 \cdot \sqrt{\frac{1}{3}}) \cdot (1 - 2,5 \cdot |0|) = 0,17 \quad (\text{Gl. A3.4})$$

A3.3 Lastneigungsbeiwert k_d nach Versuchen von MUHS und WEISS [59] und [58]

Bestimmungsgleichung:

$$K_d = \frac{V_{d \neq 0, H \neq 0} - V_{d=0, H \neq 0}}{V_{d \neq 0, H=0} - V_{d=0, H=0}} \quad (\text{Gl. A3.5})$$

$$\delta_1 = 10^\circ \Rightarrow \kappa_b = (1 - \tan 10^\circ)^{2,5} = 0,62 \quad (\text{Gl. A3.6})$$

$$\delta_1 = 30^\circ \Rightarrow \kappa_b = (1 - \tan 30^\circ)^{2,5} = 0,12 \quad (\text{Gl. A3.7})$$

| A3.1 | Rechteck, $s_{12} \neq 1$ | | | | | Quadrat, $s_{12} = 1$ | | | | | Ergebnis | | |
|------------|---------------------------|--------------|------------|-------------|------------------|-----------------------|--------------|------------|-------------|------------------|-----------------|-----------------------|--|
| | b_1 [m] | b_2 [m] | d [m] | V [kN] | Versuch [Nr.] | b_1 [m] | b_2 [m] | d [m] | V [kN] | Versuch [Nr.] | s_{12} [-] | $\bar{\sigma}$ [-] | $\frac{v_d(s_{12}, \varphi)}{v_d(1, \varphi)}$ |
| $d=0$ | 0,50 | 1,00 | 0 | 99,5 | 4 u. 7 [91] | 0,50 | 0,50 | 0 | 39,9 | 1 u. 3 [91] | | | |
| $d \neq 0$ | | | 0,30 | 268,0 | 10 u. 11 [91] | | | 0,30 | 157,9 | 6 u. 8 [91] | 0,500 | 0,60 | 0,71 |
| $d=0$ | 0,50 | 1,50 | 0 | 160,5 | 2 [91] | 0,50 | 0,50 | 0 | 39,9 | 1 u. 3 [91] | | | |
| $d \neq 0$ | | | 0,30 | 301,5 | 12 [91] | | | 0,30 | 157,9 | 6 u. 8 [91] | 0,333 | 0,60 | 0,40 |
| $d=0$ | 0,52 | 2,00 | 0 | 193,4 | 5 [91] | 0,50 | 0,50 | 0 | 39,9 | 1 u. 3 [91] | | | |
| $d \neq 0$ | | | 0,30 | 429,5 | 9 [91] | | | 0,30 | 157,9 | 6 u. 8 [91] | 0,260 | 0,58 | 0,48 |

A3.1: Großversuche der DEGEBE zur Bestimmung des Formbeiwertes n_b nach WEISS [91]
für alle Versuche gilt:
Boden: Fein- bis Mittelsand, bei lockerer bis sehr dichter Lagerung $\varphi = 38^\circ$,
Grundwasserspiegel bis zur Geländeoberkante

