

ISBN 3-88314-711-7

Forschungsbericht 145

**Bundesanstalt
für Materialforschung
und -prüfung (BAM) Berlin**

Untersuchung selbstähnlicher Systeme zur Bestimmung von Materialeigenschaften von Reibungsböden

von Dr.-Ing. Ulrich Holzlöhner

November 1987

48 Seiten, 30 Abbildungen, 6 Tabellen

Herausgegeben von der
Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM)
Unter den Eichen 87, 1000 Berlin 45
Telefon (030) 8104-1 Telex 183 261 bamb d Telefax (030) 8 112 029

Copyright © 1987 by Wirtschaftsverlag NW
Verlag für neue Wissenschaft GmbH, Bremerhaven

Verlag und Vertrieb:
Wirtschaftsverlag NW
Verlag für neue Wissenschaft GmbH
Postfach 10 11 10, 2850 Bremerhaven 1
Telefon (0471) 46093-95

Zusammenfassung

Selbstähnliche Systeme zeichnen sich durch eindeutig definierbare experimentelle Bedingungen aus, klären grundlegende theoretische Fragen und erlauben doch unmittelbare praktische Anwendung.

Ein in einen sedimentierten Sandhalbraum eindringender Kegel ist ein selbstähnliches System, wie die durchgeführten Versuche nachweisen. Die Dimension der den Sandhalbraum kennzeichnenden Größe liegt zwischen der eines Raumgewichts und der einer Spannung. Das bedeutet, daß der psammische (starrkörnige) Deformationsanteil mit dem infolge Kornbruch in allen Lastbereichen in der gleichen Weise faktoriell miteinander verknüpft ist. Der eindringende Kegel entspricht dem - verglichen mit der Bruchlast - hochbelasteten Fundament. Hierfür und für andere Grundbauwerke, bei denen größere Boden-deformationen auftreten, ist der Halbraum wie bei der Kegeleindringung durch nur eine dimensionsbehaftete Größe gekennzeichnet. Zusätzlich tritt ein Exponent auf, der die Nichtlinearität der Last-Verschiebungs-Beziehung beschreibt. Für die Setzungen von Fundamenten unter üblicher Bauwerkslast sind jedoch andere Kenngrößen maßgebend. Der Halbraum unterliegt hier einer andersartigen Beanspruchung. Die durchgeführten Fundamentversuche legen daher nahe, die Fundamenteindringung aus zwei Summanden zusammensetzen, um einerseits den unterschiedlichen wirksamen Mechanismen, andererseits den unterschiedlichen Lastbereichen und praktischen Anwendungsfeldern gerecht zu werden.

Summary

Self-similar systems have uniquely defined experimental conditions, help to decide theoretical problems and yet allow practical application.

A cone penetrating into a sedimented half-space of sand is a self-similar system. Tests confirmed this theoretical prediction. The dimension of the governing quantity of the sand half-space is between that of unit weight and that of stress. That means that psammic strain (rigid particle slip) is linked with the strain due to crushing in a product.

The penetrating cone corresponds to the highly loaded footing. For this and other geotechnical structures with large soil strains the half-space is also governed by only one dimensional quantity. In addition a characteristic exponent describes the non-linearity of the load-displacement relation. Other quantities, however, govern the settlements of moderately loaded footings. As shown by experiments, general footing penetration should be assumed as the sum of two terms that consider different mechanisms, load ranges, and applications.

Geotechnik, Fundament, Selbstähnliche Systeme, Materialeigenschaften, Reibungsböden, Kegeleindringung, Setzungs voraussage

Geotechnic, footing, self-similar systems, material properties, granular soils, cone penetration, settlement prediction

Inhalt	Seite
1. Einleitung	1
2. Ausgangspunkt der vorliegenden Untersuchung	1
3. Formulierung der theoretischen Fragestellungen	3
3.1 Starrkörnige Deformation	3
3.2 Quasi-elastische Deformation	5
3.3 Modifizierte psammische Deformation	5
3.4 Beziehung zwischen Kegel- und Fundamenteindringung	6
3.5 Wahl der Eindringkörper	7
3.6 Zusammenfassung	7
4. Versuchsaufbau	8
4.1 Verwendete Sande	8
4.2 Sand-Sedimentierer und Behälter	9
4.3 Belastungsrahmen	10
4.4 Eindringkörper	10
4.5 Meß- und Registriereinrichtung	12
5. Versuchsdurchführung	13
5.1 Versuchsübersicht	13
5.2 Versuchsablauf	14
5.3 Auftragung der gemessenen Last-Verschiebungs-Beziehungen	14
6. Versuchsauswertung	20
6.1 Zeitabhängige Effekte	20
6.2 Korngröße	20
6.3 Elastische und quasi-elastische Deformation	21
6.4 Kegeleindringung	23
6.5 Flachfundament-Eindringung	25
6.6 Klappen-Eindringung	27
6.7 Beziehung zwischen Kegel- und Fundamenteindringung	28
7. Anwendung der Ergebnisse und der Methode	32
8. Sande in natürlicher Lagerung und Versuchsschüttungen	34
9. Zusammenfassung	37
10. Danksagung	38
11. Literaturverzeichnis	39

1. Einführung

In der Geotechnik gibt es - wie in anderen Zweigen des Bauwesens und verwandter technischer Fächer auch - grundsätzlich zwei Wege, das Verhalten des Bauwerks im voraus zu ermitteln: Modellversuche einerseits und andererseits Ermittlung von Materialeigenschaften an Proben und rechnerische Behandlung des Bauwerks als Randwertproblem. Beide Wege bereiten große Schwierigkeiten, besonders wenn Sand untersucht wird. Da Sand auch im feuchten Zustand nur wenig Kohäsion besitzt, sind Probenentnahme, Probenherstellung und Einbau in ein Untersuchungsgerät schwierig zu bewerkstelligen. Die genannten Arbeitsgänge beeinflussen das Untersuchungsergebnis erheblich. Eine weitere Schwierigkeit erwächst aus den "inneren Zwangsbedingungen", (Dietrich (1977)), denen ein Sand aus starren und unzerbrechlichen Körnern unterworfen ist. Diese Zwangsbedingungen haben zur Folge, daß der Widerstand des Sandes stark ansteigt, wenn es kein Ausweichen gibt. Deshalb muß das Probenuntersuchungsverfahren entsprechend den Ausweichmöglichkeiten des Sandes in der betrachteten grundbaupraktischen Aufgabe gewählt werden. Es ist keineswegs einfach, ein vorliegendes Problem in dieser Hinsicht einzuschätzen. Das zeigen z.B. die normüblichen Berechnungsverfahren für Fundamentsetzungen, die auch für Sand als auf Zusammendrückung basierend angenommen werden, während dasselbe System - nur stärker bis zum "Grundbruch" belastet - ohne Ausweichvorgänge nicht erklärt werden kann. Auch der andere Weg - Modellversuche durchzuführen - ist nicht immer gangbar. Zum einen wegen der vielen Einflußgrößen, die oft eine direkte Übertragung der am Modell gemessenen Werte auf die Großausführung verhindern, zum anderen wegen der Unmöglichkeit, einen irgendwo anstehenden Baugrund mit seiner Entstehungsgeschichte und seinen Heterogenitäten im Modell abzubilden. Modellversuche sind deshalb meistens auf grundsätzliche, idealisierte Fälle beschränkt.

2. Ausgangspunkt der vorliegenden Untersuchung

Obwohl in den letzten zehn bis zwanzig Jahren große Fortschritte bei der Probenuntersuchung und bei der materialtheoretischen Beschreibung der Ergebnisse gemacht wurden, bleibt die Situation in mancher Hinsicht unbefriedigend. Die aufgestellten Materialgesetze sind außerordentlich kompliziert. Schon zur Beschreibung des Verhaltens von trockenem Sand werden zehn und mehr Größen gebraucht. Es erscheint ausgeschlossen, daß diese Größen im praktischen Fall wertbestimmt werden können. Es besteht kein Konsens über die Form, die ein Materialgesetz haben sollte. Hinzu kommen Schwierigkeiten bei der numerischen Behandlung von Randwertproblemen, wenn komplizierte Materialgesetze vorliegen.

Aus diesen Gründen wird in der geotechnischen Praxis oft ein ganz anderer Weg beschritten. Man geht nicht von einem universell anwendbaren Materialgesetz aus, sondern verwendet auf die einzelnen Probleme zugeschnittene einfache Modelle. Zur Ermittlung von Fundamentsetzungen zum Beispiel wird der Baugrund oft mittels Sondierungen untersucht; mit den Sondierungsergebnissen werden Kenngrößen wertbestimmt, die in einfachen Rechenmodellen verwendet werden. Diese Verfahren werden meistens mit "empirisch" oder "für Praktiker" etikettiert; das heißt jedoch nicht, daß keine theoretische Grundlage besteht oder entwickelt werden kann. Vielmehr sind sich die Anwender der Voraussetzungen oft nicht bewußt oder sie halten sie für selbstverständlich.

Von diesem Stand der Technik ausgehend, werden in der vorliegenden Arbeit einige grundlegende Fragen untersucht. Das Interesse liegt vorwiegend auf den Voraussetzungen, auf denen die verschiedenen Verfahren beruhen: welcher Art und welcher Dimension die maßgebenden Größen sind, welche Phänomene bei den untersuchten Systemen maßgebend sind und wie man aus einfachen Versuchen Zahlenwerte bestimmt, mit denen man praktische Aufgaben lösen kann.

Die Arbeit geht von folgenden Vorstellungen aus:

1. Die Deformation des Sandes hat nach Rowe (1972) drei physikalische Ursachen: gegenseitige Verschiebung der als starr gedachten Körner (starrkörnige Deformation), elastische Korndeformation und Kornzertrümmerung.
2. Dietrich (1977) beschreibt die starrkörnige Deformation mit seinem "psammischen Stoff". Hiervon werden hier nur zwei Merkmale verwendet: Der psammische Stoff hat keine dimensionsbehaftete Größe (a) und beim Verlassen des sedimentierten Zustands ist die Spannungs-Dehnungs-Beziehung nicht-linear (parabolische Verfestigung) (b).
3. Es werden einfache, möglichst selbstähnliche Systeme untersucht. Der einfachste Sandkörper ist der sedimentierte Halbraum, der nur eine dimensionsbehaftete Größe, das Raumgewicht oder einen Modul, besitzt. Der einfachste Eindringkörper ist der Kegel, der keine dimensionsbehafteten Merkmale aufweist. Das System Kegel-Halbraum ist so einfach, daß sein Verhalten direkte Rückschlüsse auf das Material Sand zuläßt.
4. Da die Kegeleindringung wegen ihrer Einfachheit die Verfestigungsparabel nicht wiedergibt, werden zusätzlich möglichst einfache Systeme untersucht, die gerade das leisten. Diese Systeme sind das vertikal in den Halbraum gedrückte Flachfundament und der um eine seiner mit der Halbraumoberfläche in Kontakt befindlichen Kanten drehend bewegte Streifen, "Klappe" genannt.

3. Formulierung der theoretischen Fragestellungen

Gegen die Vorstellung von den physikalisch verschiedenen Deformationsursachen, wie sie im vorangehenden Abschnitt formuliert wurde, wird man kaum etwas einwenden. Unterschiedliche Auffassungen gibt es dagegen bei der Beurteilung der einzelnen geotechnischen Aufgaben: welcher Deformationsanteil jeweils maßgebend ist und, wenn es mehrere sind, wie diese zusammenwirken. Für die in dieser Untersuchung gewählten einfachen Systeme liefert die Theorie Voraussagen, mit denen man die Versuchsergebnisse vergleichen kann.

3.1 Starrkörnige Deformation

Dietrich (1977) hat für die Deformation, die bei starren und unzerbrechlichen Körnern allein möglich ist, das Stoffmodell des psammischen Stoffes entwickelt. Von diesem Modell werden hier nur einige Eigenschaften verwendet.

Nach Dietrich hat der psammische Stoff bei quasistatischer Bewegung keine dimensionsbehafteten Kenngrößen. Das Erdschwerefeld wirkt jedoch auf die Masse der Körner, so daß man die spezifische Wichte γ_s des Kornmaterials - oder auch die Raumwichte, Trockenwichte γ_d der Schüttung - als einzige dimensionsbehaftete Größe eines homogenen sedimentierten psammischen Halbraums bezeichnen kann. Mit Hilfe der Dimensionsanalyse werden nun die Systeme des Bildes 3-1 untersucht: der Kegel, das Flachfundament und die "Klappe", zunächst jeweils in den psammischen Halbraum eindringend.

Für die Kraft Q , die notwendig ist, um einen Kegel nach Bild 3-1 um die Verschiebung w in einen psammischen Halbraum zu drücken, gilt

$$Q = f_1(w, \gamma_s, \dots) , \quad (3-1)$$

wobei die Punkte für dimensionslose Einflußgrößen wie Kegelöffnungswinkel, Reibungsbeiwert Kegel-Sand, Lagerungsdichte usw. stehen. Das Symbol f_1 bezeichnet ebenso wie weiter unten f_2 , f_3 und f_4 eine beliebige Funktion. Nach den Regeln der Dimensionsanalyse kann man Gl.(3-1) schreiben

$$\text{oder} \quad \left. \begin{aligned} \frac{Q}{w^3 \gamma_s} &= \text{const.} \\ Q &\sim \gamma_s w^3 \end{aligned} \right\} \quad (3-2)$$

Gleichung (3-2) ist also ein ausgezeichnetes Mittel, um festzustellen, in welchem Maße ein Sandhalbraum wie ein psammischer Halbraum reagiert.

Im Gegensatz zum Kegel hat das Flachfundament (mindestens)

eine charakteristische Länge, z.B. den Lastflächenradius a .
Für die Fundamenteindringung gilt:

$$Q = f_2(w, a, \gamma_s, \dots) \quad (3-3)$$

$$\frac{Q}{a^3 \gamma_s} = f_3\left(\frac{w}{a}\right) \quad (3-4)$$

Für die Spezifizierung der zunächst noch beliebigen Funktion f_3 wird ein Ergebnis der Dietrichschen Theorie herangezogen. Nach Dietrich (1977) bildet sich bei starren (aber auch bei flexiblen) Bauwerken für kleine Beanspruchungen der minimale Verfestigungsexponent ν in der Last-Verschiebungs-Beziehung ab.

$$Q \sim w^\nu \quad (3-5)$$

Der minimale Verfestigungsexponent ist eine dimensionslose Kenngröße des psammischen Materials. Weil die Voraussetzungen der psammischen Theorie nicht immer vorliegen, wird hier verallgemeinernd ν auch als Nichtlinearitätsexponent des betrachteten Systems bezeichnet. Mit (3-5) wird (3-4)

$$\frac{Q}{a^3 \gamma_s} \sim \left(\frac{w}{a}\right)^\nu \quad (3-6)$$

Für die Klappe ergeben sich formal dieselben Gleichungen wie für das Flachfundament.

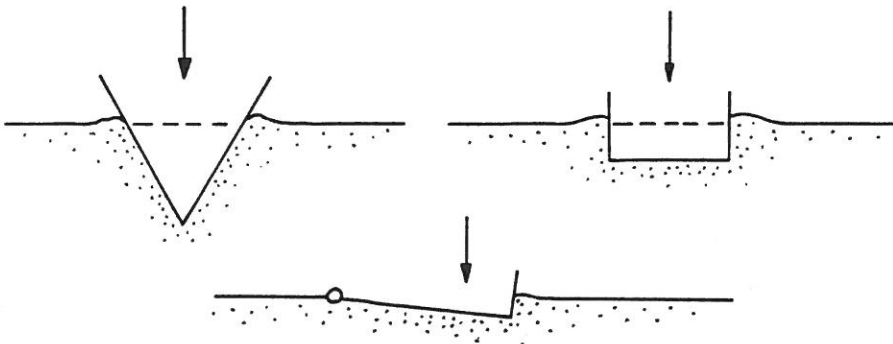


Bild 3-1:

Verwendete Eindringkörper:
Kegel, Flachfundament und Klappe

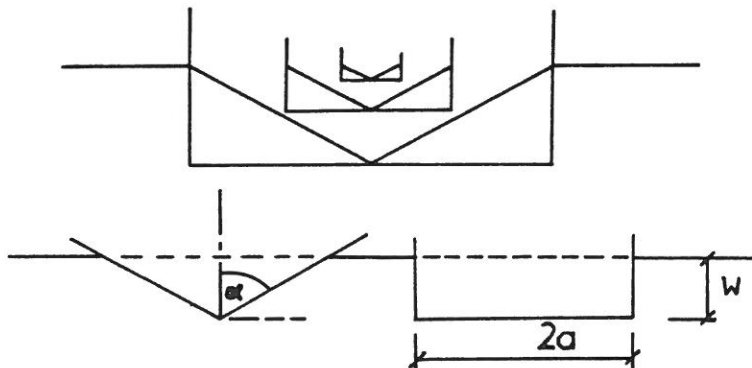


Bild 3-2:

Beziehung zwischen Kegel- und Fundamenteindringung

3.2 Quasi-elastische Deformation

In der Geotechnik ist es seit langem üblich, elastische Modelle zur Berechnung auch von bleibenden Deformationen wie Fundamentsetzungen zu verwenden. Ein homogener elastischer Halbraum hat einen Modul M mit der Dimension einer Spannung als einzige dimensionsbehaftete Kenngröße. Wie Holzlöhner (1984) gezeigt hat, ist bei einem homogenen sedimentierten Sandhalbraum ein Anwachsen der Steifigkeit mit der Tiefe gemäß

$$M = Hz^{1-\delta} \quad 0 \leq \delta \leq 1 \quad (3-7)$$

zu erwarten, wobei δ meistens bei 0,5 oder etwas darunter liegt. Die Größe H kennzeichnet diesen Sandhalbraum und hat die Dimension

$$[H] = F L^{-3+\delta} \quad 0 \leq \delta \leq 1 \quad (3-8)$$

Hierin bezeichnet F die Dimension einer Kraft und L die einer Länge. Die eckigen Klammern zeigen an, daß die Dimension von H gemeint ist. Für $\delta=1$ beschreibt Gleichung (3-7) z.B. den homogenen elastischen Halbraum.

Wenn Setzungen betrachtet werden, kennzeichnen M und H eher plastische als elastische Deformation. Sie wird hier "quasi-elastisch" genannt.

3.3 Modifizierte psammische Deformation

Ähnlich wie der homogene elastische Halbraum durch Einführung einer Steifigkeitszunahme mit der Tiefe der Realität angepaßt wird, so kann das psammische Modell durch Einführung eines Mischmoduls H

$$H = \gamma_S \cdot \lambda^\delta \quad , \quad 0 \leq \delta \leq 1 \quad (3-9)$$

modifiziert werden. Hierbei hat λ die Dimension einer Länge. Man kann sich λ als das Verhältnis der Kornbruchspannung zum Raumgewicht vorstellen.

Wie an anderer Stelle ausführlich dargestellt, Holzlöhner (1987), ist die Einführung eines Mischmoduls nach (3-9) gleich bedeutend mit dem Vorgehen von Hettler und Gudehus (1985), die den Einfluß der endlichen Kornfestigkeit in einem Faktor berücksichtigen, mit dem die psammische Deformation modifiziert wird. Dietrich und Arslan (1985) haben theoretisch begründet, daß ein Teil der von Kornbruch verursachten Deformation in dieser Weise faktoriell beschrieben werden kann.

Obwohl die Größe H in den Gleichungen (3-7) und (3-9) verschiedener Natur sind, haben sie dieselbe Dimension. Deshalb

ergeben sich formal dieselben Last-Verschiebungs-Beziehungen:
für die Kegeleindringung anstelle von (3-2)

$$Q \sim H \cdot w^{3-\delta} \quad (3-10)$$

und für Fundament und Klappe anstelle von (3-6)

$$\frac{Q}{a^{3-\delta} H} \sim \left(\frac{w}{a}\right)^\nu \quad (3-11)$$

In Gleichung (3-11) beschreibt ν irgendeine experimentell gefundene, parabolisch eingekleidete Nichtlinearität. Für Fundamentsetzungen infolge üblicher Belastung ist ν nahe eins, Burland und Burbridge (1984), Holzlöhner (1984). Mit (3-9) kann auch für den Kegel

$$\frac{Q}{\gamma_S w^3} \sim \lambda^\delta w^{-\delta} \quad (3-12)$$

und für Fundament und Klappe

$$\frac{Q}{\gamma_S a^2 w} \sim \lambda^\delta w^{-\delta} \left(\frac{w}{a}\right)^{\nu-1+\delta} \quad (3-13)$$

oder

$$\frac{Q}{\gamma_S a^2 w} = C_1 \cdot w^{1-\nu} \quad (3-14)$$

geschrieben werden. C_1 ist u.a. vom Lastflächenradius abhängig.

3.4 Beziehung zwischen Kegeleindringung und Fundamenteindringung

Die abgeleiteten Gleichungen zeigen die Verschiedenheit der betrachteten Systeme: Die Kegeleindringung gibt Aufschluß über die Dimension der Kenngröße des Materials - kN/m^3 , kN/m^2 oder $\text{kN/m}^{3-\delta}$ -, der Nichtlinearitätsexponent ν bildet sich dagegen nicht ab. Beim eindringenden Flachfundament ist es umgekehrt. Wie Dietrich, Holzlöhner und Lehnert (1982) zeigten, besteht trotz der Unterschiede eine enge Verwandtschaft: die Kegeleindringung entspricht einer Reihe von Fundamenten in verschiedenen Maßstäben mit der gleichen relativen Eindringung $\frac{w}{a}$, vgl. Bild 3-2. Die Kegeleindringung bildet daher die Maßstabsabhängigkeit der Fundamenteindringung ab. Bei Vorhandensein einer stofflichen Nichtlinearität folgt natürlich auch bei der Kegeleindringung die Verformung im Material nichtlinearen Gesetzen. Beim Kegel ist jedoch in dem Eindringstadium der bis dahin abgelaufene Deformationsprozeß dem zu einer anderen Eindringung gehörenden ähnlich - deshalb die Bezeichnung "Selbstähnlichkeit" - so daß die nichtlinearen Eigenschaften immer in gleicher Weise wirksam werden. Dasselbe gilt für die Reihe von Flachfundamenten, die in verschiedenen Maßstäben dieselbe relative Eindringung aufweisen: auch diese Reihe ist selbstähnlich.

3.5 Wahl der Eindringkörper

Wenn der psammische Stoff als Modell für den Sand die Phänomene vollständig beschreiben würde, wäre die Flachfundamenteindringung zur Feststellung des Nichtlinearitätsexponenten, der dann Verfestigungsexponent genannt werden könnte, ausreichend. Da jedoch gewisse Abweichungen zu erwarten sind, wird außer dem Flachfundament die "Klappe" als weiterer Eindringkörper untersucht, vgl. Bild 3-1. Im Gegensatz zum verwendeten Fundament mit kreisförmiger Sohlfläche ist bei der Klappe die Deformation im Boden eben. Ein weiterer Unterschied ist die Rotation der Sohlfläche gegenüber dem translatorisch bewegten Fundament. Die Klappe ist nur an einer Seite von einer "Kante" begrenzt, von der aus sich der Bodenbereich ausdehnt, in dem die Tragfähigkeit erreicht ist. Der Einfluß dieses Bereichs wird in der Dietrichschen (1977) Überlegung zur Abbildung des minimalen Verfestigungsexponenten als klein vorausgesetzt. Wenn der Kanteneinfluß groß ist und/oder wenn die Kontaktfläche stark mit der Eindringung anwächst, sind diese Voraussetzungen nicht mehr gegeben. Im allgemeinen sind dann für verschiedene Eindringkörper verschiedene Nichtlinearitätsexponenten zu erwarten.