| A3.2 | Boden | Fundament- geometrie | | | ausmittige Belastung $\varepsilon \neq 0$ | | | | mittige Belastung $\varepsilon = 0$ | | Ergebnis | | | |
|-------|----------------------------|-------------------------|-----------------------|----------|--|------------------------|-----------|------------------|--|------------------|------------------------|-----------------------|------------------------|----------------|
| | | b ₁ [m] | b ₂ [m] | d [m] | ε_1 [-] | ε_2 [-] | V [kN] | Versuch [Nr.] | V [kN] | Versuch [Nr.] | s ₁₂ [-] | $\bar{\sigma}$ [-] | ε_1 [-] | μ_d [-] |
| d=0 | $\varphi \approx 34^\circ$ | 1,00 | 1,00 | 0 | 1/6 | 0 | 360 | 22 [56] | 621 | (= 360/0,58) | | | | |
| d ≠ 0 | ohne GW | | | 0,50 | | | 970 | 19 u. 20 [56] | 1265 | 15 u. 17 [56] | 1,0 | 0,50 | 0,167 | 0,95 |
| d=0 | $\varphi \approx 34^\circ$ | 2,00 | 0,50 | 0 | 1/6 | 0 | 360 | 26 [56] | 621 | (= 360/0,58) | | | | |
| d ≠ 0 | ohne GW | | | 0,50 | | | 830 | 23 [56] | 1050 | 16 u. 18 [56] | 4,0 | 0,25 | 0,167 | 1,09 |
| d=0 | $\varphi \approx 40^\circ$ | 2,00 | 0,50 | 0 | 1/6 | 0 | 670 | 47 [56] | 920 | 46 [56] | | | | |
| d ≠ 0 | ohne GW | | | 0,50 | | | 1830 | 33 [56] | 2140 | 10 u. 12 [56] | 4,0 | 0,25 | 0,167 | 0,95 |
| d=0 | $\varphi \approx 40^\circ$ | 2,00 | 0,50 | 0 | 1/6 | 0 | 178 | (= 308 · 0,58) | 308 | 5/4 [58] | | | | |
| d ≠ 0 | mit GW | | | 0,50 | | | 592 | 5/7 [58] | 766 | 5/1 [58] | 4,0 | 0,25 | 0,167 | 0,88 |
| d=0 | $\varphi \approx 40^\circ$ | 2,00 | 0,50 | 0 | 1/3 | 0 | 52 | (= 308 · 0,17) | 308 | 5/4 [58] | | | | |
| d ≠ 0 | mit GW | | | 0,50 | | | 374 | 5/8 [58] | 766 | 5/1 [58] | 4,0 | 0,25 | 0,333 | 0,70 |
| d=0 | $\varphi \approx 40^\circ$ | 2,00 | 0,50 | 0 | 1/6 | 0 | 267 | (= 461 · 0,58) | 461 | 6/4 [58] | | | | |
| d ≠ 0 | mit GW | | | 0,50 | | | 737 | 6/3 [58] | 1141 | 6/1 [58] | 4,0 | 0,25 | 0,167 | 0,69 |
| d=0 | $\varphi \approx 40^\circ$ | 2,00 | 0,50 | 0 | 1/3 | 0 | 78 | (= 461 · 0,17) | 461 | 6/4 [58] | | | | |
| d ≠ 0 | mit GW | | | 0,50 | | | 516 | 6/7 [58] | 1141 | 6/1 [58] | 4,0 | 0,25 | 0,333 | 0,64 |

A3.2: Großversuche der DEGEBO zur Bestimmung des Ausmittigenbeiwertes m_a nach MUHS und WEISS [56], [58]
 $\varphi \approx 34^\circ$: Sand, locker bis mitteldicht gelagert
 $\varphi \approx 40^\circ$: Sand, dicht gelagert
mit GW Grundwasserspiegel bis zur Geländeoberkante
ohne GW kein Grundwasser

| A3.3 | Boden | Fundament- geometrie | | | geneigte Belastung, H ≠ 0 | | | | rein vertikale Belastung, H = 0 | | Ergebnis | | | |
|-------|----------------------------|-------------------------|-----------------------|----------|------------------------------|-------------------|-----------|------------------|------------------------------------|------------------|------------------------|-----------------------|--------------------------|-------------------|
| | | b ₁ [m] | b ₂ [m] | d [m] | δ_1 [°] | δ_2 [°] | V [kN] | Versuch [Nr.] | V [kN] | Versuch [Nr.] | s ₁₂ [-] | $\bar{\sigma}$ [-] | H _r /V [-] | κ_d [-] |
| d=0 | $\varphi \approx 40^\circ$ | 1,00 | 3,00 | 0 | 9,6 | 0 | 1340 | 7/4 [59] | 1935 | 7/1 u. 7/5 [59] | | | | |
| d ≠ 0 | mit GW | | | 0,20 | | | 1730 | 8/3 [59] | 2160 | 8/4 [59] | 0,333 | 0,20 | 0,169 | 1,73 |
| d=0 | $\varphi \approx 40^\circ$ | 1,00 | 3,00 | 0 | 19,6 | 0 | 770 | 7/3 [59] | 1935 | 7/1 u. 7/5 [59] | | | | |
| d ≠ 0 | mit GW | | | 0,20 | | | 1040 | 8/2 [59] | 2160 | 8/4 [59] | 0,333 | 0,20 | 0,356 | 1,20 |
| d=0 | $\varphi \approx 40^\circ$ | 1,00 | 3,00 | 0 | 26,0 | 0 | 320 | 7/2 [59] | 1935 | 7/1 u. 7/5 [59] | | | | |
| d ≠ 0 | mit GW | | | 0,20 | | | 338 | 8/1 [59] | 2160 | 8/4 [59] | 0,333 | 0,20 | 0,488 | 0,08 |
| d=0 | $\varphi \approx 40^\circ$ | 2,00 | 0,50 | 0 | 10,0 | 0 | 191 | (= 308 · 0,62) | 308 | 5/4 [58] | | | | |
| d ≠ 0 | mit GW | | | 0,50 | | | 627 | 5/2 [58] | 766 | 5/1 [58] | 4,000 | 0,25 | 0,176 | 0,95 |
| d=0 | $\varphi \approx 40^\circ$ | 2,00 | 0,50 | 0 | 10,0 | 0 | 191 | (= 308 · 0,62) | 308 | 5/4 [58] | | | | |
| d ≠ 0 | mit GW | | | 0,50 | | | 614 | 5/6 [58] | 766 | 5/1 [58] | 4,000 | 0,25 | 0,176 | 0,92 |
| d=0 | $\varphi \approx 40^\circ$ | 2,00 | 0,50 | 0 | 30,0 | 0 | 55 | (= 461 · 0,12) | 461 | 6/4 [58] | | | | |
| d ≠ 0 | mit GW | | | 0,50 | | | 402 | 6/5 [58] | 1141 | 6/1 [58] | 4,000 | 0,25 | 0,577 | 0,51 |