Die hier gewählten Systeme "Flachfundament" und "Klappe" erscheinen als kennzeichnend für reale Fundamente.

3.6 Zusammenfassung

Wie die Gleichungen (3-2) und (3-10) zeigen, kann man aus dem Kegerversuch die Dimension der maßgebenden Größe ermitteln. Darüber hinaus werden die Kegerversuche zeigen, ob eins der vorgestellten einfachen Modelle für den gesamten Lastbereich zutrifft oder ob differenziertere Überlegungen notwendig sind.

Die Flachfundament- und Klappenversuche dienen zur Feststellung des Nichtlinearitätsexponenten. Hier ist interessant, ob die beiden Systeme demselben Exponenten folgen. Die Kegerversuche bilden das Verhalten der Fundamente in verschiedenen Maßstäben ab.

4. Versuchsaufbau

4.1 Verwendete Sande

Es wurden zwei Sande verwendet: "Karlsruher Sand", ein gleichförmiger reiner Quarz-Mittelsand, der verschiedentlich verwendet und beschrieben ist, Wernick (1978), Lehnert (1984) und "Degebo-Sand", ein ungleichförmiger kiesiger Sand ($U=5,7$), den die Degebo Berlin vor Jahren durch Mischen hergestellt hat, um auf einer Schüttung dieses Bodens großmaßstäbliche Tragfähigkeitsversuche von Fundamenten durchzuführen, Muhs und Weiß (1971). Dort sind auch die Eigenschaften des Sandes näher beschrieben. Mit diesem Sand sind später in anderen Instituten weitere Untersuchungen durchgeführt worden. Die Bilder 4-1 und 4-2 zeigen die Sieblinien der beiden verwendeten Sande.

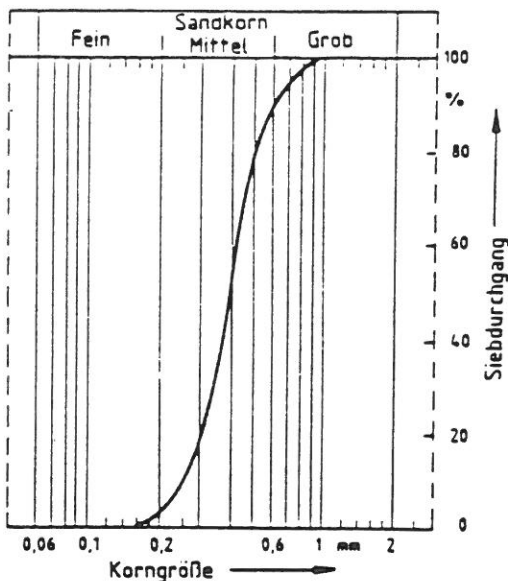


Bild 4-1:
Kornverteilung des Karlsruher Sandes nach Lehnert (1984)

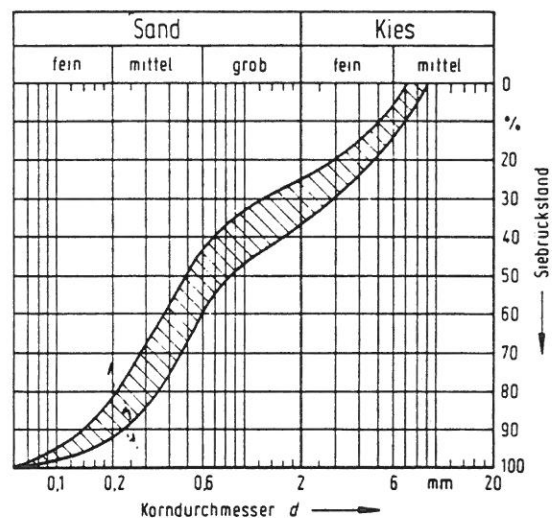


Bild 4-2:
Kornverteilung des Degebo-Sandes nach Muhs und Weiß (1971)

4.2 Sand-Sedimentierer und Behälter

Vor Beginn des Vorhabens war ein Flächenregner vorhanden, der von Lehnert (1984) eingehend beschrieben ist. Er eignet sich zum Einbau gleichförmiger, feinkörniger Sande, die sich beim freien Fall nicht entmischen. Das Gerät ist auf einen zylindrischen Betonbehälter von 1,50 m Durchmesser und 1 m Höhe zugeschnitten. Es erlaubt die Sedimentierung des "Karlsruher Sandes" in reproduzierbaren verschiedenen Dichten.

Da dieses Gerät für den grobkörnigen "Degebo-Sand" nicht geeignet war, mußte ein neuer Sedimentierer konstruiert werden. Nach Abwägung verschiedener Möglichkeiten wurde schließlich ein "Schichtenleger" gebaut, s. Bild 4-3. Der "Schichtenleger" füllt einen quaderförmigen Behälter mit der Grundfläche von

1 m x 1,50 m und der Höhe von 1 m, s. Bild 4-4, indem der Sandkörper durch schichtenweises Ablegen sedimentiert wird. Der Schichtenleger wird wie der Flächenregner beschickt: Zunächst wird der Sand mit einem Vakuumpörderer in einen kleinen Zwischenbehälter gesaugt. Bild 4-3 zeigt oben den Zwischenbehälter, der aus verchromten Rohrabschnitten besteht. Aus dem Zwischenbehälter gelangt der Sand in einen Verteilerbehälter, von dem zwei Plexiglasrohre in den flachen, senkrecht stehenden Füllkasten führen. In diesem Kasten sind zwei Kammern abgeteilt, die die Form von schlanken umgekehrten Trichtern haben. Sie sind auf der Kastenaußenwand mit schwarzen Linien angedeutet, wie Bild 4-3 zeigt. Die Trichter verbreitern sich zur Unterseite des Füllkastens so, daß sie gerade die Breite des Behälters ausfüllen. Eine Hubeinrichtung ermöglicht, daß die Unterseite des Füllkastens den Höhenbereich vom Boden bis zum oberen Rand des Behälters bestreichen kann.

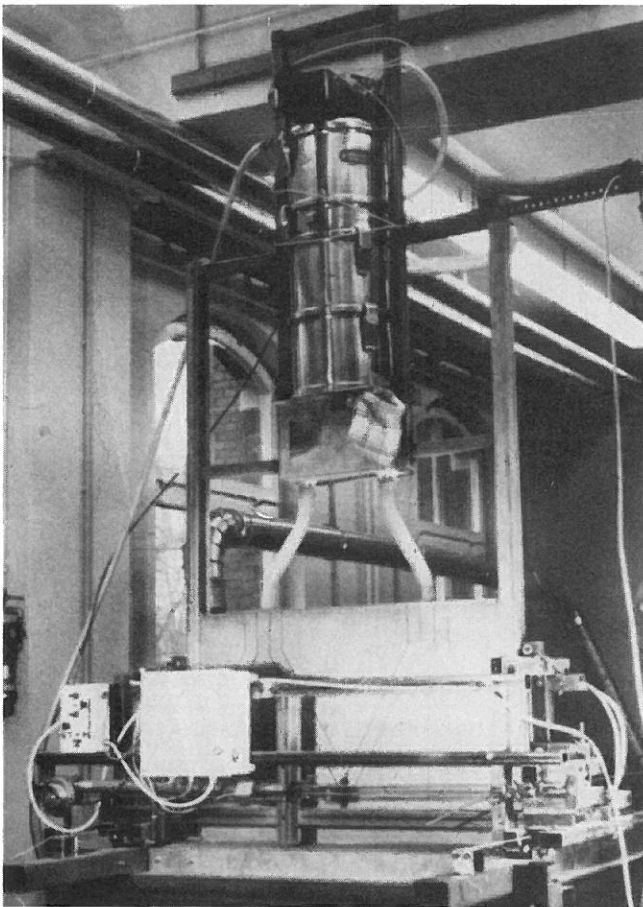


Bild 4-3:
Füllapparatur "Schichtenleger"

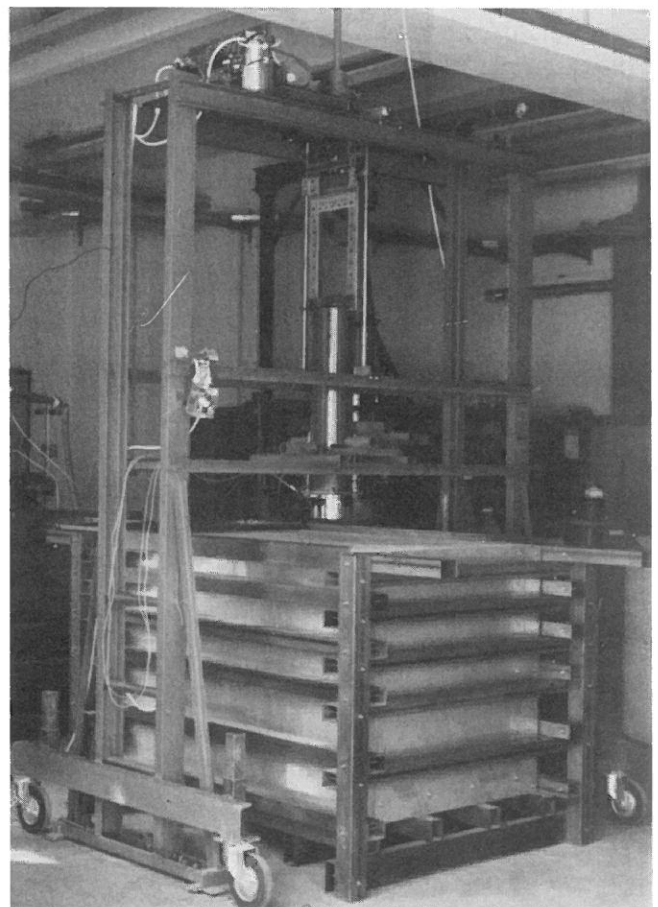


Bild 4-4:
Sandbehälter, Belastungsrahmen mit
Flachfundament

Zu Beginn des Füllvorgangs wird der Füllkasten an einer Schmalseite des Behälters auf dem Behälterboden abgesetzt. Die Füllapparatur wird gefüllt. Der Füllkasten wird auf die Höhe der Oberkante der geplanten ersten Schicht gehoben; der waagerechte Vorschub wird angeschaltet. Dabei rutscht Sand aus dem Füllkasten. Mit dem Vakuumpörderer wird immer so viel Sand in

die Füllapparatur gefördert, daß die umgekehrten Trichter ständig gefüllt bleiben. Hierdurch wird Entmischung verhindert. Wenn der Vorschub den Füllkasten über die Kastenlänge geführt hat, wird er um die Schichthöhe gehoben und waagrecht in der entgegengesetzten Richtung verfahren. Auf diese Weise wird der Behälter schichtenweise gefüllt. Die jeweilige Oberfläche ist entsprechend der waagerechten Führung in guter Genauigkeit waagrecht und bedarf keiner weiteren Behandlung.

Es wurden zwei Behälter verwendet, die umschichtig gefüllt wurden. Die Behälter bestehen aus Stahlblech, die mit Vierkantrohren verstärkt sind, siehe Bild 4-4.

4.3 Belastungsrahmen

Nach dem Sandeinbau wird die Füllapparatur auf den anderen Behälter gefahren und der Belastungsrahmen über den gefüllten Behälter geschoben, Bild 4-4. Vor der Lasteinbringung wird der Rahmen mit dem Behälterboden verspannt. Der Eindringkörper wird mit einem Wegvortrieb in den Sand gedrückt. Die Zwischenschaltung eines Getriebes erlaubt sehr geringe Vortriebsgeschwindigkeiten. Die Eindringung ist senkrecht zwangsgeführt.

4.4 Eindringkörper

Es wurden fünf verschiedene Eindringkörper verwendet, drei "Kegel" mit den Öffnungswinkeln 30° , 60° und 135° , Bilder 4-5 bis 4-7, ein kreiszylindrisches "Flachfundament", Bild 4-4, mit einem Sohlflächenradius von $a = 89,2$ mm und ein streifenförmiges Eindringelement, die "Klappe", Bild 4-8. Die Kegel und das Fundament werden rein translatorisch vertikal in den Boden gedrückt. Die Lastübertragung erfolgt über drei kugelgelagerte Miniatur-Kraftmeßdosen, Bild 4-7. Der Eindringkörper kann also auf Unsymmetrien des Sandkörpers mit einer gewissen waagerechten Verschiebung reagieren. Dergleichen ist jedoch nie beobachtet worden. Eine Schiefstellung des Eindringkörpers ist in jedem Fall ausgeschlossen.

Die "Klappe" ist ein Streifen mit einer Breite von $a = 200$ mm und einer Länge von $b = 1000$ mm. Zu Beginn des Versuchs berührt die Klappe mit ihrer ganzen Fläche spannungslos die Sandoberfläche, dann wird sie um eine waagerechte Achse, die mit einer Längsseite zusammenfällt, gegen den Sand gedreht. Die dabei geweckten Kräfte werden nur im quadratischen Mittelteil von 200 mm x 200 mm gemessen und ausgewertet. Dieser ist von der übrigen Lastfläche durch Fugen getrennt, um die Randeinflüsse auszuschalten, s. Bild 4-8.

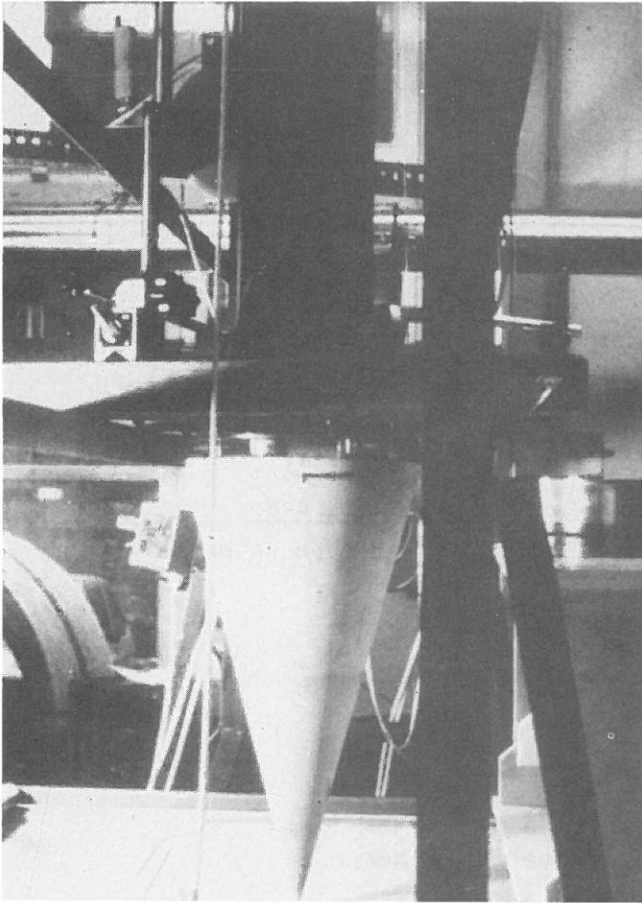


Bild 4-5:
30°-Kegel vor Versuchsbeginn

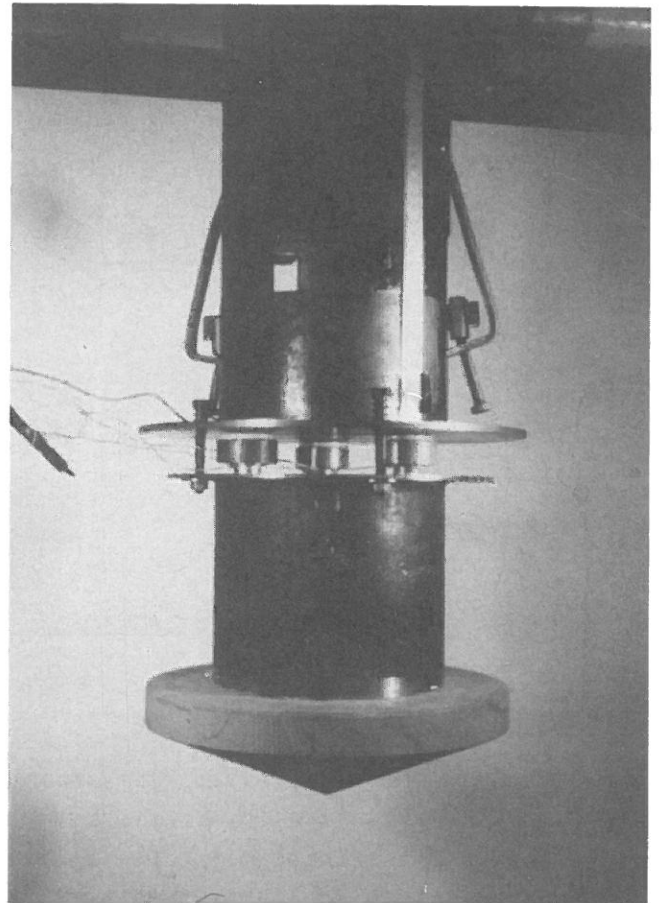


Bild 4-7:
135°-Kegel, Kraftmeßdosen und
Vorspanneinrichtung

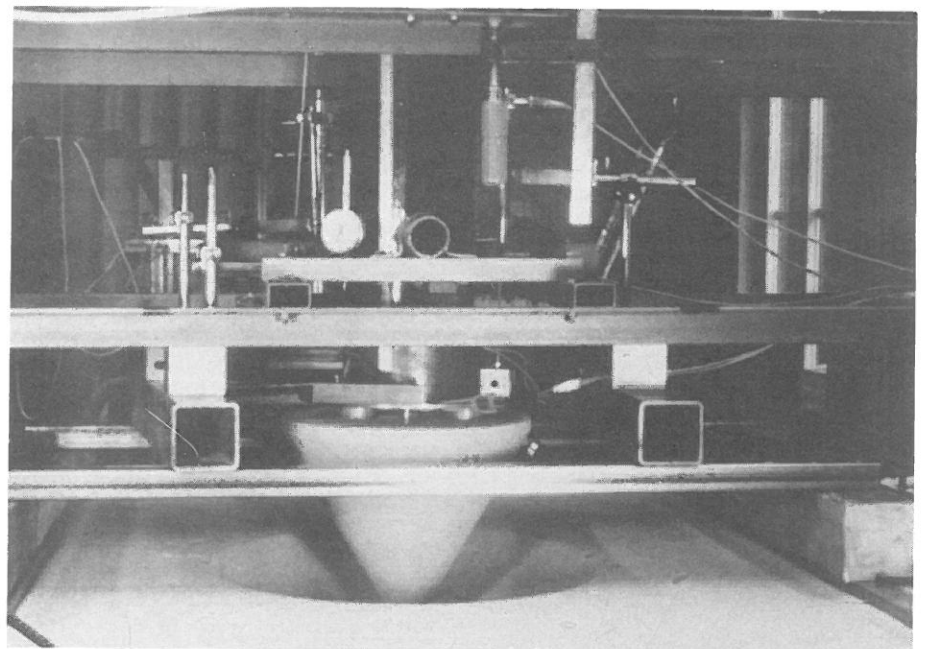


Bild 4-6:
60°-Kegel nach dem Versuch

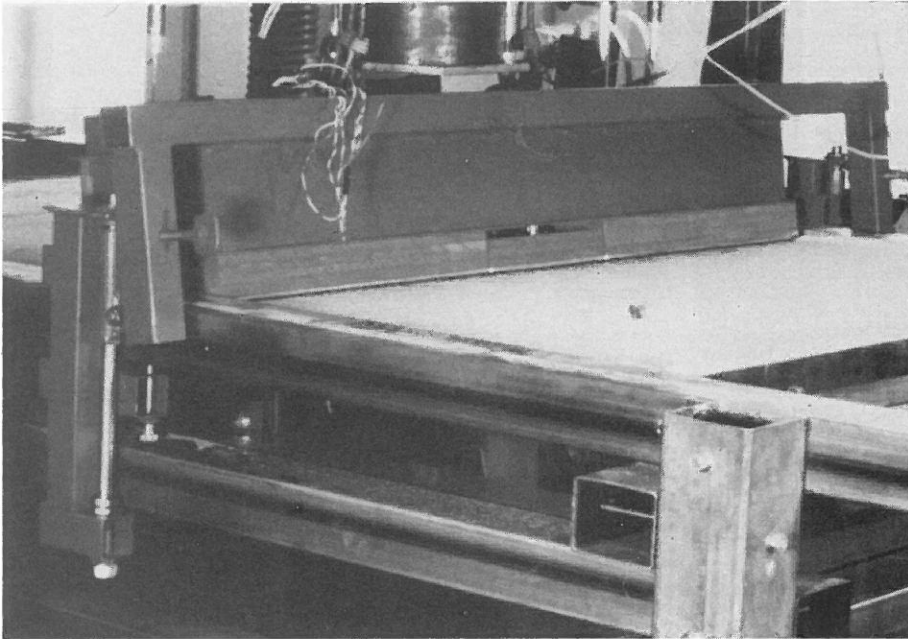


Bild 4-8:
Klappe unter Belastung

4.5 Meß- und Registriereinrichtung

Der Weg wurde mit induktiven Wegaufnehmern gemessen, siehe Bild 4-6. Die Weg- und Kraftsignale werden nach Verstärkung durch einen Meßverstärker mit einem 6-Kanal-Schreiber über der Zeit registriert, Bild 4-9. Zur besseren Auflösung wurden zwei Weg-Bereiche gewählt: 10 mm bzw. 50 mm Verschiebung für die Papierbreite von 25 cm. Das verstärkte Kraftsignal aus den drei zusammenschalteten Meßdosen wurde in drei Kanäle des Schreibers eingespeist und zwar so, daß je ein Kanal 50 N, 500 N und 5000 N Vollausschlag besaß. Auf diese Weise war es möglich, die Kraft über vier Dekaden zu messen.

Eine besondere Schwierigkeit ist es, die anfänglich kleinen Kräfte zu messen. Einerseits muß der Eindringkörper kraft-

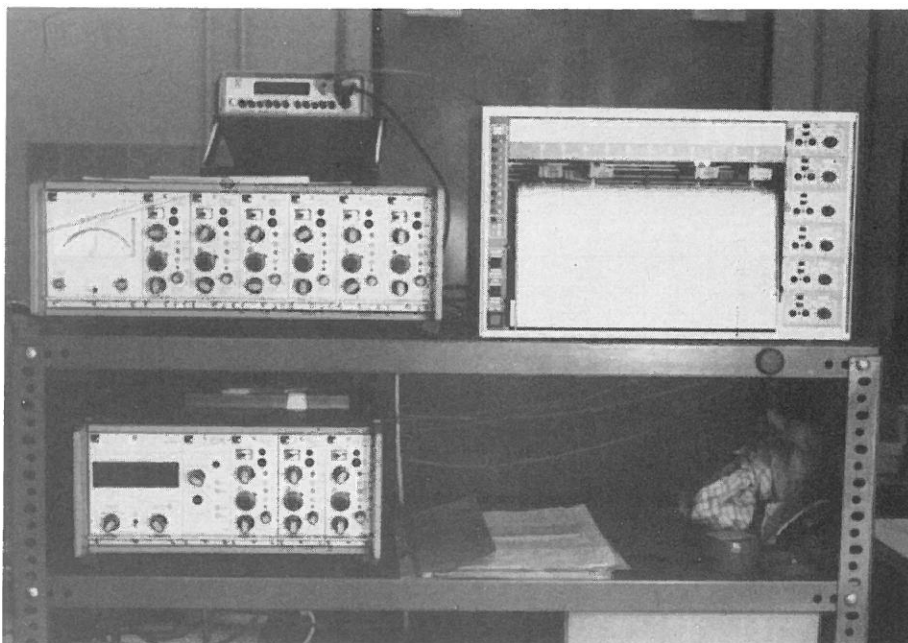


Bild 4-9:
Meßverstärker und
6-Kanal-Schreiber

schlüssig mit dem Vortrieb verbunden sein, andererseits bekommen dabei die Meßdosen unvermeidlich eine gewisse Last. Das Problem wurde gelöst, indem der Eindringkörper über weiche Stahlfedern an den Wegvortrieb gespannt wurde, Bild 4-7. Da die Meßdosen viel steifer sind als die Federn, ändern sich die Federkräfte infolge der Meßdosenzusammendrückung nur minimal. Zur Vermeidung unnötiger Differenzbildungen werden die Schreiberkanäle erst nach Aufbringen der Vorspannung auf den Nullpunkt eingestellt.

5. Versuchsdurchführung

5.1 Versuchsübersicht

Tabelle 5-1 zeigt eine Übersicht über die verwendbaren 29 der durchgeführten Versuche. Die Versuche haben drei Charakteristika: Typ des Eindringkörpers, Art des Sandes und Einbaudichte. Die zugehörige Lagerungsdichte ist angegeben. Jeder Versuch ist mit einer Nummer bezeichnet, mit der im folgenden auf ihn Bezug genommen wird. Einige Versuche wurden wiederholt.

Tabelle 5-1: Versuchsübersicht

Versuch Nr.	Eindringkörper		Sandart	Dichte g/cm ³	Lagerungsdichte D _r %
	-	o			
5]]	-	Karlsruher	1,457	11
8)))	135			
9)))	135			
11	<<<	60			
12	<<<	60			
13	<<<	30	Karlsruher	1,457	11
14	<<<	30			
15]]]]	-			
16]]]]	-			
18]]	-			
21]]	-	Degebo	1,72	4
24	<<<	30			
25]]]]	-			
26	<<<	60			
27	<<<	60			
28)))	135	Degebo Karlsruher	1,72	4
29)))	135			
30]]]]	-			
31	<<<	60			
32	<<<	30			
33	<<<	30	Karlsruher	1,64	75
34	<<<	60		1,64	75
35]]]]	-		1,64	75
36]]]]	-		1,43	11
39)))	135		1,64	75
40)))	135		1,43	11
41]]]]	-		1,68	85
42]]]]	-	1,57	55	
44	<<<	30	Karlsruher	1,68	85

5.2 Versuchsablauf

Nach Füllung des Behälters wird der gerade gewählte Eindringkörper an die Belastungseinrichtung geschraubt. Nach Befestigung des Belastungsrahmens wird der Eindringkörper so weit nach unten verschoben, daß seine Spitze bzw. seine Unterfläche gerade die Sandoberfläche berührt. In dieser Stellung werden die induktiven Wegaufnehmer justiert. Kraft und Verschiebung werden auf den jeweiligen Nullpunkt eingestellt. Der Vortrieb wird mit einer kleinen Geschwindigkeit angeschaltet. Beim Flachfundament und bei der Klappe steigt anfangs die Last stark mit der Verschiebung an. Deshalb wurde mit der besonders kleinen Vortriebsgeschwindigkeit von etwa 0,1 mm/s begonnen. Wie mit Vorversuchen festgestellt wurde, ist in diesem Geschwindigkeitsbereich die Reaktion des Sandes nicht merkbar von der Vortriebsgeschwindigkeit abhängig. Sind größere Verschiebungen erreicht, kann die Geschwindigkeit gesteigert werden. Die Verschiebung wird monoton gesteigert bis entweder die Last 5 kN, die Grenze des Meßbereichs, erreicht ist oder bis ein weiterer Vorschub wegen der Geometrie des betrachteten Systems nicht sinnvoll ist. Nach Abschalten des Vortriebs wurde der sich dann ergebende Abfall der Kraft über eine Zeitspanne von etwa fünf Minuten verfolgt. Danach wird der Vortrieb langsam zurückgefahren, bis die Last auf Null zurückgegangen ist.

Vom Papierscrieb werden Wertepaare Verschiebung w und Last Q entnommen. Der Nullpunkt der Verschiebung oder Eindringung ist die Sandoberfläche vor Versuchsbeginn. Bild 5-1 zeigt die Definition der Systemgrößen.

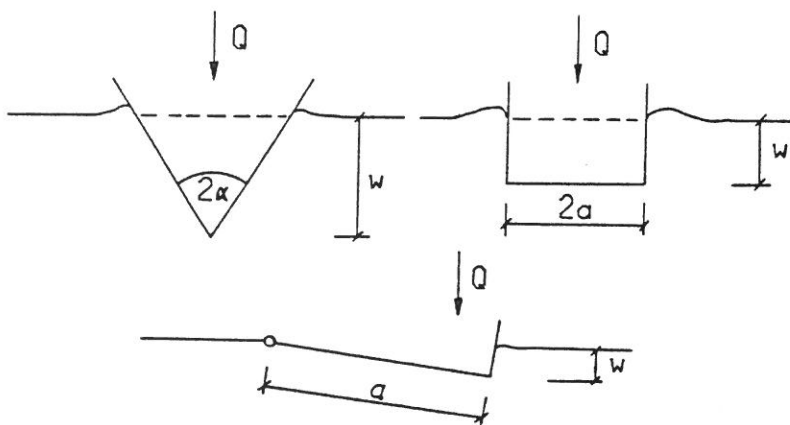


Bild 5-1:

Definition der Systemgrößen

5.3 Auftragung der gemessenen Last-Verschiebungs-Beziehungen

Bild 5-2 zeigt zwei gemessene Last-Verschiebungs-Beziehungen: die eines Kegels und die eines Flachfundaments. Die lineare Auftragung zeigt deutlich den Unterschied der beiden Eindringvorgänge. Die Änderung dw/dQ nimmt beim Kegel ab, beim Flachfundament dagegen zu. Das System Kegel-Sandhalbraum wird mit wachsender Eindringung härter, das "Flachfundament auf dem Sandhalbraum" dagegen weicher. So eindrucksvoll diese lineare

Darstellung ist, so wenig ist sie für den Zweck der vorliegenden Untersuchung geeignet. Deshalb sind für alle verwendbaren 29 Versuche die Lastverschiebungsbeziehungen doppelt-logarithmisch aufgetragen, Bilder 5-3 bis 5-11. Diese Auftragungsart bildet eine Parabel in einer Geraden ab, deren Steigung gerade den Exponenten der Parabel angibt. Das in verschiedenen Lastbereichen sehr unterschiedliche Verhalten des Sandes wird in logarithmischer Darstellung gut deutlich, weil Werte sehr verschiedener Größenordnung miteinander verglichen werden können.