A3.3: Großversuche der DEGEBO zur Bestimmung des Lastneigungsbeiwertes k_d nach MUHS und WEISS [59], [58]
 $\varphi \approx 40^\circ$: Sand, dicht gelagert
mit GW: Grundwasserspiegel bis zur Geländeoberkante

| A3.4 | Boden | ausmittig geneigte Belastung | | | | | mittig vertikal | | Ergebnis | | | | |
|--------|----------------------|------------------------------|------------------------|-------------------|-------------------|-----------|-----------------------|-----------|------------------|------------------------|----------------|---|--------------------|
| | | ε_1 [-] | ε_2 [-] | δ_1 [°] | δ_2 [°] | V [kN] | Versuch [Nr.] | V [kN] | Versuch [Nr.] | ε_1 [-] | H_t/V [-] | $\mu_d \cdot \kappa_d \cdot f_{\mu x}$ [-] | $f_{\mu x}$ [-] |
| d=0 | $\varphi = 40^\circ$ | 1/6 | 0 | 10 | 0 | 111 | (= 308 · 0,58 · 0,62) | 308 | 5/4 [58] | | | | |
| d=0,5m | mit GW | | | | | 442 | 5/3 [58] | 766 | 5/1 [58] | 0,167 | 0,176 | 0,72 | 1,167 |
| d=0 | $\varphi = 40^\circ$ | 1/3 | 0 | 10 | 0 | 31 | (= 308 · 0,17 · 0,62) | 308 | 5/4 [58] | | | | |
| d=0,5m | mit GW | | | | | 350 | 5/5 [58] | 766 | 5/1 [58] | 0,333 | 0,176 | 0,70 | 1,564 |
| d=0 | $\varphi = 40^\circ$ | 1/6 | 0 | 30 | 0 | 32 | (= 461 · 0,58 · 0,12) | 461 | 6/4 [58] | | | | |
| d=0,5m | mit GW | | | | | 333 | 6/2 [58] | 1141 | 6/1 [58] | 0,167 | 0,577 | 0,44 | 2,270 |
| d=0 | $\varphi = 40^\circ$ | 1/3 | 0 | 30 | 0 | 9 | (= 461 · 0,17 · 0,12) | 461 | 6/4 [58] | | | | |
| d=0,5m | mit GW | | | | | 210 | 6/6 [58] | 1141 | 6/1 [58] | 0,333 | 0,577 | 0,30 | 2,135 |
| d=0 | $\varphi = 40^\circ$ | 1/6 | 0 | 30 | 0 | 32 | (= 461 · 0,58 · 0,12) | 461 | 6/4 [58] | | | | |
| d=0,5m | mit GW | | | | | 331 | 6/8 [58] | 1141 | 6/1 [58] | 0,167 | 0,577 | 0,44 | 2,270 |

A3.4: Großversuche der DEGEBO zur Bestimmung des Einflusses von Lastneigung und Ausmitte nach MUHS und WEISS [58]

für alle Versuche gilt: $b_1=2,00m$, $b_2=0,50m$, $s_{12}=4,00$, $\bar{d}=0,25$, $e_2=0$, $d_2=0^\circ$

$\varphi = 40^\circ$: Sand, dicht gelagert

mit GW: Grundwasserspiegel bis zur Geländeoberkante

Bestimmungsgleichung:

$$\mu_d \cdot \kappa_d \cdot f_{\mu x} = \frac{V_{d \neq 0, \varepsilon \neq 0, H \neq 0} - V_{d=0, \varepsilon \neq 0, H \neq 0}}{V_{d \neq 0, \varepsilon=0, H=0} - V_{d=0, \varepsilon=0, H=0}} \quad (\text{Gl. A3.8})$$

$$\text{mit: } \mu_d = (1 - 3,6 \cdot \tan \varphi \cdot \varepsilon_1^2) \cdot (1 - 3,6 \cdot \tan \varphi \cdot \varepsilon_2^2) \quad \text{und} \quad \kappa_d = (1 - 0,7 \cdot H/V)^3$$