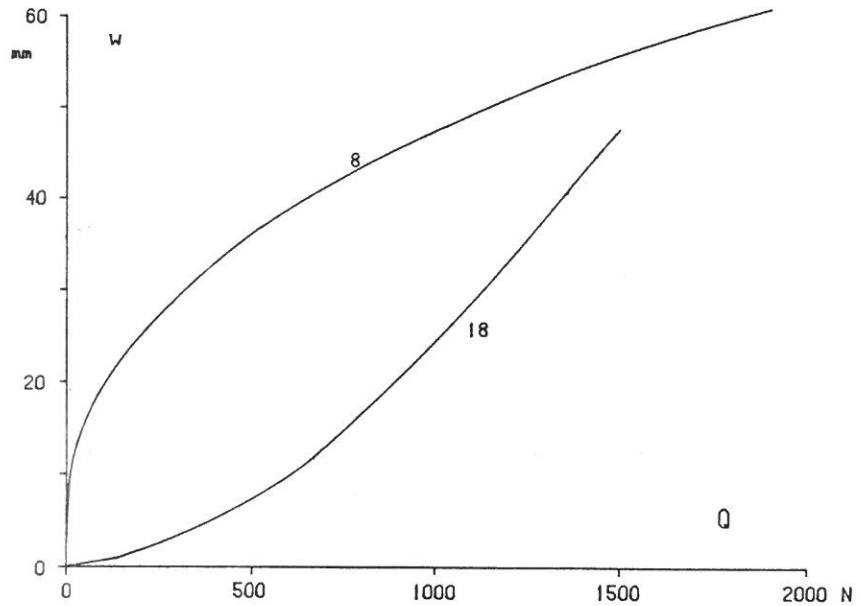


Bild 5-2:
Eindringung von Kegel (8) und Flachfundament (18) linear aufgetragen

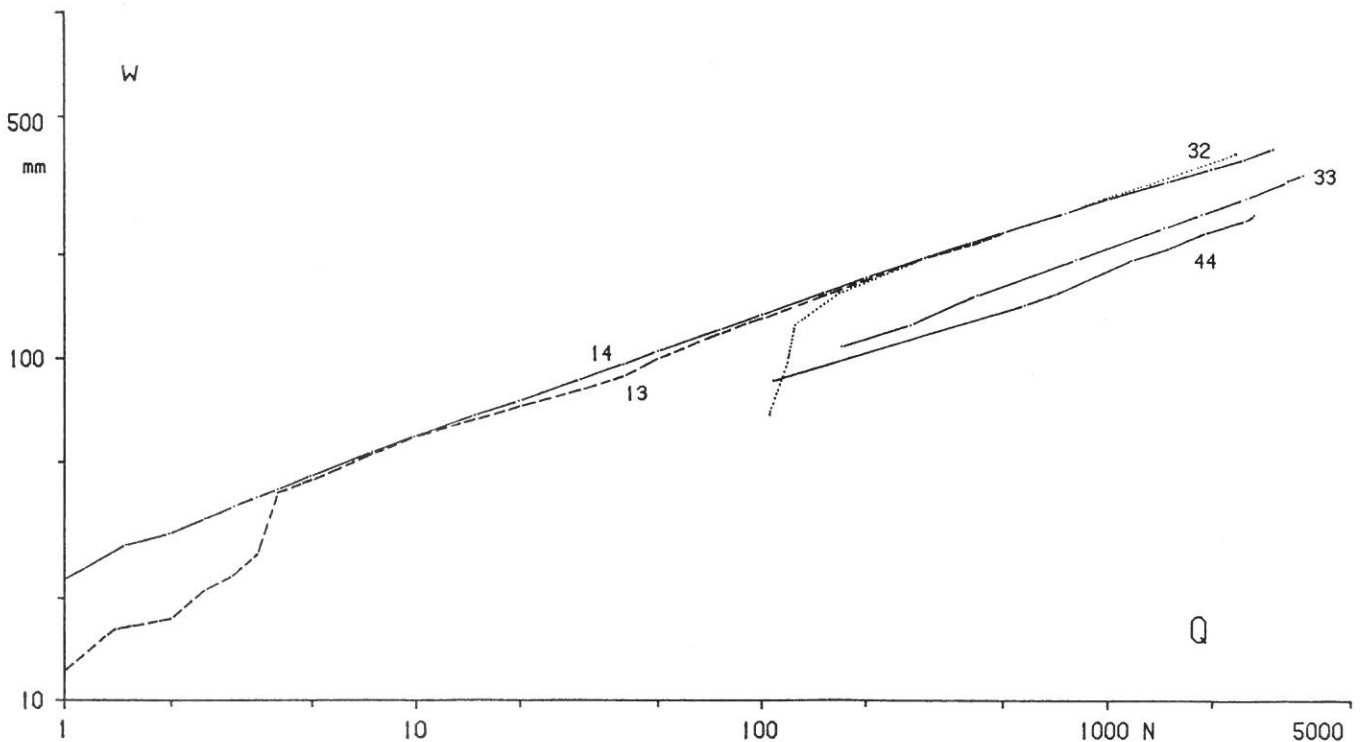


Bild 5-3: 30°-Kegel in Karlsruher Sand

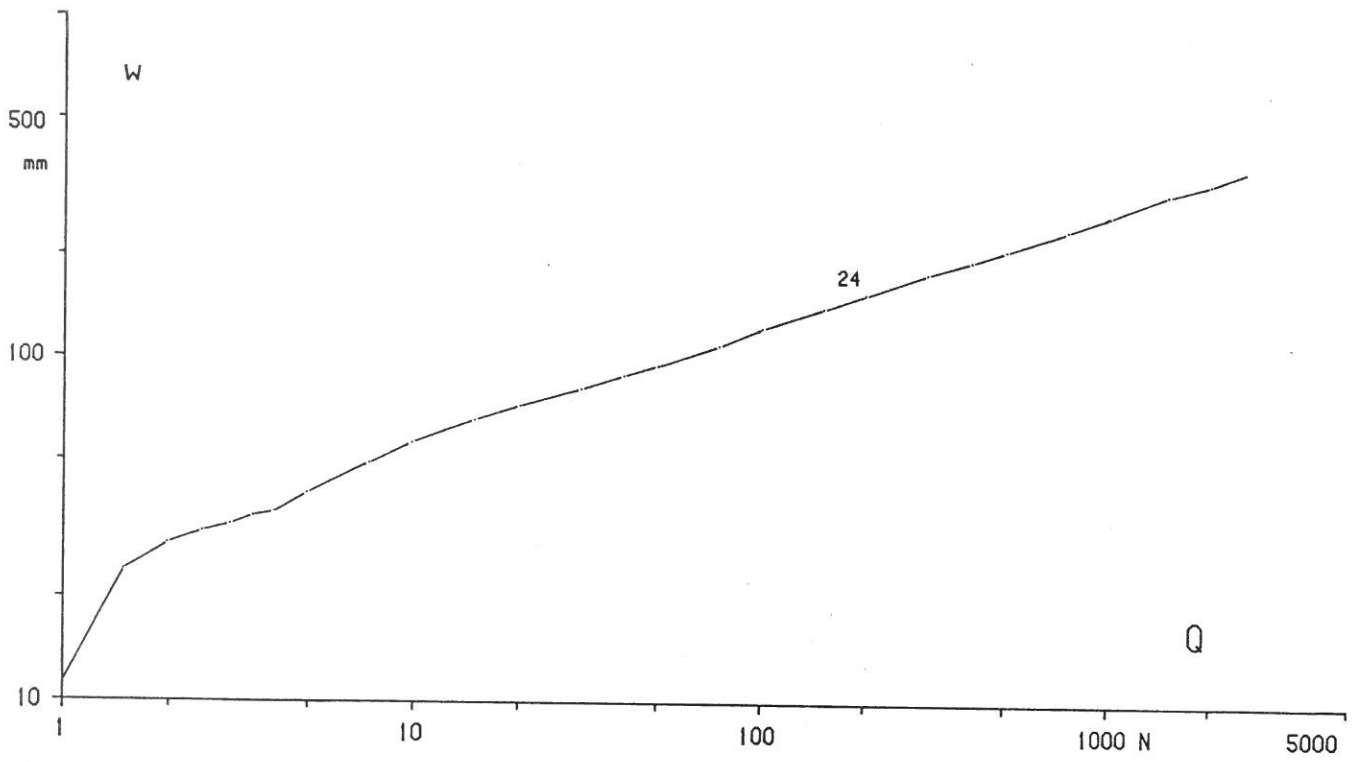


Bild 5-4: 30°-Kegel in Degebo-Sand

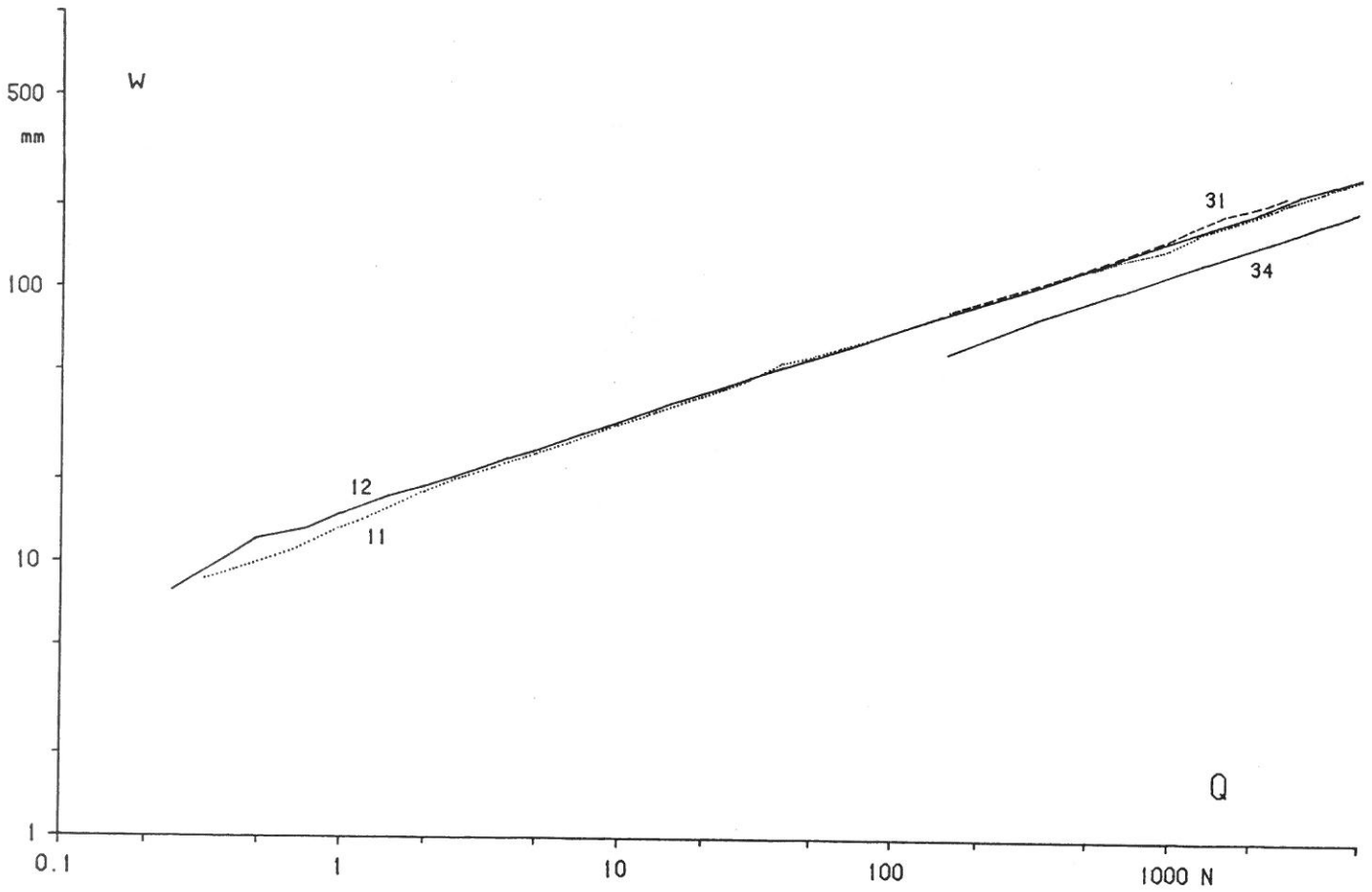


Bild 5-5: 60°-Kegel in Karlsruher Sand

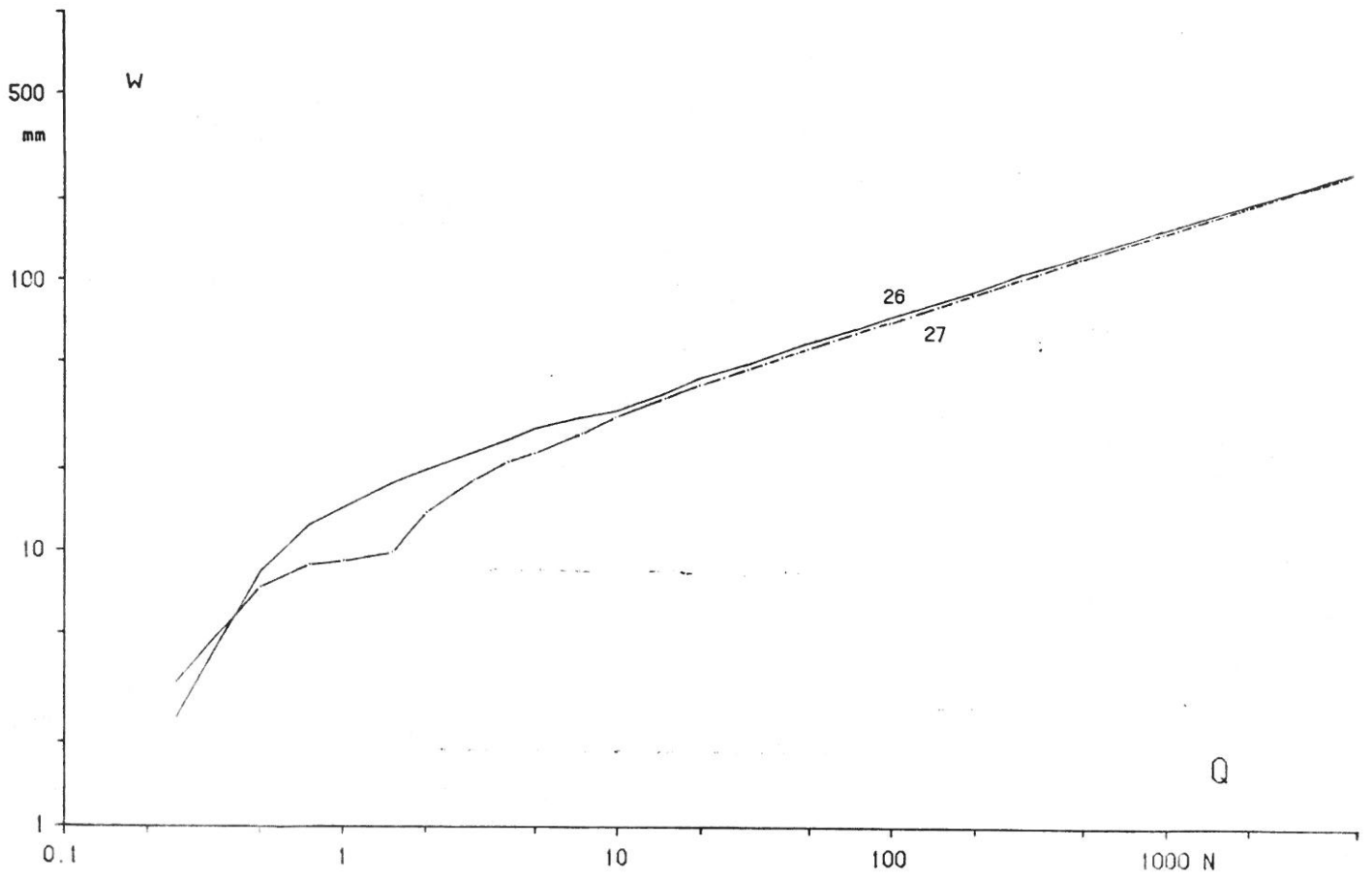


Bild 5-6: 60°-Kegel in Degebo-Sand

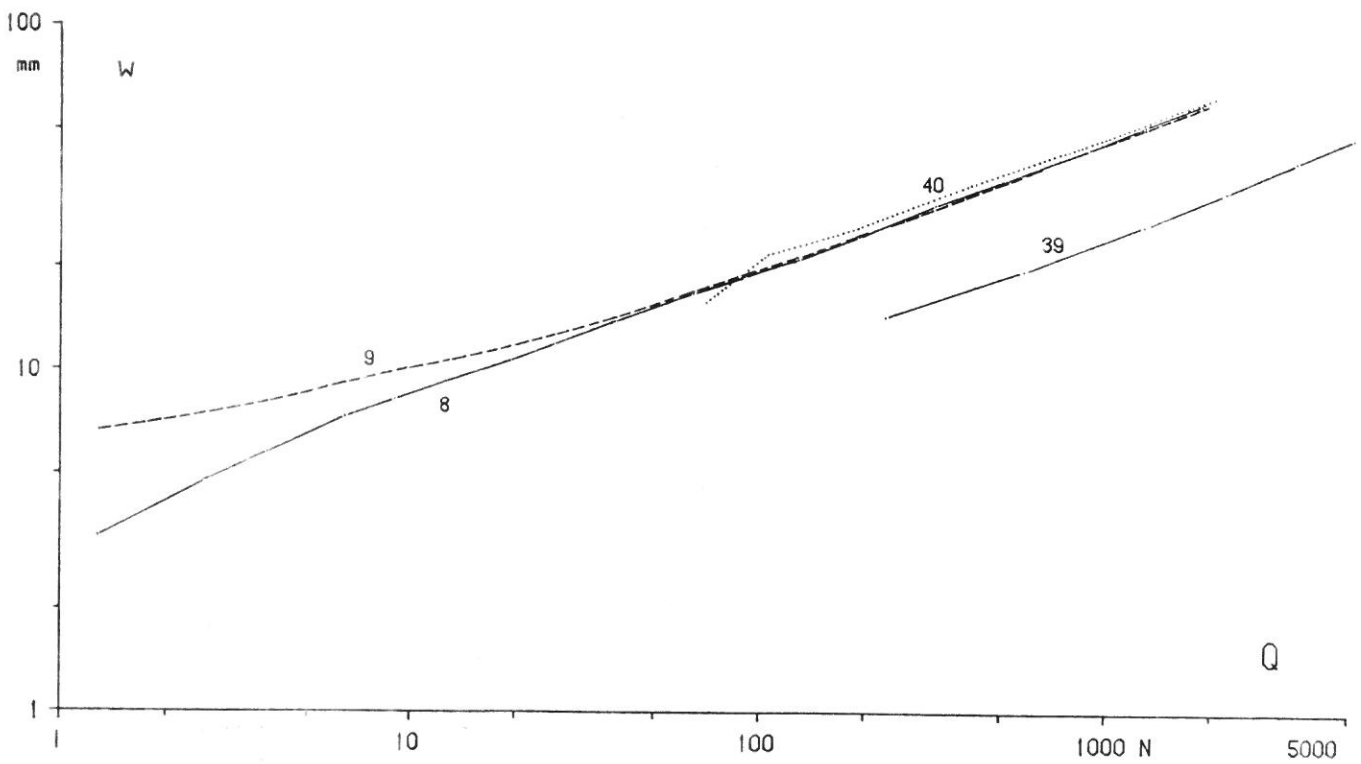


Bild 5-7: 135°-Kegel in Karlsruher Sand

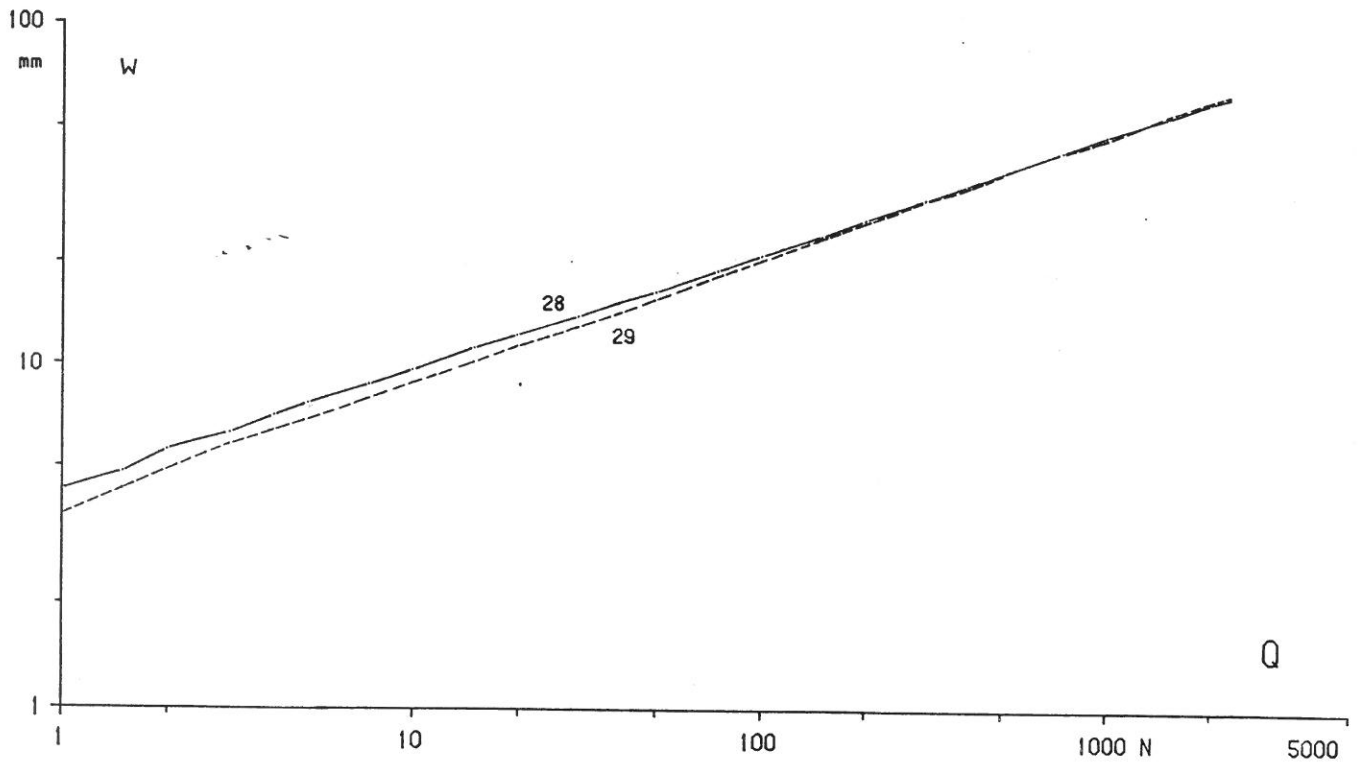


Bild 5-8: 135°-Kegel in Degebo-Sand

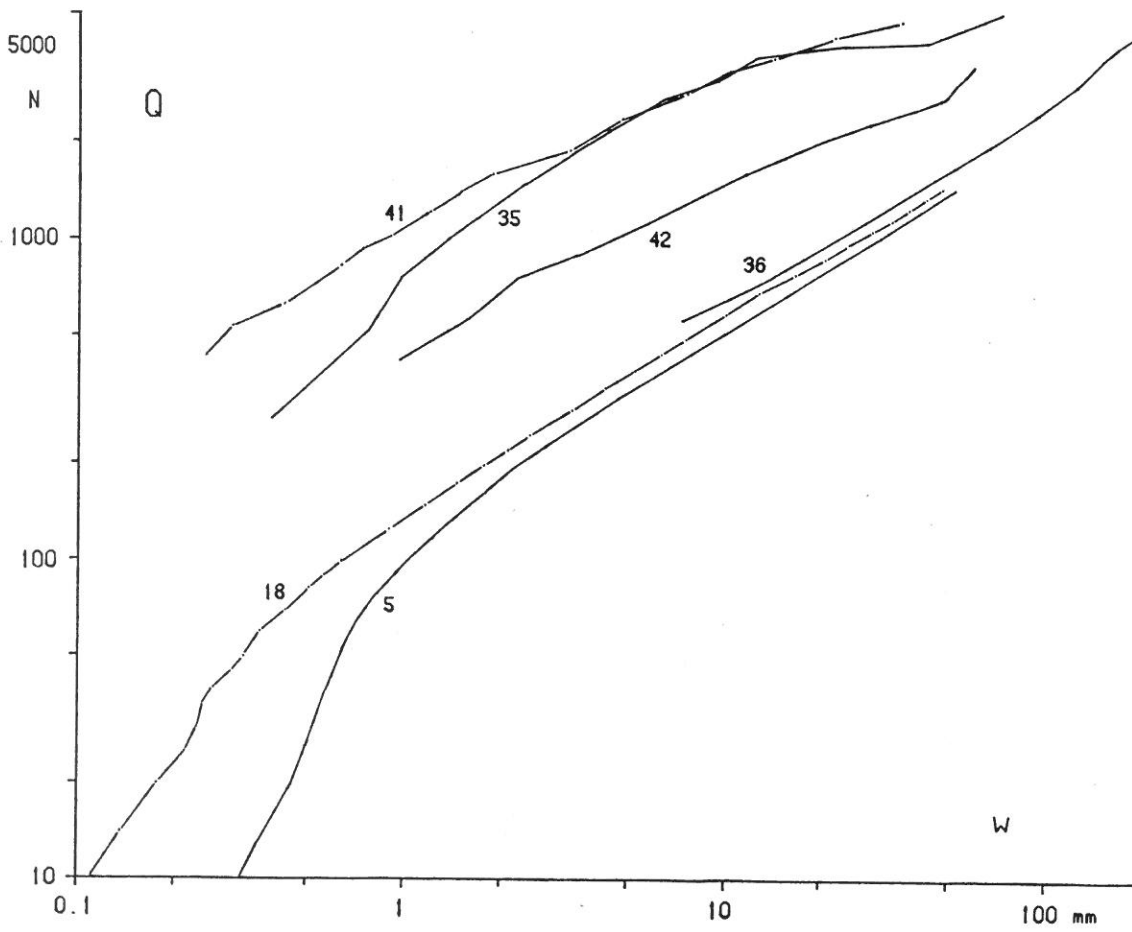


Bild 5-9: Flachfundament in Karlsruher Sand

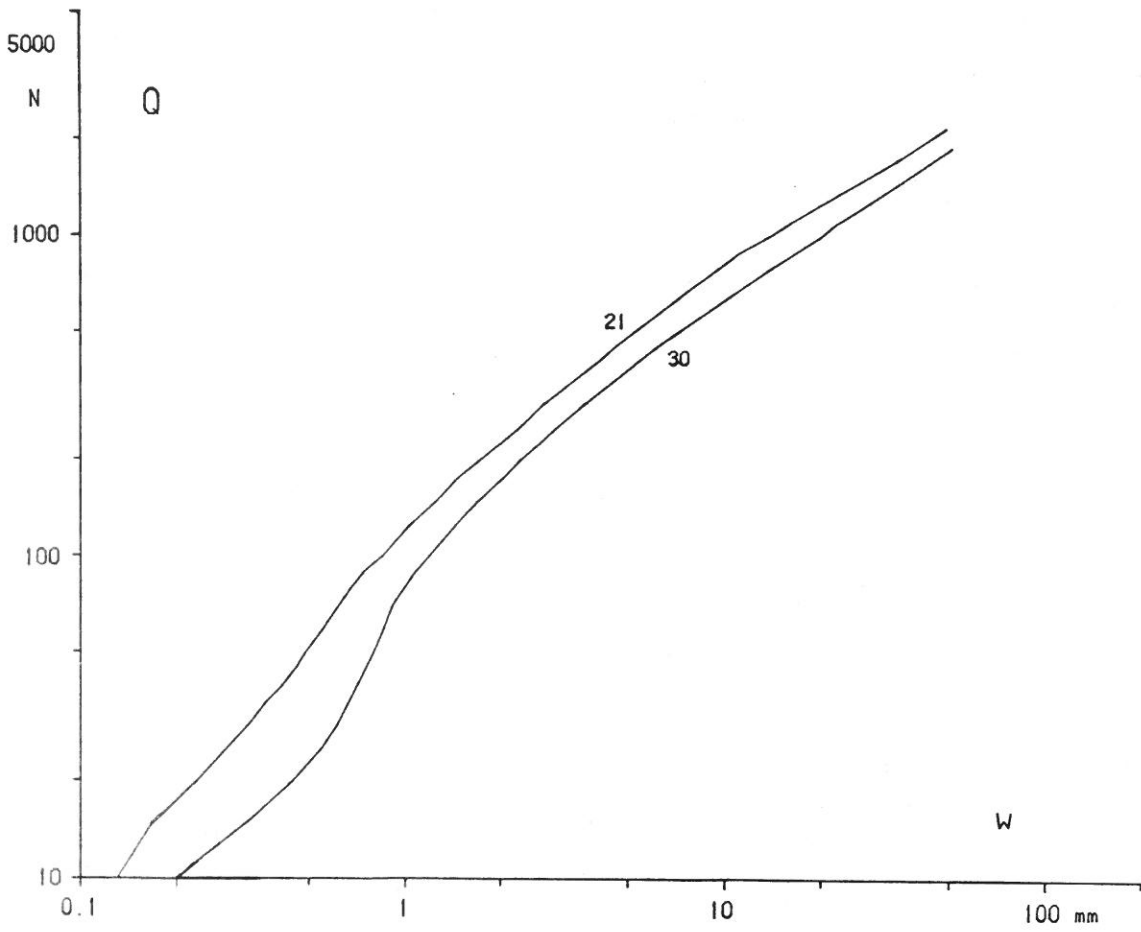


Bild 5-10: Flachfundament in Degebo-Sand

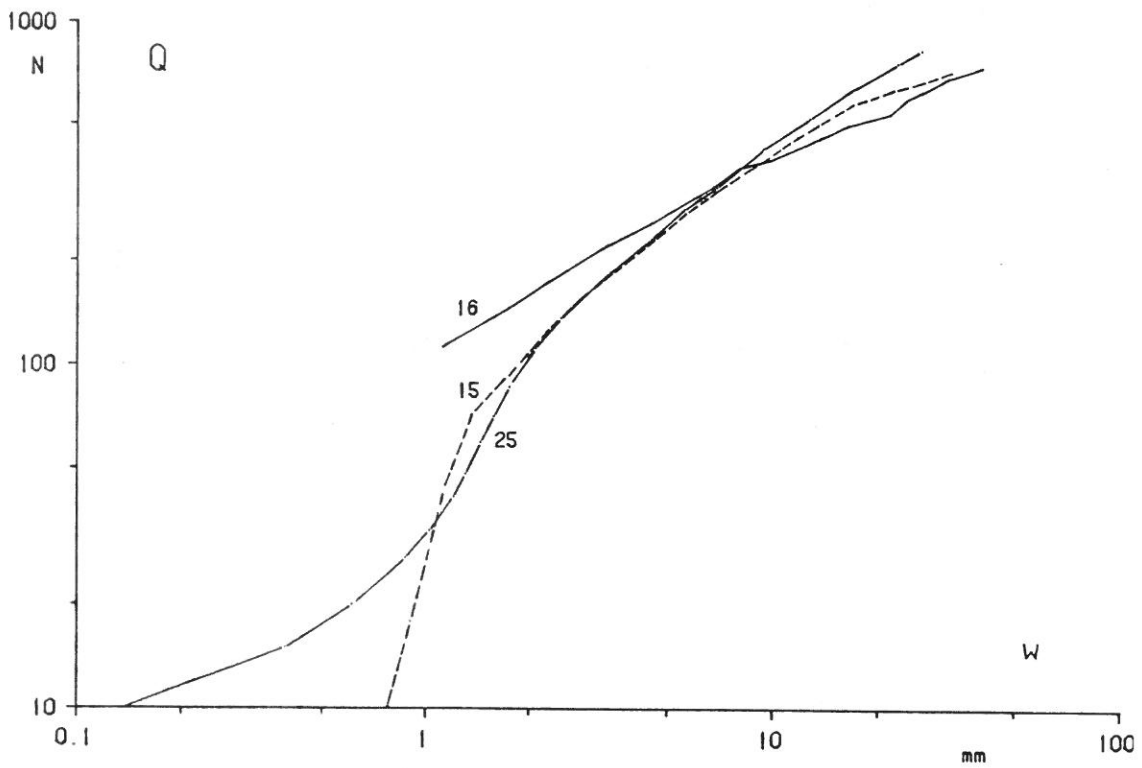


Bild 5-11: Klappe in Karlsruher und in Degebo-Sand

6. Versuchsauswertung

Der Vergleich der Versuchsergebnisse mit den theoretischen Aussagen des 3. Abschnitts wird erleichtert, wenn die betrachteten Systeme möglichst einfach sind. Deshalb sollen zunächst einige Nebeneinflüsse behandelt werden.

6.1 Zeitabhängige Effekte

Sand wird meist als "rate independent" angesehen, d.h. seine Eigenschaften sind unabhängig von der Beanspruchungsgeschwindigkeit. Diese Annahme ist in vielen praktischen Fällen gerechtfertigt, obwohl an Triaxialproben von Sand Kriech- und Relaxationsverhalten beobachtet wurde. Letzteres zeigte auch die vorliegende Untersuchung: Wenn nach Erreichen der Maximallast der Vortrieb ausgeschaltet, d.h. die erreichte Verschiebung beibehalten wurde, baute sich die Last innerhalb der nächsten fünf Minuten um etwa 10 % ab. Dieser Effekt trat bei allen Eindringkörpern auf.

Um diesen Einfluß auszuschalten, wurde bei zu vergleichenden Versuchen möglichst dieselbe Belastungsgeschwindigkeit gewählt. Zusätzlich wurde für das Flachfundament versucht, diesen Einfluß zahlenmäßig zu erfassen, indem bei einem Versuch extrem langsam, bei einem anderen, sonst gleichen Versuch schneller als üblicherweise belastet wurde. Obwohl die Belastungsgeschwindigkeiten sich um den Faktor 6 unterschieden, zeigte der "langsame" Versuch doch keine größeren Verschiebungen bei gleicher Last als der "schnelle" Versuch, wie nach dem beobachteten Relaxationsverhalten nicht auszuschließen gewesen wäre. Die Abweichungen bei der Wiederholung eines gleichen Versuchs erwiesen sich als so groß, daß ein etwaiger Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit nicht festgestellt werden konnte.

6.2 Korngröße

Bei den bisherigen theoretischen Überlegungen wurde stillschweigend vorausgesetzt, daß die Korngröße des Sandes keinen Einfluß auf die Ergebnisse habe. Ist diese Annahme gerechtfertigt?

Man kann sich vorstellen, daß ein eventueller Einfluß umso größer sein wird, je kleiner die Abmessungen des Eindringkörpers und die Eindringungen selbst sind. Wie in Abschnitt 3.4 erläutert, entspricht eine Kegeleindringung einer Reihe von Fundamenten in verschiedenen Maßstäben. Wenn die Korngröße einen Einfluß hat, müßte er also bei kleinen Eindringungen besonders stark ausgeprägt sein und zwar müßten dort die Last-Eindringungs-Beziehungen in Richtung zu großer Last abweichen.

Die Kegeleindringversuche, Bilder 5-3 bis 5-8, zeigen folgendes:

1. Im gesamten Lastbereich verhalten sich die Kegeleindringungen einheitlich. Die gelegentlichen Abweichungen im unteren Lastbereich sind zufälliger Natur. Sie sind von Meßgenauigkeiten verursacht.
2. Der Degebo-Sand mit seinem gröberen Korn verhält sich genauso wie der feinkörnigere Karlsruher Sand.

Vorsichtig interpretiert, lassen die Versuche keinen Korngrößeneinfluß erkennen. Es ist natürlich nicht vollkommen auszuschließen, daß er eventuell doch vorhanden ist und von anderen Einflüssen kompensiert wird.

Gegen einen nennenswerten Einfluß der Korngröße spricht auch ein Ergebnis aus Ovesens (1979) Zentrifugenversuchen. In einer Serie von verschiedenen maßstäblichen Modellfundamenten desselben Prototyps zeigte sich kein Maßstabseinfluß. Das Verhältnis Modell-Durchmesser zu mittlerem Korndurchmesser variierte von 30 bis 180. Bei den hier verwendeten Sanden mit einem mittleren Korndurchmesser von 0,4 mm (Karlsruher Sand) und 0,6 mm (Degebo-Sand) wäre also ab 15 mm Durchmesser des Fundaments oder der gedachten Schnittfläche von Kegel und Sandoberfläche kein Einfluß der Korngröße zu erwarten.

Eine Einschränkung ist allerdings notwendig: Man muß die Korngröße nicht nur auf den Lastflächendurchmesser, sondern auch auf die Fundamentverschiebung beziehen. Bei üblich belasteten Fundamenten beträgt die Setzung oft nur 1 % des Lastflächendurchmessers; das sind ca. 1,8 mm bei 178,4 mm Fundamentdurchmesser. Dieser Verschiebungsbereich liegt innerhalb weniger Korndurchmesser. Bei Ovesens (1979) Zentrifugenversuchen ist der gesamte für übliche Fundamentbelastung interessierende Verschiebungsbereich höchstens so groß wie ein Korndurchmesser. Über diesen Bereich können daher kleinmaßstäbliche Versuche – insbesondere solche in der Zentrifuge – kaum etwas aussagen.

6.3 Elastische und quasi-elastische Deformation

In Abschnitt 3.2 wurde erwähnt, daß in der Geotechnik elastische Modelle auch für bleibende Deformationen verwendet werden. Diese Deformation wird hier quasi-elastisch genannt; sie schließt die eigentlich elastische Deformation mit ein. Den elastischen Deformationsanteil kann man am besten aus der Neigung der Tangente zu Beginn eines Entlastungsvorgangs bestimmen. Die mit Flachfundamenten bei lockerer Lagerung durchgeführten Versuche ergeben für beide benutzte Sandarten eine Federkonstante bei Entlastung von $c = 10 \text{ kN/mm}$. Dieser Wert gilt für eine Maximallast von etwa 2 kN.

In der Bodendynamik, in der vorwiegend elastische Deformation behandelt wird, nimmt man den Elastizitätsmodul in der Form

$$E \sim \sigma^{0.5} \quad (6-1)$$

als abhängig vom Spannungsniveau an. Näherungsweise kann man beim Fundamentversuch die elastische Federkonstante gemäß

$$c \sim Q^{0.5} \quad (6-2)$$

abhängig von der Last annehmen. Mit den oben angegebenen Meßwerten würde sich nach (6-2) für $Q = 20 \text{ N}$ eine elastische Federkonstante von 1000 N/mm ergeben. Ermittelt man analog eine Gesamtfederkonstante als Quotient der Last zur zugehörigen Verschiebung am Beispiel des Belastungsastes des Versuchs Nr. 21, dann erhält man:

Tabelle 6-1: Abschätzung der elastischen Deformation

Q	$c_{el.}$	$c_{ges.}$	$\frac{c_{ges}}{c_{el}}$
N	N/mm	N/mm	%
2000	10000	47,6	0,48
20	1000	87	8,7

Das angegebene Verhältnis der Steifigkeiten ist ein Maß für den Anteil der elastischen Deformation an der Gesamtdeformation. Der elastische Anteil ist bei den Fundamentversuchen besonders bei größeren Lasten klein. Aber auch der elastische Anteil von etwa 10 % bei kleinen Lasten ist als klein zu bezeichnen, wenn man die Versuchsergebnisse - wie hier geschehen und zweckmäßig - logarithmisch darstellt. Bei den durchgeführten Kegerversuchen ist der elastische Anteil auch bei kleinen Lasten höchstens so groß wie bei den Fundamenten unter Vollast. Die Kleinmaßstäblichen Versuche haben also die Eigenschaft, daß elastische Deformationen vernachlässigbar sind.

Bei größeren Fundamenten gewinnt der elastische Anteil zunehmend an Bedeutung. Betrachtet man Fundamente in verschiedenen Maßstäben, die gemäß $Q/a^2 = \text{const.}$, also mit gleicher mittlerer Sohlspannung, belastet sind, dann erhält man für den elastischen und für den modifiziert psammischen Deformationsanteil nach (3-11) formal denselben Ausdruck

$$w \sim a^{1-\frac{1-\delta}{\nu}} \quad (6-3)$$

Hieraus ergibt sich für den elastischen Anteil, da er nahezu linear ist ($\nu \approx 1$),

$$w \approx a^\delta \quad (6-4)$$

Der elastische Anteil nimmt also mit dem Lastflächenradius zu. Für die modifiziert psammische Deformation ist jedoch ν deutlich kleiner als eins; bei $\nu = 1-\delta$ ändert sich z.B. nach Gl.(6-3) die Verschiebung nicht mit dem Lastflächenradius, bei noch kleineren Werten von ν nimmt sie sogar ab. Mit größerer Lastfläche wächst also der elastische oder auch der quasi-elastische Anteil relativ an.

Im Gebrauchslastfall, in dem die Fundamente mäßig im Vergleich zur Grundbruchlast belastet sind, überwiegt der quasi-elastische Anteil wegen der endlichen Anfangssteigung dQ/dw sogar. Hiermit stimmt die bei Setzungsbeobachtungen an Bauwerksfundamenten und größeren Versuchsfundamenten oft festgestellte nahezu linear Last-Verschiebungs-Beziehung überein, Burland und Burbridge (1984), Bergdahl et al. (1985), Tinoco (1983).

Zusammenfassend ist festzustellen, daß sich der elastische und quasi-elastische Deformationsanteil - obwohl von großer praktischer Bedeutung - im kleinmaßstäblichen Versuch kaum auswirken wird. Die durchgeführten kleinmaßstäblichen Versuche werden hauptsächlich mit dem modifizierten psammischen Modell ausgewertet.

6.4 Kegeleindringung

Die Bilder 5-3 bis 5-8 zeigen für die Kegel die Eindringung über der Last. Im Gegensatz zur linearen Darstellung des Bildes 5-2 kann bei der logarithmischen Auftragung der Verlauf in den vier Last-Dekaden gut verfolgt werden. Die dargestellten Kurven kann man in auffällig guter Näherung als Geraden ansehen. In den gelegentlich auftretenden Abweichungen im niedrigen Lastbereich äußern sich eher Grenzen der Meßgenauigkeit als Eigenschaften des untersuchten Systems.

Eine Gerade in der logarithmischen Darstellung bedeutet einen über den Untersuchungsbereich konstanten Exponenten in der Beziehung $Q - w^\beta$. Im Vergleich zu den Überlegungen des Abschnitts 3 bedeutet das zunächst, daß im gesamten untersuchten Lastbereich ein und dasselbe Modell gilt. Das paßt gut zum Ergebnis von Abschnitt 6.3, nach dem der elastische Deformationsbereich gerade bei der Kegeleindringung im gesamten Untersuchungsbereich gleichmäßig vernachlässigbar klein ist. Eine genauere Bestimmung der Steigung der Geraden in den Bildern 5-3 bis 5-8 zeigt, daß der Exponent β etwas kleiner als 3 ist. Zum besseren Vergleich der verschiedenen Versuche erweist es sich als sinnvoll, die Last auf das jeweils verdrängte Volumen zu beziehen und über der Verschiebung in der zu Gl.(3-12) ähnlichen Form

$$\frac{Q}{V \gamma_s} = C \cdot w^{-\delta} \quad (6-5)$$

aufzutragen, wobei

$$V = \frac{1}{3} w^3 \tan^2 \alpha \quad (6-6)$$

das verdrängte Volumen und α der halbe Öffnungswinkel des Kegels bedeuten. Unabhängig von der jeweiligen Lagerungsdichte wird die spezifische Kornwichte $\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$ verwendet. Die für einen Versuch konstante Größe C hängt von der Ausgangslagerungsdichte, der Art des Sandes und des Kegels ab. Ein Kegelversuch ergibt also die beiden Konstanten C und δ .

Wie die Bilder 6-1 bis 6-3 zeigen, bilden sich in dieser Darstellungsart die Unregelmäßigkeiten deutlicher als in den Q-w-Diagrammen ab. Zur Wertbestimmung von δ werden die Kurven durch Geraden ersetzt, deren negative Steigung gerade gleich δ ist. Hierbei werden die für kleine Verschiebungen gelegentlich steiler geneigten Kurventeile weggelassen. Es ergeben sich im Mittel folgende Werte:

Tabelle 6-2: δ -Werte aus den Kegelversuchen

Sandart	Dichte	δ -Wert bei Öffnungswinkel von		
		30°	60°	135°
Karlsruher	locker	0,22	0,079	0,32
Karlsruher	dicht	0,30	0,076	0,49
Karlsruher	sehr dicht	0,15	-	-
Degebo	locker	0,03	0,02	0,19

Nach Tabelle 6-2 ergeben sich für den flachsten Kegel mit dem Öffnungswinkel von 135° die größten δ -Werte, d.h. die größte Abweichung von der Proportionalität zwischen Last und verdrängtem Bodengewicht. Bei der Ermittlung des Wertes für 60°-Kegel auf lockerem Karlsruher Sand wurde der Versuch 31 nicht berücksichtigt, da er im Vergleich zu den anderen beiden Versuchen 11 und 12 sich nur über einen kleinen Bereich erstreckt. Insgesamt scheinen beim Karlsruher Sand die δ -Werte etwas größer zu sein als beim Degebo-Sand. Bei dichter Lagerung ist eher ein größerer δ -Wert zu erwarten als bei lockerer Lagerung, insbesondere bei flachen Kegeln. Die Auswertung der Versuche von Butterfield und Andrawes (1972), die einen 60°-Keil in ein Sandbett drückten, nach der hier entwickelten Methode ergeben ebenfalls mit der Lagerungsdichte steigende δ -Werte: 0,04 für lockere, 0,25 für mitteldichte und 0,32 für dichte Lagerung (jeweils Mittelwerte). Es wurde gleichförmiger Sand ($U=1,49$) verwendet.

Die Darstellbarkeit der Kegeleindringung durch Gl.(6-5) und das Versuchsergebnis, daß δ näher bei 0 als bei 1 liegt, erweist das Modell der "modifizierten psammischen Deformation" nach Abschnitt 3.3 als anwendbar. Die Modelle von Dietrich und Arslan (1985) und Hettler (1983), bei denen das Spannungsniveau mit einem Faktor berücksichtigt wird, werden durch die Ergebnisse der Kegelversuche ebenfalls gestützt. Die Unterschiede der einzelnen Auffassungen sind an anderer Stelle ausführlich dargestellt, Holzlöhner (1987).

Die Ermittlung des C-Wertes in Gl.(6-5) soll hier nicht durchgeführt werden, weil sie wegen der Abhängigkeit der Dimension

der Größe C von δ etwas unübersichtlich ist. Stattdessen werden im Abschnitt 6.6 die Verdrängungswiderstände von Kegel und anderen Eindringkörpern miteinander verglichen. Nützlich ist auch der relative Vergleich desselben Eindringkörpers in Sanden verschiedener Kornverteilung und verschiedener Dichte. Der relative Faktor bildet sich als Abstand zwischen zwei parallelen Kurven in den Bildern 6-1 bis 6-3 ab.

Tabelle 6-3: Relativer Kegelwiderstand

Sandart	Dichte	Relativer Widerstand bei Öffnungswinkel von		
		30°	60°	135°
Karlsruher	locker	1	1	1
Karlsruher	dicht	2,70	2,30	5,8
Karlsruher	sehr dicht	3,8	-	-
Degebo	locker	1,16	1,02	0,91

In der Tabelle 6-3 ist der Widerstand beim Eindringen in lockeren Karlsruher Sand als Bezugswert verwendet worden. Derselbe Sand in dichter Lagerung bringt bei den schlankeren Kegeln etwa den 2,5-fachen Widerstand, beim 135°-Kegel den 5,8-fachen Widerstand. Die letzte Zeile der Tabelle zeigt, daß der lockere Degebo-Sand ungefähr den Widerstand des lockeren Karlsruher Sandes besitzt.

Die Eindringung der Kegel verschiedener Öffnungswinkel auf dem gleichen Sand bei gleicher Dichte zeigen, daß die 30°- und 60°-Kegel etwa den gleichen Widerstand pro verdrängtem Sandvolumen hervorrufen. Der Widerstand des 135°-Kegels ist jedoch mindestens doppelt so groß wie der der schlankeren Kegel. Dieser Unterschied rührt wahrscheinlich von der Verfestigung des Sandes her, die beim flacheren Kegel wie beim wenig eingedrungenen Flachfundament eine größere Rolle spielt als bei schlanken Kegeln, siehe hierzu auch die Abschnitte 3.4 und 6.6.

6.5 Flachfundament-Eindringung

Die Bilder 5-9 und 5-10 zeigen die Last auf das Flachfundament in Abhängigkeit von der Verschiebung. Auf den ersten Blick ähneln die Kurven denen der Kegeleindringung, Bilder 5-3 bis 5-8; man beachte jedoch, daß jetzt Q über w , bei der Kegeleindringung aber w über Q aufgetragen ist. Die Flachfundament-Kurven können, wenn man vom Anfangsbereich, der bei den Versuchen 5, 18, 21 und 30 mituntersucht wurde, absieht, ganz gut durch Geraden angenähert werden. Der parabolische Ansatz der Gleichung (3-5) erscheint also als brauchbar.

Auch bei den Fundamentversuchen wird die Last bezogen auf das verdrängte Volumen multipliziert mit der spezifischen Kornwichte. Entsprechend Gl.(3-16) ergibt sich dann

$$\frac{Q}{V\gamma_s} = c \cdot w^{\nu-1} \quad (6-7)$$

wobei

$$V = \pi a^2 w$$

Die Bilder 6-4 und 6-5 zeigen die Versuchsergebnisse in der Form der Gl.(6-7). Der Nichtlinearitätsexponent ν erscheint direkt als Neigung in den Bildern 5-9 und 5-10, in den Bildern 6-4 und 6-5 erscheint er um 1 gemindert. Es ergeben sich für den Karlsruher Sand in lockerer Lagerung $\nu = 0,625$, in mitteldichter Lagerung $\nu = 0,45$ und in sehr dichter Lagerung $\nu = 0,47$. Die Versuchsspur 35, dichte Lagerung, zeigt unterschiedliches ν , im Mittel dem für lockere Lagerung vergleichbar. Beim Degebo-Sand in lockerer Lagerung ändert sich ν etwas mit w . Man kann vielleicht einen Mittelwert von 0,74 angeben.

Bild 6-4 zeigt deutlich, daß der Abstand zwischen den zu verschiedenen Lagerungsdichten gehörenden Kurven mit wachsender Verschiebung abnimmt. Die Abstände zu den Kurven für lockere Lagerung sind die relativen Widerstände für die verschiedenen Lagerungsdichten und sind in Tabelle 6-4 für kleine und große Verschiebung zusammengestellt.

Tabelle 6-4: Relativer Widerstand des Flachfundaments auf Karlsruher Sand

Lagerungs- dichte	Relativer Widerstand bei	
	1 mm	40 mm
locker	1	1
mitteldicht	3,68	1,92
dicht	6,72	2,98
sehr dicht	9,30	3,68

Bei kleinen Verschiebungen hat also die Lagerungsdichte einen wesentlich größeren Einfluß auf den Widerstand als bei größeren Verschiebungen. Die relativen Widerstände von Fundamenten und Kegeln zeigen eine ähnliche Tendenz, wenn man berücksichtigt, daß gedrungene Kegel einer kleinen, schlanke Kegel einer größeren Fundamentverschiebung entsprechen, s. Abschnitte 3.4 und 6.6.

Die Fundamenteindringungen weisen in der Darstellung der Bilder 6-4 und 6-5 eine leichte Krümmung auf. Wie an anderer Stelle ausführlich diskutiert (Holzlöhner 1987), äußert sich hierin das gleichzeitige Wirken verschiedener Deformationsanteile. Für kleine Verzerrungen überwiegt die quasi-elastische, für größere Verzerrungen die modifizierte psammische Deformation, siehe auch Abschnitt 6.3. Die unterschiedlichen

Steigungen für kleine und große Verzerrungen zeigen, daß trotz formal gleicher Beziehung (3-11) der Exponent ν bei den beiden Deformationsanteilen verschieden voneinander ist. Die Bilder 6-4 und 6-5 zeigen, wie schwierig es ist, aus kleinmaßstäblichen Fundamentversuchen Zahlenwerte für den quasielastischen Deformationsanteil zu ermitteln. Man müßte sich hierbei auf die Verschiebung unterhalb von 1 mm beschränken.

6.6 Klappen-Eindringung

Bild 5-11 zeigt die Last auf die Klappe in Abhängigkeit von der Verschiebung. Das Bild umfaßt die Versuche auf Karlsruher Sand (Versuche 15 und 16) und auf Degebo-Sand (Versuch 25) jeweils in lockerer Lagerung. Die beiden Sandarten verhalten sich ähnlich; die Abweichungen im Anfangsbereich sind eher zufällig. Ab 1 mm Verschiebung verläuft die Last-Verschiebungslinie in logarithmischer Darstellung nahezu gerade. Wie beim Flachfundament ist die Kurve 25 für Degebo-Sand stärker geneigt als die für Karlsruher Sand. Kurve 25 auf Bild 5-11 hat die gleiche Neigung und sogar die gleiche Krümmung wie die Kurven 21 und 30 des Bildes 5-10. Die Klappe reagiert also mit demselben Nichtlinearitätsexponenten ν wie das Fundament. Für Karlsruher Sand zeigt der Vergleich der Kurven 15 und 16 auf Bild 5-11 mit den Kurven 5 und 18 auf Bild 5-9 den entsprechenden Tatbestand wegen der Unterschiede zwischen den Kurven 15 und 16 vielleicht nicht so deutlich. Auf Karlsruher Sand ergibt sich also auch bei Klappe und Flachfundament derselbe Nichtlinearitätsexponent.

Auch der auf das verdrängte Volumen bezogene Widerstand ist bei beiden Eindringkörpern von ähnlichem Wert. Für jeweils die gleiche Verschiebung des Flachfundaments bzw. des Klappenendes ergeben sich für das Flachfundament etwas größere bezogene Widerstände, s. Bilder 6-4 bis 6-6. Für Karlsruher Sand ist dieser Unterschied klein, für Degebo-Sand jedoch deutlich erkennbar. Für Degebo-Sand stimmt der bezogene Klappenwiderstand mit dem des Flachfundaments gut überein, wenn sich Klappenend- zu Fundamentverschiebung wie 1:2 verhalten. Beim Karlsruher Sand ist das korrespondierende Verschiebungsverhältnis nur 1:1,2. Wie groß dieses Verhältnis sein müßte, läßt sich mit einfachen theoretischen Überlegungen nicht bestimmen. Man kann nur voraussagen, daß die Verschiebungen an zwei Systemen mit etwa gleichen charakteristischen Längen von gleicher Größenordnung sein müssen; denn dann wären auch die Verzerrungen im Boden von gleicher Größenordnung. Die Größenordnung der Verzerrung ist bei nichtlinearen Problemen wichtig.

6.7 Beziehung zwischen Kegel- und Fundamenteindringung

In Abschnitt 3.4 wurde bereits auf die Arbeit von Dietrich, Holzlöhner und Lehnert (1982) hingewiesen, in der die Eindringung von Kegel und Fundament miteinander verglichen werden. Die Abweichung vom starrkörnigen Verhalten, wie sie sich bei der Kegeleindringung zeigt, wurde dort eliminiert, indem der auf das verdrängte Volumen bezogene Widerstand am Ende der Kegeleindringung mit dem Fundamentwiderstand verglichen wurde. Dabei wurde entsprechend Bild 3-2 der Wert des Fundamentwiderstandes genommen, bei dem w/a gleich dem Kotangens des halben Öffnungswinkels des betrachteten Kegels ist.

Für den Öffnungswinkel von 135° ist $\cot(\alpha/2) = w/a = 0,4142$; mit $a = 89,2$ mm ergibt sich hieraus eine Verschiebung von $w = 37$ mm. Die Kegelwiderstände aus Bild 6-1 haben für maximale Eindringung bei lockerer Lagerung des Karlsruher Sandes tatsächlich in etwa die gleichen Werte wie die Fundamentwiderstände nach Bild 6-4 für $w = 37$ mm: vgl. Kurven 8, 9 und 40 mit Kurven 5, 18 und 36. Auf lockerem Degebo-Sand erzeugen die Kegel etwas weniger Widerstand als das Fundament bei äquivalenter Verschiebung: vgl. Kurven 28 und 29 in Bild 6-3 mit Kurven 21 und 30 in Bild 6-5. Für dichten Karlsruher Sand entspricht die Kurve 39 eher der Kurve 41 in Bild 6-4 für sehr dichte Lagerung als der Kurve 35 für dichte Lagerung. Bei dichten Sanden ist der Vergleich wegen der Grundbrucherscheinungen bei der Fundamenteindringung schwieriger: Kurve 35 läßt z.B. auf einen stattgefundenen Grundbruch bei etwa 15 mm Verschiebung schließen. Nach dem Grundbruch hat der Widerstand zunächst einmal einen Tiefpunkt.

Die 60° - und 30° -Kegel wecken etwas kleinere auf das verdrängte Volumen bezogene Widerstände als das Fundament. Der Vergleich wird hier allerdings etwas erschwert, weil die erforderlichen äquivalenten Fundamentverschiebungen aus versuchstechnischen Gründen nicht erreicht wurden.

Andrawes und Butterfield (1972) stellten bei ihren Versuchen mit 60° -Keilen fest, daß die Wandrauigkeit des Eindringkörpers einen großen Einfluß auf seinen Widerstand hat. Der Eindringwiderstand eines zylindrischen Stempels dürfte in geringerem Maß von der Rauigkeit der Sohlfläche und des Mantels abhängen. Eine zahlenmäßige Beziehung zwischen den Widerständen von Kegeln und Keilen einerseits und Flachfundamenten andererseits muß daher außer dem verdrängten Volumen auch die Wandrauigkeiten berücksichtigen.

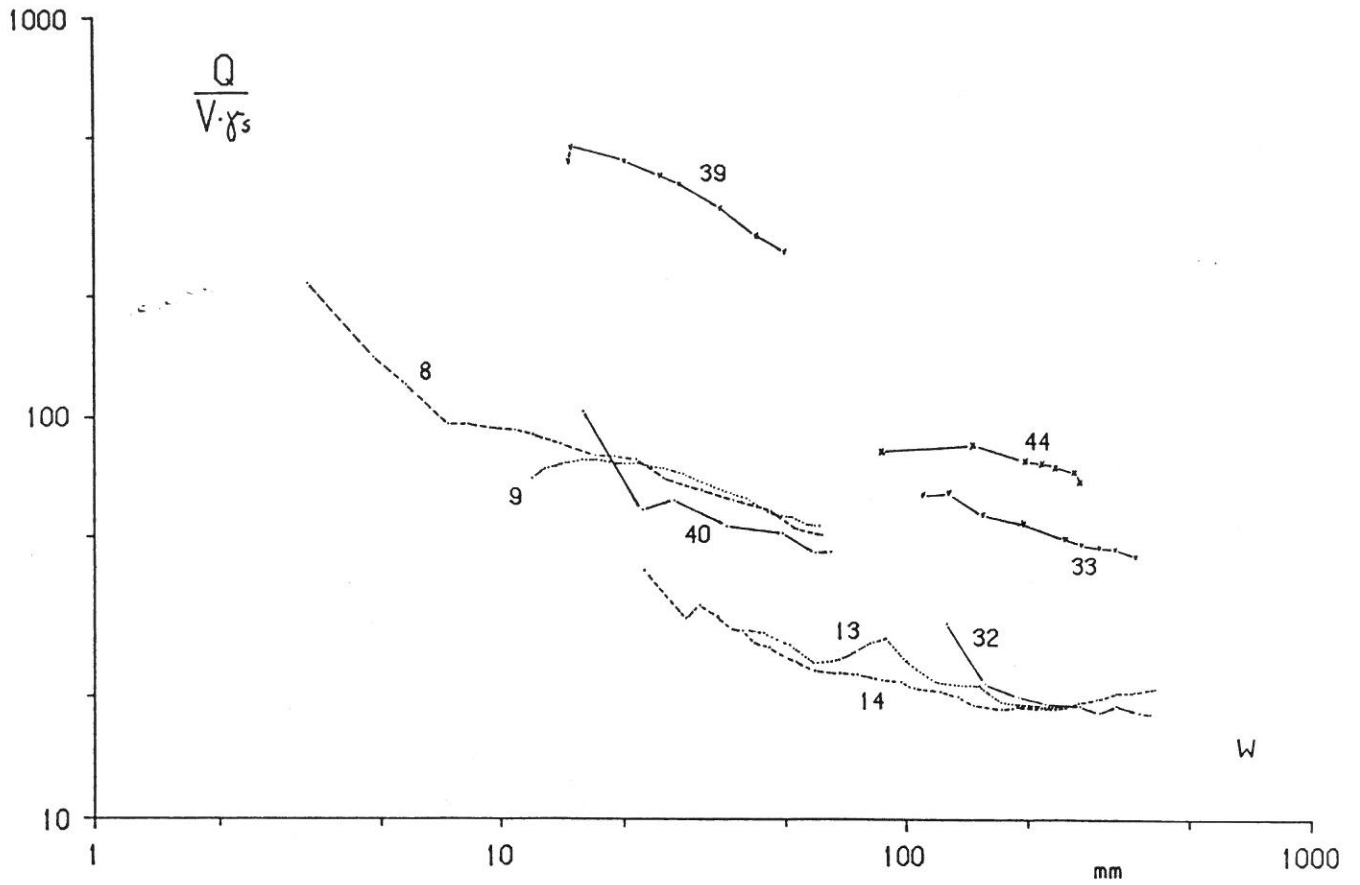


Bild 6-1: 30°- und 135°-Kegel in Karlsruher Sand

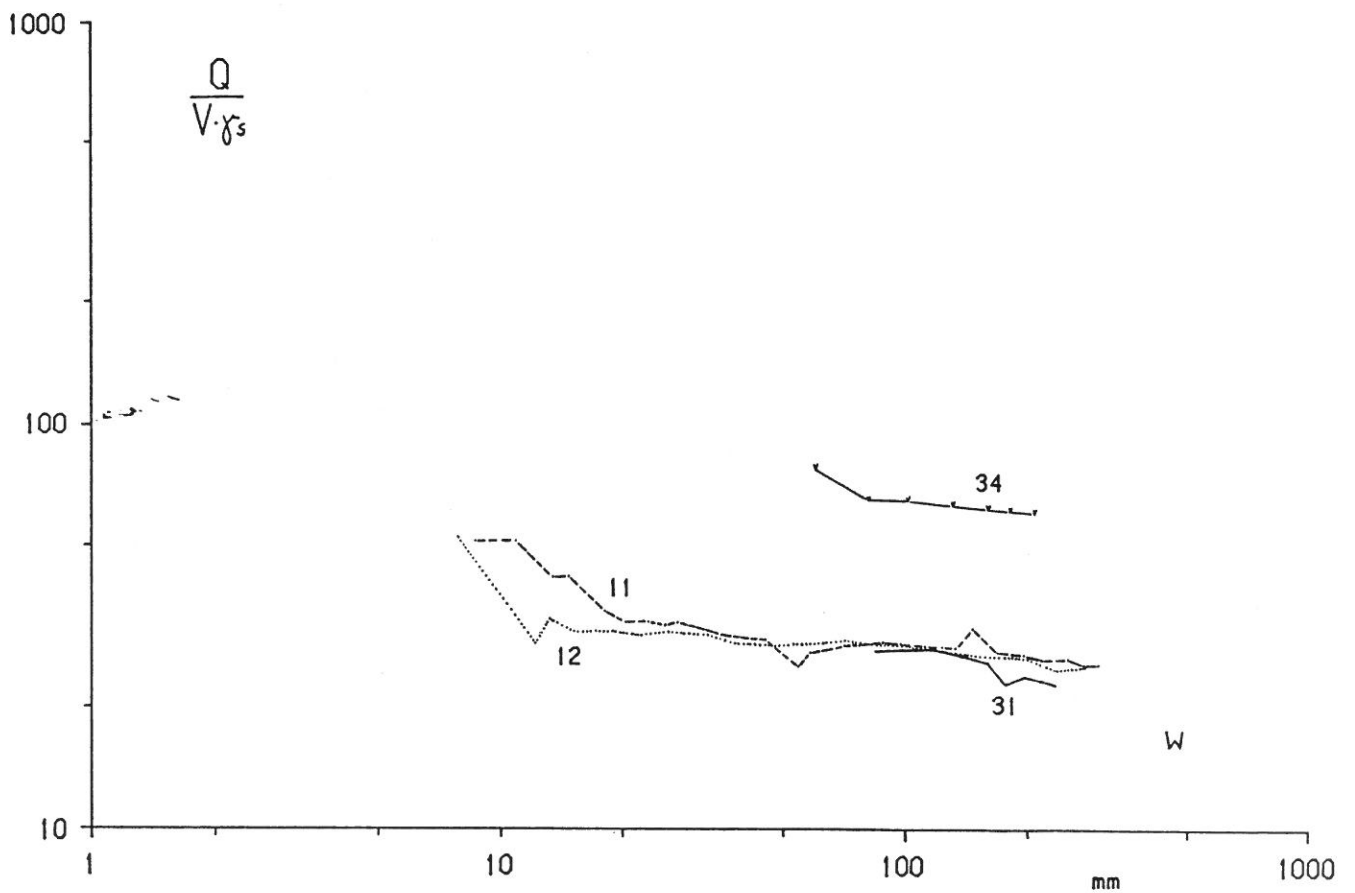


Bild 6-2: 60°-Kegel in Karlsruher Sand

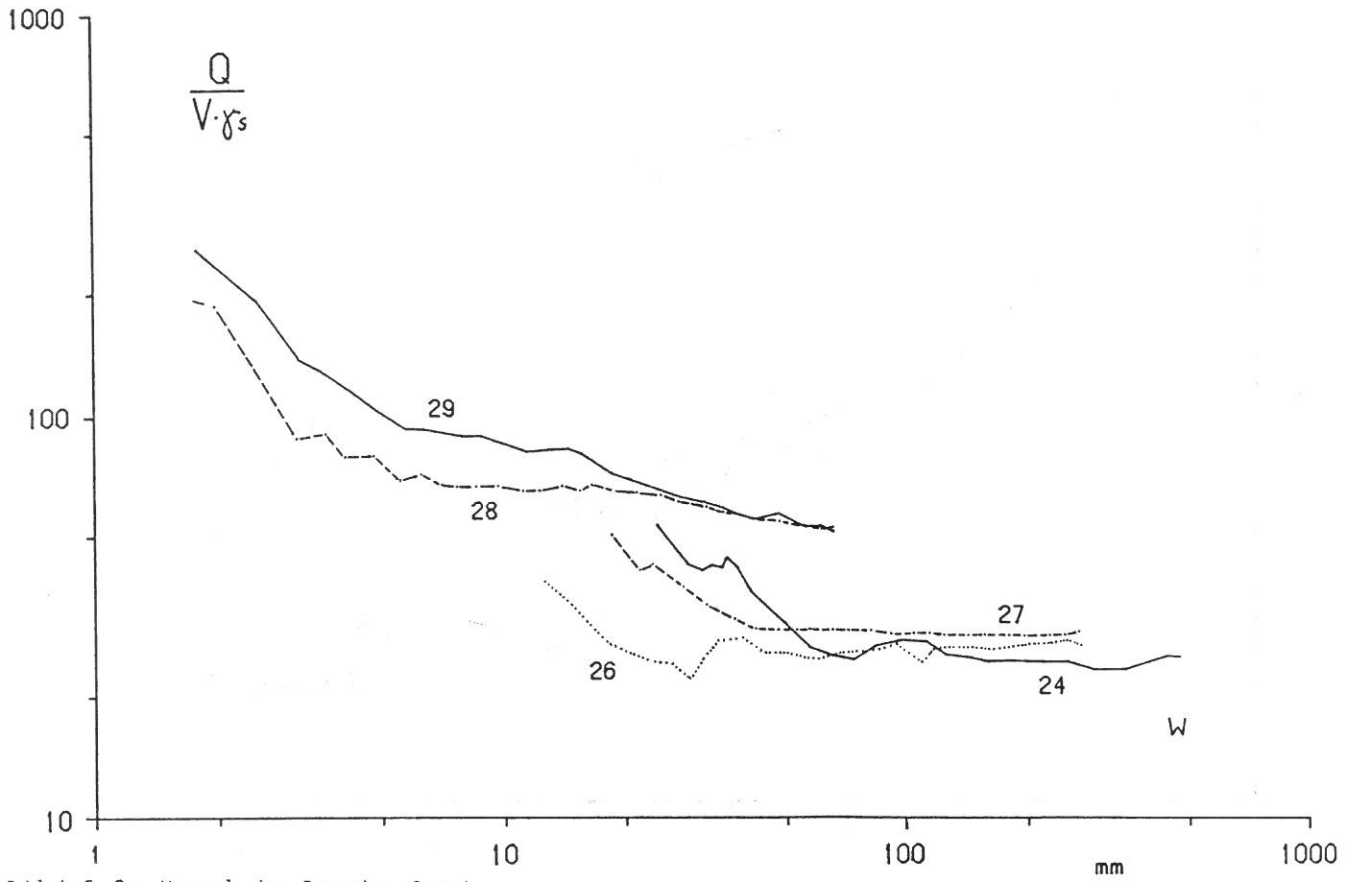


Bild 6-3: Kegel in Degebo-Sand

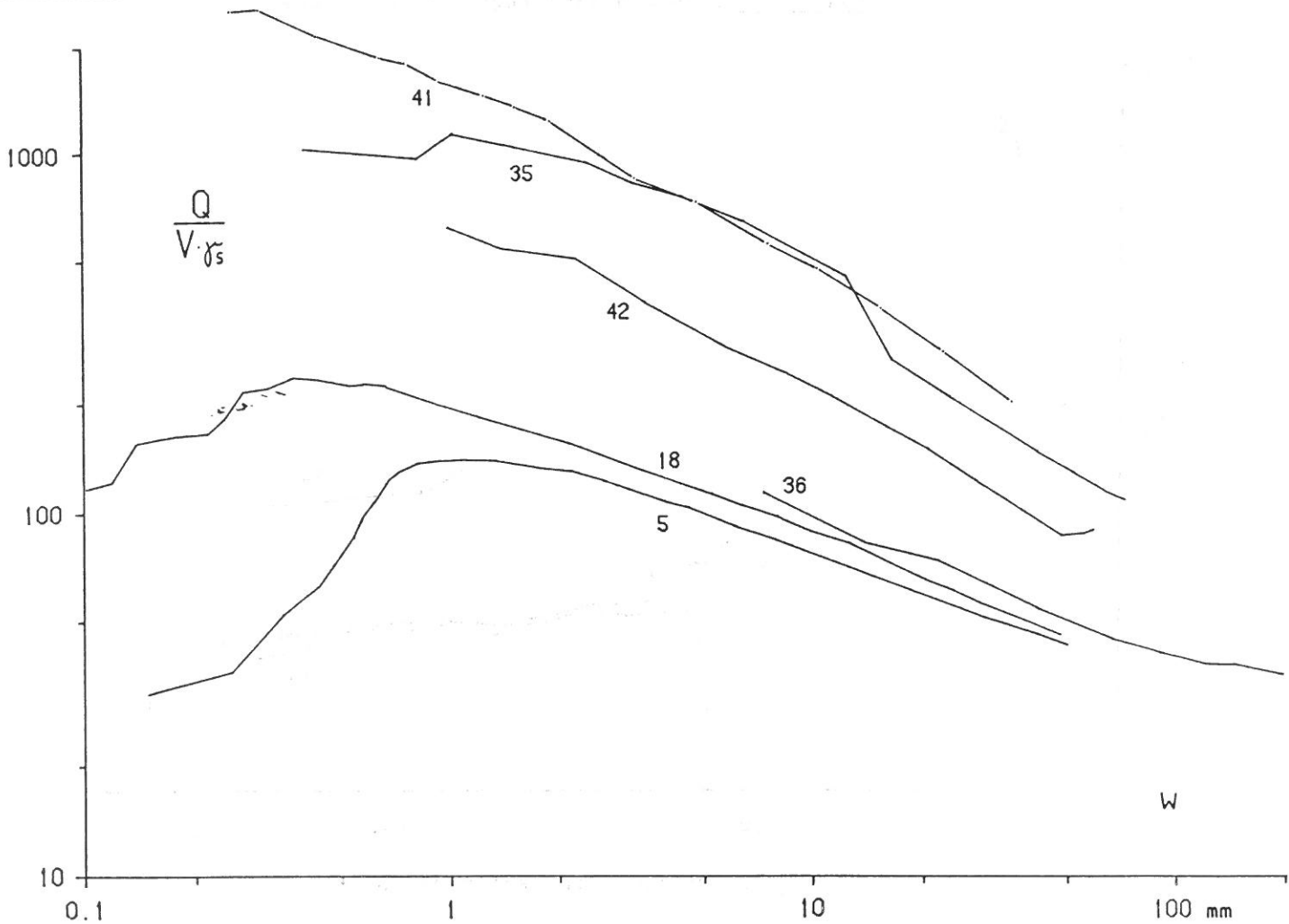


Bild 6-4: Flachfundament in Karlsruher Sand

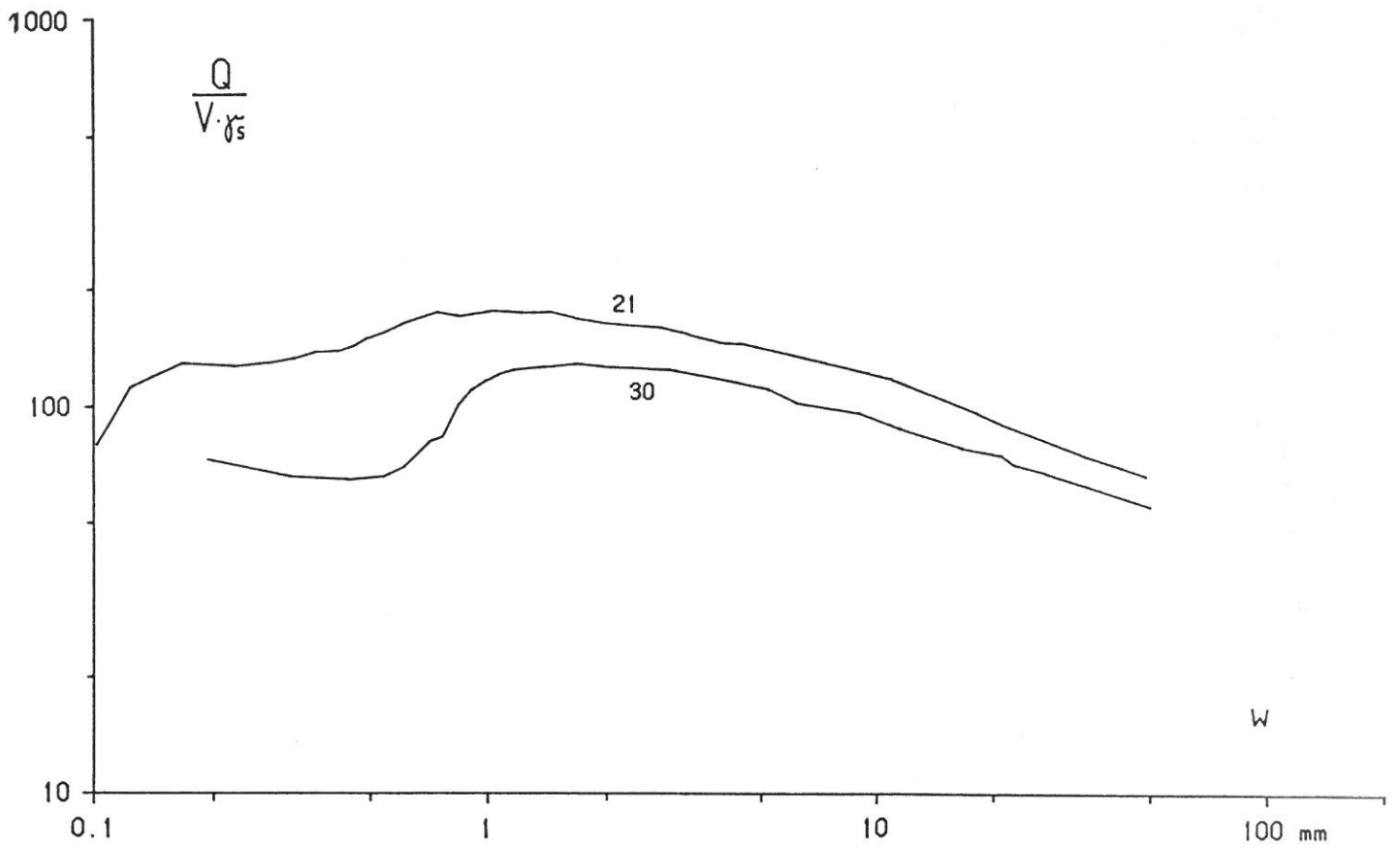


Bild 6-5: Flachfundament in Degebo-Sand

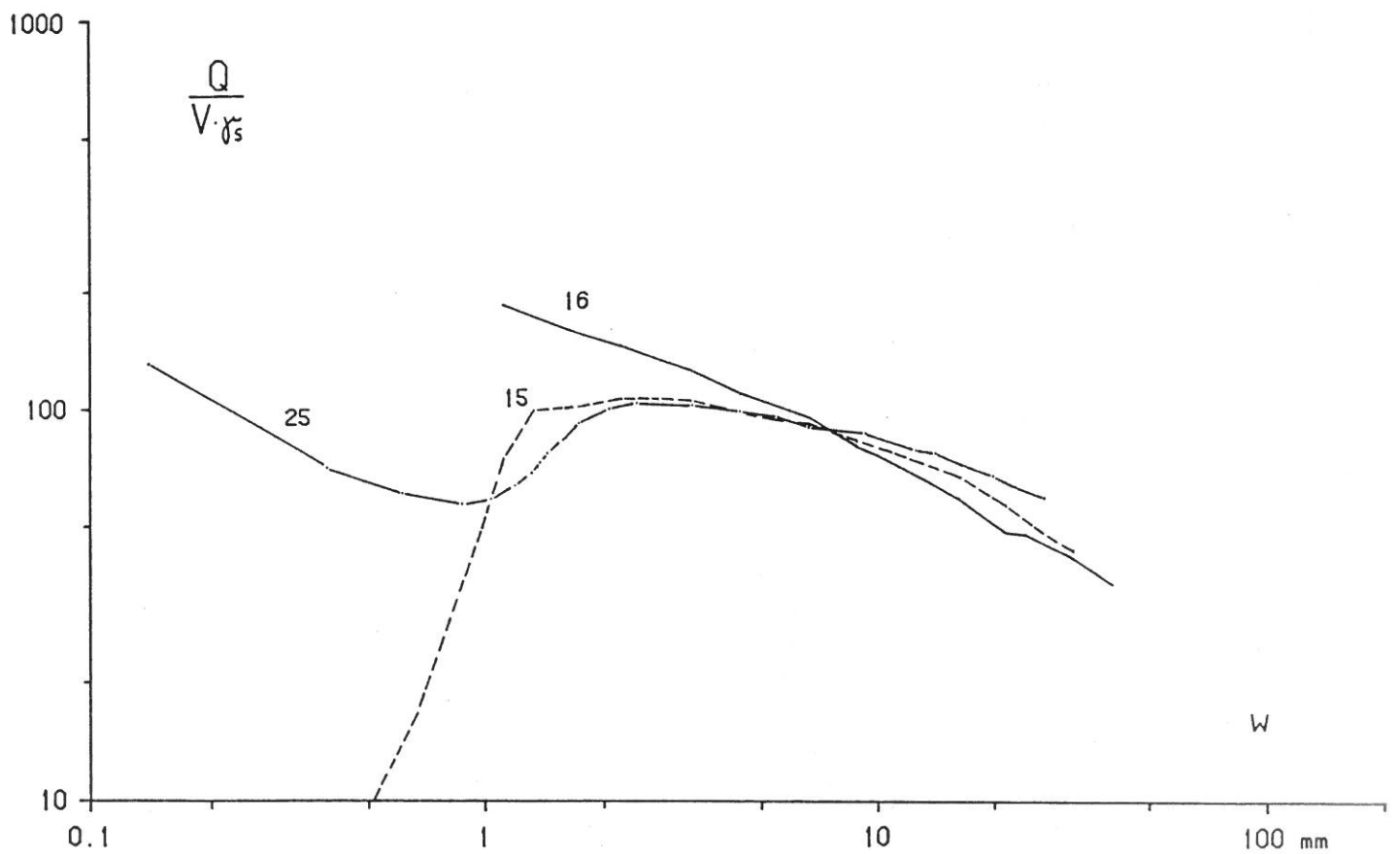


Bild 6-6: Klappe in Karlsruher und in Degebo-Sand

7. Anwendung der Ergebnisse und der Methode

Bei jeder Art von Modellversuchen ist der Geltungsbereich oder die Übertragbarkeit der Ergebnisse auf die Großausführung von großer Wichtigkeit. Zur Klärung dieser Frage werden deshalb oft Versuche in verschiedenen Maßstäben durchgeführt. Ein Kegeleindrück-Versuch nimmt insofern eine Sonderstellung ein, als bei einem einzigen Versuch der Maßstabsbereich kontinuierlich durchfahren wird: der Maßstab ist proportional zur Eindringung. Der Kegelversuch ist deshalb das ideale Mittel, Maßstabsabhängigkeiten zu untersuchen: zunächst die Maßstabsabhängigkeit des Kegelversuchs selbst. Da das Vorhaben jedoch enge Beziehungen zwischen Kegel und anderen Eindringkörpern gezeigt hat, wird die Maßstabsabhängigkeit von Fundamenten verschiedenster Formen mituntersucht.

Die Kegelversuche zeigten über einen Lastbereich von bis zu vier Dekaden eine einheitliche Potenz in der Last-Verschiebungs-Beziehung von der Art der Gl.(3-11). Aus diesem Ergebnis folgt, daß ein einheitliches Gesetz im untersuchten Bereich gilt.

Bisher war es üblich, für die Fundamenteindringung das Raumgewicht des Bodens und/oder einen spannungsartigen Modul als dimensionsbehaftete regierende Größen anzusetzen. Ovesen (1979) zeigt, daß bei alleiniger Berücksichtigung des Raumgewichts ein unerwünschter Maßstabeffekt auftritt, in dem sich das Wirken spannungsartiger Moduli ausdrückt. Die hier durchgeführten Kegelversuche zeigen, daß man anstelle von Raumgewicht und spannungsartigem Modul einen Mischmodul der Dimension kN/m^α verwenden kann, wobei $\alpha = 3 - \delta$. Die Werte für δ sind in Tabelle 6-2 zusammengestellt. Auf diese Weise kann man auch ohne Zentrifuge Fundamenteindringungen untersuchen und übertragen.

Folgender Einschränkungen sollte man sich allerdings bewußt sein: Auch der flachste der untersuchten Kegel (135°) entspricht einer sehr großen auf den Lastradius bezogenen Verschiebung, nämlich 0,414. Wie die Versuchsreihen von Ovesen (1979) zeigen, ist dann bei dichtem Boden der Peak der Last-Verschiebungs-Kurve schon überschritten. Wenn die Fundamentversuche in Hinblick auf die Tragfähigkeit durchgeführt werden, ist ein w/a -Wert von 0,2 angebracht. Das würde einem Kegelöffnungswinkel von 157° entsprechen. Mit einem solchen Kegel sollte man den Exponenten δ in Gl.(3-11) bestimmen.

Zu beachten ist, daß, wie in Abschnitt 6.2 erläutert, die Versuche gerade so durchgeführt wurden, daß der elastische Deformationsanteil unwesentlich ist. die relative Bedeutung des elastischen Anteils nimmt mit dem Maßstab und mit abnehmendem Ausnutzungsgrad (in bezug auf Grundbruch) zu. Zur zahlenmäßigen

Abschätzung kann man die aus der Bodendynamik bekannten elastischen Kennwerte verwenden. Würde man die Kegeleindringung bis in den Größenbereich realer Fundamente durchführen, würde sich die zunehmende Bedeutung des elastischen Anteils in einem Anwachsen des Exponenten δ mit zunehmendem Maßstab, also einem "Weicherwerden" des System Kegel-Boden äußern. Diese Aussage legen auch die von Ovesen (1979) gemessenen Fundament-Verschiebungs-Kurven nahe: Die den großen Fundamentabmessungen entsprechenden Kurven weisen keinen Peak auf; er ist vom elastischen Anteil "weggesoftet". Hiermit im Einklang steht die Erfahrungstatsache, daß quasi-elastische Modelle gute Ergebnisse bei der Setzungs Voraussage liefern. Burland und Burbridge (1984), Holzlöhner (1984, 1985), Bergdahl et al. (1985), Tinoco (1983). Bei stärkerem Ausnutzungsgrad wird der hier untersuchte plastische Deformationsanteil wichtig. Im allgemeinen setzt sich die Gesamtdeformation aus der Summe von elastischem und plastischem Anteil zusammen. Es ist daher nicht möglich, alle praktischen Fälle mit nur einem einfachen Modell zu behandeln.

Beim Vergleich des Widerstands von verschiedenen Eindringkörpern miteinander hat sich der Bezug auf das jeweils verdrängte Volumen als sinnvoll erwiesen. Wenn man als zweite Größe die "Schlankheit" des Eindringkörpers berücksichtigt - beim zylindrischen Fundament z.B. die Größe w/a - haben die auf das jeweils verdrängte Volumen bezogenen Widerstände vergleichbare Zahlenwerte. Bei den zunächst nicht selbstähnlichen Systemen wie hier Fundament und Klappe ist zur Kennzeichnung des Systems außer δ ein weiterer Exponent notwendig. Wegen der Allgemeinheit der hier benutzten Modellvorstellung empfiehlt sich der Ausdruck "Nichtlinearitätsexponent" anstelle des z.B. von Dietrich (1977, 1985) und Hettler (1983) verwendeten "Verfestigungsexponenten". Der "Nichtlinearitätsexponent" ist eine experimentelle Erfahrung. Seine Verwendung erweist sich als zweckmäßig. Wie Bild 5-9 zeigt, gilt er über einen weiten Bereich der Verzerrung; er erfordert keine weiteren Überlegungen hinsichtlich des Verzerrungszustandes im Halbraum. Der Nichtlinearitätsexponent ist im allgemeinen von der Form des Eindringkörpers abhängig. Die beiden recht unterschiedlichen Eindringkörper - translatorisch bewegter zylindrischer Stempel und drehend bewegte Klappe - zeigten jedoch in den Versuchen denselben Nichtlinearitätsexponenten.

Die Schwierigkeit der Streitfrage, ob bei ebener Verzerrung ein anderer Reibungswinkel als im räumlichen Fall anzusetzen sei, kann man umgehen, indem man ebene mit räumlichen Eindringssystemen - zylindrische mit streifenförmigen Fundamenten, Kegel mit Keilen - vergleicht.

8. Sande in natürlicher Lagerung und Versuchsschüttungen

Versuche zur Klärung der Mechanik des Bodens werden letzten Endes mit dem Ziel durchgeführt, das Verhalten von Bauwerken auf dem Baugrund besser voraussagen zu können. Es ist deshalb interessant, die Versuchsergebnisse mit Setzungsbeobachtungen und üblichen Voraussage-Methoden zu vergleichen.

Burland und Burbidge (1984) geben drei Diagramme an, mit deren Hilfe der anstehende Baugrund auf der Grundlage von Lastplattenversuchen klassifiziert werden soll. Die Bilder 8-1 und 8-2 geben zwei dieser Diagramme, gültig für kleine und größere Lastplattendurchmesser, wieder. Die Lastplattenversuche sollen auf der Sohle flacher und breiter Baugruben ausgeführt werden; d.h. der Einfluß des seitlich anstehenden Bodens ist ausgeschlossen; der Einfluß infolge Vorbelastung durch den ausgehobenen Boden ist klein, aber vorhanden. In die Diagramme sind Ergebnisse von den in Tabelle 8-1 zusammengestellten Untersuchungen verschiedener Autoren eingetragen.

Tabelle 8-1: In die Bilder 8-1 und 8-2 eingetragene Versuchsergebnisse

Durchmesser od. Länge x Breite	Einbinde-tiefe	Lagerungs-dichte	Symbol	Quelle	Versuchs-Nr.
m	m	Dr %	-	-	-
0,1784	0	75	+	vorl. Unters.	35
0,1784	0	55	x	vorl. Unters.	42
0,20	0	34	⊙	Eggestadt (1963)	1
0,20	0	85	⊠	Eggestadt (1963)	2,3
0,10	0	85	▽	Hettler & Gudehus (1985)	Fig. 14
0,5 x 0,5	0	54	△	Muhs & Weiß (1971)	1/1a
1,0	0	85	+	Breth (1976)	1
1,0	0,40	85	x	Breth (1976)	3
1,0	0	dicht	⊙	Ovesen (1979)	H,L,P,U
0,5 x 2,0	0,30	54	△	Muhs & Weiß (1971)	1/9
0,5 x 2,0	0,30	54	▽	Muhs & Weiß (1971)	1/9a
1,0 x 1,0	0,50	37 - 53	⊠	DIN 1054,Nov.76,Tab.1	-
1,0 x 1,0	1,00	37 - 53	⊠	DIN 1054,Nov.76,Tab.1	-

Hierzu ist folgendes zu bemerken: Die Ergebnisse mit den kleineren Lastflächen (bis 0,5 m x 0,5 m) wurden in Bild 8-1, die mit größeren Lastflächen in Bild 8-2 eingetragen. Es wurde jeweils nur ein Wertepaar pro Lastverschiebungskurve, die jeweils ähnlich wie die eingezeichneten Kurven verläuft, berücksichtigt. Bei den Zentrifugenversuchen von Ovesen ist der Lastflächendurchmesser des Prototyps angegeben.

In den Bildern 8-1 und 8-2 bezeichnen die römischen Zahlen den Kompressibilitätsgrad klassifiziert nach der Schlagzahl im

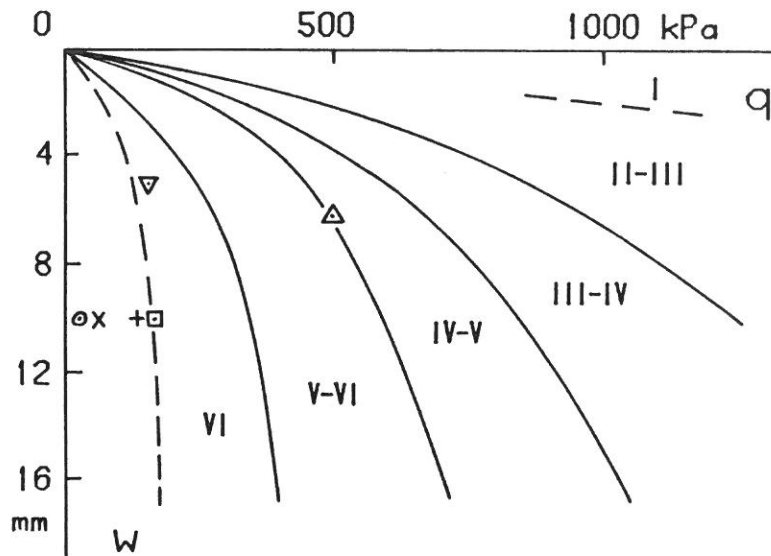


Bild 8-1:

Last-Verschiebungs-Verhalten von Lastplatten auf sedimentierten Sandkörpern (Symbole s. Tabelle 8-1) und auf natürlichem Boden verschiedener Kompressibilitätsgrade (römische Zahlen) für Lastflächendurchmesser von 0,25 m bis 0,4 m nach Burland & Burbridge (1984)

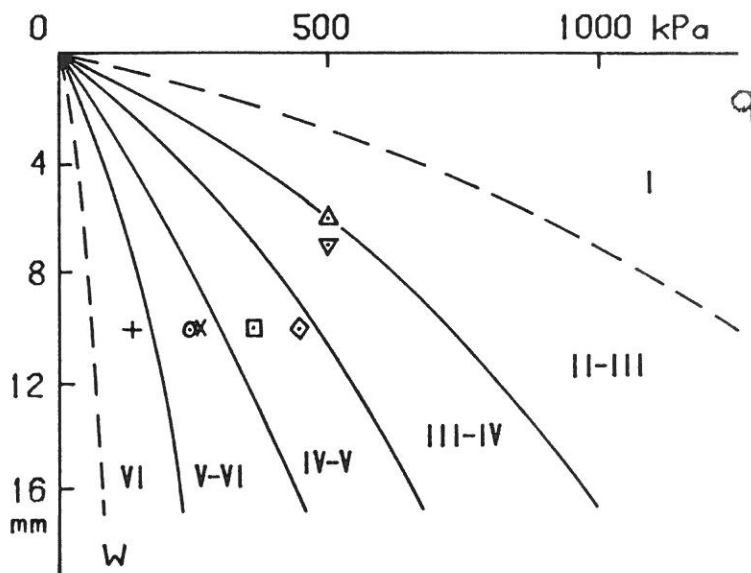


Bild 8-2:

Last-Verschiebungs-Verhalten von Lastplatten auf sedimentierten Sandkörpern (Symbole s. Tabelle 8-1) und auf natürlichem Boden verschiedener Kompressibilitätsgrade (römische Zahlen) für Lastflächendurchmesser von 0,7 m bis 1,2 m nach Burland & Burbridge (1984)

Standard Penetration Test (SPT). Schlagzahlen über 60 - also ein sehr dichter, widerstandsfähiger Boden - bedeutet Grad I, bei einer Schlagzahl von 41-60 wird der Boden mit Grad II bezeichnet. Je größer der Kompressibilitätsgrad, desto lockerer ist der Boden; dem Grad VII entspricht eine SPT-Schlagzahl von weniger als 4. Man sollte erwarten, daß die Versuche auf dichtem oder mitteldichtem Sand in den Diagrammen im Bereich nie-

driger Kompressibilität erscheinen. Tatsächlich liegen sie jedoch überwiegend im Bereich der hohen Kompressibilitätsgrade V bis VII.

Der Grund für dieses unerwartete Ergebnis dürfte auf die Herstellung der Versuchs-Sandkörper zurückzuführen sein, die durchweg in Sedimentationstechnik erfolgt, vgl. auch Abschnitt 4.2. Nur bei den Versuchen von Muhs und Weiß (1971) wurde der Sand lagenweise eingebracht und verdichtet. Die Ergebnisse dieser Versuche weisen den Sandkörper auch als wesentlich härter reagierend aus und bilden sich in den Diagrammen 8-1 und 8-2 den Erwartungen entsprechend ab. Bild 8-2 enthält zusätzlich die zulässigen Sohlspannungen nach DIN 1054. Hierbei wurden die Werte der Tabelle 1 wegen quadratischer Sohlfläche um 20 % erhöht. Diese Sohlspannungswerte wurden zu einer Verschiebung von 10 mm eingetragen, die bei mitteldichtem Sand bei Einhaltung dieser Sohlspannungen nicht überschritten wird. Die für 0,50 m Einbindetiefe und 10 mm Verschiebung geltende Sohlspannung ist größer als die Sohlspannung von Breths (1976) Versuch Nr. 3 mit fast gleicher Einbindung. Das bedeutet: Breths in dichter Lagerung ($D_r = 85\%$) sedimentierter Sandkörper verhält sich weicher als der der Abschätzung zugrundeliegende mitteldichte Boden der DIN 1054. Da sich DIN 1054 offenbar weiterhin praktisch bewährt, kann man nur folgern, daß Versuche auf sedimentiertem Sandkörper ungeeignet sind, die zahlenmäßige Voraussage der Fundamentsetzungen in der Praxis zu verbessern. Natürliche Sandböden entstehen zwar durch Sedimentation, dann folgt jedoch ein Jahrtausende dauernder Alterungsprozeß, der bei den künstlichen Sedimentationen nicht simuliert wird: wechselnder Überlagerungsdruck, Wasserstandsänderungen, Mikro-seismik und die überaus lange Standzeit. Es ist gut möglich, daß lagenweiser Einbau und Verdichtung diese Einflüsse zeitlich rafft, so daß ein derartig künstlich hergestellter Sandkörper die Setzungen unter Gebrauchslast zahlenmäßig besser wiedergibt als ein sedimentierter Sandkörper.

In den Abschnitten 6.3 und 6.5 wurde bereits darauf hingewiesen, daß kleinmaßstäbliche Versuche eher das Fundamentverhalten bei großen Verschiebungen als bei Setzungen unter Gebrauchslast beschreiben. Die Ausführungen dieses Abschnittes sind als Ergänzungen zu dieser Einschränkung der Anwendung zu verstehen.

9. Zusammenfassung

Die Eindringung von starren Körpern in einen sedimentierten Sandhalbraum wurde untersucht. Die durchgeführten Arbeiten legen die Unterscheidung von zwei Regimes nahe:

- quasi-elastisches Regime
- modifiziertes psammisches Regime

Beide Deformationsarten sind von der Kornfestigkeit beeinflusst. Das quasi-elastische Regime herrscht vor bei - relativ zum Grundbruch - kleiner Belastung und bei großen Sohlflächen. Ein Beispiel ist die Setzung von Fundamenten unter üblicher Belastung.

Das modifiziert psammische Regime ist maßgebend für Standsicherheitsprobleme und für hochausgenutzte Fundamente.

Die Versuche des Vorhabens wurden gerade so durchgeführt, daß vorwiegend modifizierte psammische Deformation auftrat. Lediglich die Versuche mit den flachen Eindringkörpern - Fundament, Klappe - ließen für sehr kleine Belastungen den quasi-elastischen Bereich erkennen.

Die Hauptergebnisse beziehen sich also auf den modifizierten psammischen Anteil. Im einzelnen ist zu nennen:

Die Kegeleindringung ist im gesamten untersuchten Lastbereich von nur einer dimensionsbehafteten Größe, einem "Mischmodul", bestimmt. Seine Dimension liegt zwischen der eines Raumgewichts und der einer Spannung. Da für psammische Deformation das Raumgewicht, für Kornbruch eine Spannung maßgebend ist, bedeutet das Ergebnis, daß beide Deformationen faktoriell miteinander verknüpft sind. Insbesondere gibt es bei den untersuchten Sanden keinen Bereich, in dem allein psammische Deformation auftritt. Die Abweichung vom psammischen Verhalten ist für flache Kegel größer als für schlanke, für dichte Lagerung größer als für lockere.

Wegen der Beziehung zwischen Fundamenteindringung und Kegeleindringung folgt aus der Tatsache, daß sich die Kegeleindringung über einen weiten Bereich durch einen Mischmodul beschreiben läßt, daß auch für Flachfundamente Modellversuche möglich sind, wenn man auch hier einen Mischmodul (und nicht Raumgewicht oder Kornfestigkeit) als maßgebende Größe betrachtet. Diese Möglichkeit findet seine Grenze durch das quasi-elastische Regime, siehe oben.

Eindringungen von anderen Körpern als Kegeln oder Keilen bedürfen einer weiteren Größe, des "Nichtlinearitätsexponenten", der für jeden Eindringkörper einen anderen Wert haben kann. Für das "Flachfundament" und die "Klappe" (gedrehtes Streifenfundament) ergab sich auf dem gleichen Sand jeweils der glei-

che Wert; die beiden untersuchten Sande zeigten jedoch verschiedene Exponenten.

Eindringwiderstände von Körpern verschiedener Form sind miteinander vergleichbar, wenn die Schlankheit des Eindringkörpers berücksichtigt wird. Die Schlankheit eines Kegels ist der Kotangens seines halben Öffnungswinkels, die des Fundaments das Verhältnis von Verschiebung zu Lastflächenradius.

10. Danksagung

Die hier beschriebenen Arbeiten wurden im Rahmen des DFG-Forschungsvorhabens Ho 7851/2-1 "Untersuchung selbstähnlicher Systeme zur Bestimmung von Materialeigenschaften von Reibungsböden" durchgeführt. Für die Förderung möchte ich der Deutschen Forschungsgemeinschaft recht herzlich danken.

Die Versuchsanordnung wurde von Herrn Karl König konstruiert und zusammengebaut. Hierfür und für die zusammen mit Herrn Peter Wassermann in großer Sorgfalt durchgeführten Versuche möchte ich ebenfalls meinen Dank aussprechen.

11. Literatur

- Bergdahl, U., G. Hult & E. Ottosson (1985), Calculation of settlements of footings in sands, Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, Vol.4, 2167-2170.
- Breth, H. (1976), Die Setzung von flachgegründeten Einzelfundamenten, Mitt. der Degebo Berlin Heft 32, S. 25-31.
- Burland, J.B. & M.C. Burbridge (1984), Settlement of foundations on sand and gravel, Centenary of The Institution of Civil Engineers Glasgow and West of Scotland Association.
- Butterfield, R. & K.Z. Andrawes (1972), An investigation of a plane strain continuous penetration problem, Geot. 22, 597-617.
- Dietrich, T. (1977), A comprehensive mechanical model of sand at low stress levels, Proc. 9th ICSMFE, Spec. Sess. 9, 33-43.
- Dietrich, T. & U. Arslan (1985), On the mechanics of media composed of rigid breakable grains, Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, Vol.2, 443-448.
- Dietrich, T., U. Holzlöhner & J. Lehnert (1982), Prediction of settlements and bearing capacities of shallow foundations by self-similar penetration, ESOPT II, Amsterdam, Vol.2, 561-566.
- Eggestadt, Aa. (1963), Deformation measurements below a model footing on the surface of dry sand, Proc. ECSMFE Wiesbaden, Vol.1, S. 233-239.
- Hettler, A. (1983), Modelluntersuchungen für Gründungen in Sand, Bauingenieur 58, 41-48.
- Hettler, A. & Gudehus, G. (1985), A pressure-dependent correction for displacement results from 1g model test with sand, Géotechnique 35 No. 4, S. 497-510.
- Holzlöhner, U. (1984), Settlements of shallow foundations on sand, Soils and Foundations 24 No.4, 58-70.
- Holzlöhner U. (1985), Sand properties governing foundation settlement, Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, Vol.2, 507-510.
- Holzlöhner, U. (1987), Setzungen und größere Verschiebungen von Fundamenten auf Sand, erscheint in Geotechnik.
- Lehnert, J. (1984), Setzung von Fundamenten infolge dynamischer Last (1984), Forschungsbericht 106 der Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM) Berlin.
- Muhs, H. & K. Weiß (1971), Untersuchung von Grenztragfähigkeit und Setzungsverhalten flachgegründeter Einzelfundamente im ungleichförmigen nichtbindigen Boden, Degebo Heft 26, Berlin.
- Ovesen, N.K. (1979), The use of physical models in design. Proc. 7th Eur. Conf. Soil Mech. F. Engng., Brighton 4, 318-323.
- Rowe, P.W. (1972), Theoretical meaning and observed values of deformation parameters for soil, in: Stress-strain behaviour of soils, Proc. Roscoe Mem.Symp., Foulis, Henley-on-Thames, 143-194.
- Tinoco, F.H.A. (1983), Analisis de fundaciones superficiales en arenas, XXV Anniversary Vol., Venezuelan Soc. of SMFE, 79-106.
- Wernick, E. (1978), Tragfähigkeit zylindrischer Anker unter besonderer Berücksichtigung des Dilatanzverhaltens, Inst. f. Boden- und Felsmechanik der Univ. Karlsruhe Heft 75.

Bisher erschienene Forschungsberichte der BAM

Nr. 1/September 1968

Forschung und Entwicklung in der Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM)
Rechenschaftsbericht für den Bundesminister für Bildung und Wissenschaft

Nr. 2/Juli 1970 (vergriffen)

Zum Problem des Feuchtigkeitsschutzes von Dehnungsmeßstreifen und Halbleitern
von Dr.-Ing. Götz Andreae

Nr. 3/September 1970 (vergriffen)

Über das mechanische Verhalten von Aluminium-Stahl-Freileitungsseilen als Beispiel für Verbundbauteile
von Dr.-Ing. Josef Ziebs

Nr. 4/Dezember 1970 (vergriffen)

Formbeständigkeit von Holz gegenüber Feuchtigkeit — Grundlagen und Vergütungsverfahren
von Dr. rer. nat. Arno Burmester

Nr. 5/März 1971

Die Bedeutung der Netzstellenart und der Netzwerkkettendichte für die Beschreibung der elastischen Eigenschaften und des Abbaus von elastomeren Netzwerken
von Dr. rer. nat. Norbert Steiner

Nr. 6/April 1971

Zur Problematik der Prüfung und Beurteilung des Luftschallschutzes von Bauelementen bei unterschiedlichen Einbaubedingungen
von Prof. Dr.-Ing. Paul Schneider

Nr. 7/Juli 1971

Chromatographie und chemische Konstitution — Untersuchungen über den Einfluß der Struktur organischer Verbindungen auf das Verhalten bei der Dünnschicht-Chromatographie
von Dr.-Ing. Hans-Joachim Petrowitz

Nr. 8/November 1971

Zum Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Baustählen bei Wechselbeanspruchung
von Dr.-Ing. Helmut Veith

Nr. 9/November 1971

Untersuchung über die sichernde Wirkung poröser Massen in Acetylenflaschen
von Dr.-Ing. Karl-Heinz Möller

Nr. 10/Januar 1972 (vergriffen)

Untersuchungen über die Korngrößenbestimmung mit Ultraschall zur Entwicklung einer für die Praxis geeigneten zerstörungsfreien Meßmethode
von Dr.-Ing. Dietmar Aurich und Prof. Dr. phil. Erich Martin

Nr. 11/Februar 1972

Beitrag zur Kenntnis der Schnittriefenbildung und Schnittgütwerte beim Brennschneiden
von Dr.-Ing. Hans-Joachim Krause

Nr. 12/Mai 1972

Über Veränderungen von Nylon-6-Fasern beim Texturieren
von Dir. u. Prof. Dr. rer. nat. Hubert Feuerberg

Nr. 13/Juni 1972

Festkörpergleitreibung und Verschleiß von Eisen, Kobalt, Kupfer, Silber, Magnesium und Aluminium in einem Sauerstoff-Stickstoff-Gemisch zwischen 760 und $2 \cdot 10^{-7}$ Torr
von Dr.-Ing. Karl-Heinz Habig (Berichter), Prof. Dr.-Ing. Kurt Kirschke, Dr.-Ing. Wolfgang-Werner Maennig und Dipl.-Phys. Harald Tischer

Nr. 14/Juli 1972

Untersuchungen zur Amplitudenabhängigkeit der Ultraschalldämpfung in Metallen bei 20 kHz
von Eberhard Fischer

Nr. 15/August 1972

Studie und Probleme der chemischen Edelmetall-Analyse
von Dir. u. Prof. Dr.-Ing. Heinz Pohl

Nr. 16/August 1972

Über Ausführung und Aussagefähigkeit des Normbrandversuches nach DIN 4102, Blatt 2, im Hinblick auf die Nachbildung natürlicher Schadensfeuer
von Dr.-Ing. Erwin Knublauch

Nr. 17/August 1972

Aktivierungsanalyse mit schnellen Neutronen, Photonen und geladenen Teilchen
von Dr.-Ing. Peter Reimers

Nr. 18/Januar 1973

Das Sprödbruchverhalten des Baustahles R St 37-2 N in geschweißten Konstruktionen, dargestellt mit Hilfe der Methode des Temperaturvergleiches
von Dr.-Ing. Werner Struck

Nr. 19/Januar 1973

Die Bestimmung von Grenzflächentemperaturen bei tribologischen Vorgängen
Literaturrecherche von Dipl.-Phys. K. Kaffanke und Dr.-Ing. H. Czichos

Nr. 20/April 1973

Brandrisiko elektrischer Leitungen und Installationen in Wänden
von Dipl.-Ing. R. Rudolphi

Nr. 21/Juli 1973

Die kontinuumsmechanische Erfassung des zeitlichen Ablaufs der elastisch-plastischen Dehnungen bei der Zerrüttung
Literaturrecherche von Dipl.-Phys. D. Klaffke und Dr.-Ing. W. Maennig

Nr. 22/Juli 1973

Untersuchungen für ein Prüfverfahren zur Bemessung der Brandschutzbekleidung von Stahlstützen
von Dipl.-Ing. R. Rudolphi und Dr.-Ing. E. Knublauch

Nr. 23/November 1973

Reichs- und preußische Landesanstalten in Berlin
Ihre Entstehung und Entwicklung als außeruniversitäre Forschungsanstalten und Beratungsorgane der politischen Instanzen
von Prof. Dr. rer. nat. habil. Walter Ruske

Nr. 24/November 1973

Das Brandverhalten von Holzstützen unter Druckbeanspruchung
von Dipl.-Ing. J. Stanke, Ing. grad. E. Klement und Dipl.-Ing. R. Rudolphi

Nr. 25/Dezember 1973

Über das Brandgeschehen vor der Fassade eines brennenden Gebäudes unter besonderer Berücksichtigung der Feuerbeanspruchung von Außenstützen
von Dr.-Ing. E. Knublauch

Nr. 26/August 1974

Der Elektronen-Linearbeschleuniger der BAM — Eigenschaften und erste Anwendungen —
von Dipl.-Ing. P. Jost, Dr.-Ing. P. Reimers und Dr.-Ing. P. Weise

Nr. 27/August 1974

Untersuchungen zum Schallfeld von Winkelprüfköpfen für die Materialprüfung mit Ultraschall
von Dr.-Ing. Hermann Wüstenberg

Nr. 28/August 1974

Zum Ablauf von Gasexplosionen in mit Rohrleitungen verbundenen Behältern
von Prof. Dr. rer. nat. Hans-Jürgen Heinrich

Nr. 29/August 1974

Theorie der dissipativen Luftschalldämmung bei einem idealisotropen porösen Material mit starrem Skelett für senkrechten, schrägen und allseitigen Schalleinfall
von Prof. Dr.-Ing. P. Schneider

Nr. 30/September 1974 (vergriffen)

The Application of Systems Thinking and Systems Analysis to Tribology
von Dr. Horst Czichos und Dr. Geert Salomon

Nr. 31/August 1975

Untersuchungen zur Klärung des Verhaltens thermoplastischer Kunststoffe bei Wechseldehnungsbeanspruchung
von Dr.-Ing. Gerhard Fuhrmann

Nr. 32/September 1975

Ein thermo-elektrisches Netzwerkverfahren zur Berechnung stationärer Temperatur- und Wärmestromverteilungen mit Anwendungsbeispielen
von Dipl.-Ing. Reinald Rudolphi und Dr.-Ing. Bernhard Böttcher

Nr. 33/November 1975

Die Bestimmung der Temperaturleitfähigkeit von Baustoffen mit Hilfe eines nichtstationären Meßverfahrens
von Dipl.-Ing. Armin Wagner, Dipl.-Phys. Gerhard Kieper und Dipl.-Ing. Reinald Rudolphi

Nr. 34/Januar 1976 (vergriffen)

Untersuchungen zur Vergütung von Holzwerkstoffen
von Dipl.-Forsting. Dr. rer. sylv. Hans-Joachim Deppe

Nr. 35/Januar 1976

Der Widerstand von Platten, die als Beplankungsmaterial leichter Wände verwendet werden, gegenüber dem Aufprall harter Körper — Vorschlag für ein Prüfverfahren —
von Dipl.-Ing. Ernst Limberger

Nr. 36/Januar 1976 (vergriffen)

Wärme- und Feuchtigkeitsleitung in Beton unter Einwirkung eines Temperaturgefälles
von Dipl.-Ing. Jürgen Hundt

Nr. 37/Februar 1976

Die stoßartige Beanspruchung leichter, nichttragender Bauteile durch einen mit der Schulter gegenprallenden Menschen — Vorschlag für ein Prüfverfahren —
von Dr.-Ing. Werner Struck

Nr. 38/Juni 1976

Verschleißuntersuchungen an gas-, bad- und ionitriertem Stahl 42 CrMo 4
von Dr.-Ing. Karl-Heinz Habig

Nr. 39/Juni 1976

Untersuchung der viskoelastischen Eigenschaften von Flüssigkeiten (mit nicht-Newton'schem Fließverhalten) insbesondere bei höherer Scherbeanspruchung
von Prof. Dr.-Ing. K. Kirschke und Dipl.-Phys. G. Kempf

- Nr. 40/Juni 1976
Zum Untergrundabzug bei energiedispersiven Spektren nach verschiedenen Verfahren
von Dr. rer. nat. H. Hantsche
- Nr. 41/Okttober 1976
Optische Eigenschaften cholesterinischer Flüssigkeiten
von Dr. rer. nat. Bernhard Böttcher
- Nr. 42/Okttober 1976
Ermittlung der Mindestzündenergie brennbarer Gase in Mischung mit Luft
von Dr.-Ing. Siegmund Dietlen
- Nr. 43/Okttober 1976
Das Sprödbruchverhalten geschweißter Bauteile aus Stahl mit zäh-sprödem Übergang im Bruchverhalten, dargestellt mit Hilfe der Methode des Temperaturvergleiches
von Dr.-Ing. Werner Struck
- Nr. 44/November 1976
Berechnung von räumlichen, linear elastischen Systemen, die aus finiten Stab- und Balkenelementen zusammengesetzt sind, unter Verwendung des Programms „Stab-Werk“
von Dipl.-Ing. W. Matthees
- Nr. 45/Dezember 1976
Untersuchung des Elektrodenverhaltens im Vakuum aufgedampfter Metallschichten
von Dr.-Ing. W. Paatsch
- Nr. 46/Mai 1977 (vergriffen)
Versuchsergebnisse zur Festigkeit und Verformung von Beton bei mehraxialer Druckbeanspruchung
Results of Test Concerning Strength and Strain of Concrete Subjected to Multiaxial Compressive Stresses
von Dipl.-Ing. Gerald Schickert und Dipl.-Ing. Helmut Winkler
- Nr. 47/Juni 1977
Bautechnische Einflüsse auf die Tragfähigkeit von Kunststoffdübeln für Fassadenbekleidungen
von Dr.-Ing. Arno Plank
- Nr. 48/Okttober 1977
Setzung von Fundamenten infolge dynamischer Last, angewendet auf die Fundamente einer geplanten Schnellbahn
von Dr.-Ing. U. Holzlöhner
- Nr. 49/Dezember 1977
Untersuchungen zur Anwendung von Mikrowellen in der zerstörungsfreien Prüfung
von Dr.-Ing. Günther Wittig
- Nr. 50/Juni 1978 (vergriffen)
Zur Meßtechnik für die Sicherheitsbeurteilung und -überwachung von Spannbeton-Reaktordruckbehältern
von Prof. Dipl.-Phys. Norbert Czaika, Dipl.-Phys. Norbert Mayer, Dipl.-Ing. Claus Amberg, Dipl.-Ing. Götz Magiera, Dr.-Ing. Götz Andreae und Dipl.-Ing. Winfried Markowski
- Nr. 51/Juni 1978
Auswirkung von chemischen und physikalisch-technologischen Einflußfaktoren auf das Beständigkeitsverhalten von Oberflächenbeschichtungen auf der Basis von Reaktionsbeschichtungsstoffen
von Dr. rer. nat. J. Sickfeld
- Nr. 52/August 1978
Zum Einfluß der Gleitgeschwindigkeit auf das tribologische Verhalten von Werkstoffen hoher Härte bei reiner Festkörperreibung
von Dr.-Ing. Aleksandar Tomov
- Nr. 53/Okttober 1978
Bemessung und Optimierung beheizbarer Straßen- und Brückenbeläge
von Rolf Günter Rohrmann und Reinald Rudolphi
- Nr. 54/Okttober 1978
Magnetisches Verhalten dünner Eisenschichten bei mechanischer Wechselbeanspruchung
von Dr.-Ing. Harro Sander
- Nr. 55/November 1978
Beobachtung und Orientierungsbestimmung der Oberflächenkristallite polykristalliner 99,999 %-Al-Proben bei Biegewechselbeanspruchung
von Dr.-Ing. Dieter Klaffke
- Nr. 56/Januar 1979
Stabilität von Sandwichbauteilen
von Dipl.-Ing. W. Brünner und Prof. Dr.-Ing. C. Langlie
- Nr. 57/März 1979
Untersuchungen an Prüfmitteln für die Magnetpulverprüfung
Investigations on Inspection-Media for Magnetic-Particle-Testing
von Dipl.-Ing. Meinhard Stadthaus
- Nr. 58/März 1979
Ermittlung des Bauteilwiderstandes aus Versuchsergebnissen bei vereinbartem Sicherheitsniveau
von Dr.-Ing. Werner Struck
- Nr. 59/Juli 1979
Ermittlung der Verformungen biegebeanspruchter Stahlbetonbalken mit der Methode der Finiten Elemente unter besonderer Berücksichtigung des Verbundes zwischen Beton und Stahl
von Dr.-Ing. Günther Plauk
- Nr. 60/August 1979
Untersuchungen zur Erfassung der Kaltformbarkeit von Feinblechen beim Strecken
von Dr.-Ing. H. Spreckelmeyer, Dr.-Ing. R. Helms und Dr.-Ing. J. Ziebs
- Nr. 61/Dezember 1979
Beschreibung von Problemen der höheren Farbmatrik mit Hilfe des Gegenfarbensystems
von Dr. Klaus Richter
- Nr. 62/Dezember 1979
Geomagnetobiologisch bedingter Zusammenhang zwischen der Fraßaktivität von Termiten und der Zahl der Sterbefälle
von Dir. u. Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Gerisch und Prof. Dr. habil. Dr. h. c. Günther Becker
- Nr. 63/Dezember 1979
Untersuchungen an Stopfbuchsen von Ventilen und Schiebern für Gase
von Dipl.-Ing. E. Behrend und Dipl.-Ing. J. Ludwig
- Nr. 64/Februar 1980
Ermittlung der Schwingungserregung beim Betrieb schienengebundener Fahrzeuge in Tunneln sowie Untersuchung des Einflusses einzelner Parameter auf die Ausbreitung von Erschütterungen im Tunnel und dessen Umgebung
von Dr.-Ing. Werner Rücker
- Nr. 65/Februar 1980
Untersuchungen über den Einfluß des Spannungszustandes auf bruchmechanische Kennwerte
von Dr.-Ing. Peter Schmidt, Dr.-Ing. Dietmar Aurich, Dr.-Ing. Rolf Helms, Dr.-Ing. Helmut Veith und Dr.-Ing. Josef Ziebs
- Nr. 66/Mai 1980
Auswirkung von Druckentlastungsvorgängen auf die Umgebung
von Dr. rer. nat. Martin Hattwig
- Nr. 67/Mai 1980
Beitrag zur dynamischen Analyse von vorgespannten und vorbelasteten Feder-Masse-Systemen mit veränderlicher Gliederung unter stoßartiger Beanspruchung
von Dr.-Ing. Wolfgang Matthees
- Nr. 68/Mai 1980
Oberflächenmeßverfahren unter besonderer Berücksichtigung der Stereomeßtechnik.
Entwicklung eines volleuzentrischen Präzisions-Goniometers
von Dr. rer. nat. Dieter Petersohn
- Nr. 69/Juni 1980
Untersuchungen zur Integrität des Liners von Reaktorsicherheitschillen (Containments) in Stahlbeton- und Spannbetonbauweise
von Dr.-Ing. Frank Buchhardt und Dipl.-Ing. Peter Brandl
- Nr. 70/August 1980 (vergriffen)
Schwellenwerte beim Betondruckversuch
von Dr.-Ing. Gerald Schickert
- Nr. 71/August 1980
Untersuchungen über durch den Boden gekoppelte dynamische Wechselwirkungen benachbarter Kernkraftwerksbauten großer Masse unter seismischen Einwirkungen
von Dr.-Ing. Wolfgang Matthees und Dipl.-Ing. Götz Magiera
- Nr. 72/September 1980
Übertragbarkeit der Ergebnisse von Brandprüfungen am Beispiel von Stahl- und Holzstützen
von Dr.-Ing. Reinald Rudolphi
- Nr. 73/November 1980
Vergleichende Untersuchungen zum Tragverhalten von Klemmkupplungen für Stahlrohrgerüste nach bestehenden deutschen Prüfvorschriften und geplanten europäischen bzw. internationalen Prüfnormen
von Dipl.-Ing. Peter Wegener
- Nr. 74/November 1980
ALGOL-Computerprogramm zur Berechnung zweidimensionaler instationärer Temperaturverteilungen mit Anwendungen aus dem Brand- und Wärmeschutz
von Dr.-Ing. Reinald Rudolphi und Dipl.-Inform. Renate Müller
- Nr. 75/November 1980
Beitrag zur Kenntnis des zeitlichen und örtlichen Druckverlaufs bei der plötzlichen Entlastung unter Druck stehender Behälter und Behälterkombinationen
von Dir. u. Prof. Dr. Hans-Jürgen Heinrich
- Nr. 76/November 1980
Deformationsverhalten von Rein- und Reinstaluminium sowie Cu 99,9 und St 37 bei Biegewechselbeanspruchung im Rasterelektronenmikroskop
von Dr.-Ing. Dieter Klaffke und Prof. Dr.-Ing. Wolfgang-Werner Maennig
- Nr. 77/April 1981
Untersuchung des Verhaltens von Lagerzementen
von Dipl.-Ing. Michael Gierloff und Dr.-Ing. Matthias Maultzsch
- Nr. 78/September 1981
Dynamische Wechselwirkung eines Schienen-Schwellensystems mit dem Untergrund
von Dr.-Ing. Werner Rücker
- Nr. 79/Dezember 1981
Ein Beitrag zur Untersuchung der wasserstoffbeeinflussten Kalttribneigung höherfester niedriglegierter Feinkornbaustähle mit dem Implantversuch
von Dr.-Ing. Volker Neumann

Nr. 80/Dezember 1981

Ursachen des Teileinsturzes der Kongreßhalle in Berlin-Tiergarten
von Dr.-Ing. Arno Plank, Dr.-Ing. Werner Struck und Dr.-Ing. Manfred Tzschätzsch

Nr. 81/Dezember 1981

Graphisch-rechnerisches Verfahren zum Erfassen der Zündhäufigkeit zündbarer Stoffe; Anwendung auf Datenmaterial aus dem Bereich der Statistik
von Dipl.-Ing. Jürgen Schmidt

Nr. 82/April 1982

Zur werkstoffmechanischen Beurteilung des Kerbschlagbiegeversuches
Assessment of the mechanical behaviour of materials in the notched bar impact test
von Rolf Helms, Hans-Joachim Kühn und Siegmund Ledworuski

Nr. 83/Juli 1982

Tribologisches Verhalten von thermoplastischen Kunststoffen — Kontaktdeformation, Reibung und Verschleiß, Oberflächenuntersuchungen —
von Prof. Dr.-Ing. Horst Czichos und Dr.-Ing. Paul Feinle

Nr. 84/Juli 1982

Übertragbarkeit der Ergebnisse von Brandprüfungen im Kleinprüfstand (Vergleichsversuche)
von Dipl.-Inform. Renate Müller und Dr.-Ing. Reinald Rudolphi

Nr. 85/ISBN 3-88314-231-X/Okttober 1982

Technische Materialforschung und -prüfung — Entwicklungstendenzen und Rahmenvorschläge für ein EG-Programm „Basic Technological Research“ — Materials Research and Testing — Development Trends and Outline Proposals for a Community Programme „Basic Technological Research“ —
von Prof. Dr. Horst Czichos

Nr. 86/ISBN 3-88314-232-8/November 1982

Zur quantitativen Kennzeichnung des Verwitterungsverhaltens von Naturwerksteinen anhand ihrer Gefügemerkmale
von Dr.-Ing. Konrad Niesel und Dr. rer. nat. Peter Schimmelwitz

Nr. 87/ISBN 3-88314-240-9/Dezember 1982

Einfluß baupraktischer Umgebungsbedingungen auf das Korrosionsverhalten von Spannstählen vor dem Injizieren
von Dr.-Ing. Bernd Isecke und Dr.-Ing. Wolfgang Stichel

Nr. 88/ISBN 3-88314-254-9/Februar 1983

Untersuchungen zur Ausbreitung von Longitudinalwellen an Oberflächen bei der Materialprüfung mit Ultraschall
von Dr.-Ing. Anton Erhard

Nr. 89/ISBN 3-88314-263-8/April 1983

Untersuchungen zur Zerfallsfähigkeit von Distickstoffoxid
von Dr. rer. nat. Dietrich Conrad und Dr.-Ing. Siegmund Dietlen

Nr. 90/ISBN 3-88314-264-6/April 1983

Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Konzeption für geregelte Versuche
Versuchseinrichtung
Vorversuche an Stahlbetonbalken
von Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Ernst Limberger und Dipl.-Ing. Jürgen Herter

Nr. 91/ISBN 3-88314-265-4/April 1983

Dreidimensionale Analyse von unbewehrtem Beton mit nichtlinear-elastischem Materialgesetz
von Dr.-Ing. Michael Weber

Nr. 92/ISBN 3-88314-266-2/August 1983

Ausbreitung von Erschütterungen durch den Boden
von Dipl.-Ing. Lutz Auersch

Nr. 93/ISBN 3-88314-283-2/August 1983

Unterdrückung stick-slip-induzierter Kurvengeräusche schienengebundener Fahrzeuge durch eine physikalisch-chemische Oberflächenbehandlung der Schienen
von Dr. rer. nat. Peter Studt

Nr. 94/ISBN 3-88314-284-0/August 1983

Untersuchungen der Störschwingungen beim Kerbschlagbiegeversuch und deren Abschwächungen
von Dr.-Ing. Xian-Quan Dong

Nr. 95/ISBN 3-88314-289-1/August 1983

Über die Fokussierung des Schallfeldes von Ultraschall-Prüfköpfen mit Fresnelschen Zonenplatten
von Dr.-Ing. Manfred Römer

Nr. 96/ISBN 3-88314-296-4/Okttober 1983

Verbundverhalten zwischen Beton und geripptem Betonstahl sowie sein Einfluß auf inelastische Verformungen biegebeanspruchter Stahlbetonbalken
von Dr.-Ing. Heinz Eifler

Nr. 97/ISBN 3-88314-297-2/November 1983

Typische Bruchflächenbildung thermoplastischer Kunststoffe nach wechselnder mechanischer Beanspruchung
von Dipl.-Ing. Gerhard F. Jhrmann und Prof. Dr. rer. nat. Wolfram Schwarz

Nr. 98/ISBN 3-88314-312-X/Dezember 1983

Bestimmung des elastischen Verhaltens von Maschenwaren — Stretch- und Erholungsvermögen —
von Dr. rer. nat. Edmund Schnabel

Nr. 99/ISBN 3-88314-317-0/Dezember 1983

Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Versuche an Stahlbetonbalken mit Biegebewehrung aus Betonstahl BSt 420/500 RK und BSt 1080/1320
von Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Ernst Limberger und Dipl.-Ing. Jürgen Herter

Nr. 100/ISBN 3-88314-298-0/Januar 1984

Untersuchungen zur Prüfung von Beton auf Frostwiderstand
von Günter Klamrowski und Paul Neustupny

Nr. 101/ISBN 3-88314-327-8/Februar 1984

Röntgen- und Gammastrahlen Computer-Tomographie
von Dr.-Ing. Peter Reimers, Dr. rer. nat. Jürgen Goebels, Dr.-Ing. Heinrich Heidt, Dr.-Ing. Hans-Peter Weise und Dipl.-Phys. Kay Wilding

Nr. 102/ISBN 3-88314-335-9/März 1984

Weiterentwicklung des hydraulischen Kompensationsverfahrens zur Druckspannungsmessung in Beton
von Dr.-Ing. Götz Magiera

Nr. 103/ISBN 3-88314-328-6/März 1984

Radiographie mit Elektronen aus Metallverstärkerfolien
von Dr.-Ing. Dierk Schnitger

Nr. 104/ISBN 3-88314-339-1/April 1984

Beeinflussung von Betoneigenschaften durch Zusatz von Kunststoffdispersionen
von Dr.-Ing. Michael Gierloff

Nr. 105/ISBN 3-88314-345-6/Juni 1984

Beitrag zum Bremsverhalten energieumwandelnder Aufsetzpuffer in Aufzugsanlagen
von Dr.-Ing. Bernd Schulz-Forberg

Nr. 106/ISBN 3-88314-360-X/Okttober 1984

Setzung von Fundamenten infolge dynamischer Last
von Dr.-Ing. Jan Lehnert

Nr. 107/ISBN 3-88314-361-8/Okttober 1984

Korrosion von Stahlradiatoren
von Dr.-Ing. Wolfgang Stichel und Jörg Ehreke

Nr. 108/ISBN 3-88314-363-4/Okttober 1984

Durch Bodenerschütterungen angeregte Gebäudeschwingungen — Ergebnisse von Modellrechnungen
von Dipl.-Ing. Lutz Auersch

Nr. 109/ISBN 3-88314-381-2/Februar 1985

Zur Wirkung der Schrumpfbegrenzung auf den Schweißspannungszustand und das Spröbruchverhalten von unterpulvergeschweißten Blechen aus St E 460 N
von Dr.-Ing. Mohamed Omar

Nr. 110/ISBN 3-88314-382-0/Februar 1985

Wasserstoff als Energieträger
von Dr. Hermann Walde (Mitglied des Kuratoriums der BAM i. R.) und Dr. Bernhard Kropp

Nr. 111/ISBN 3-88314-383-9/Februar 1985

Über den Einfluß der Initiierung auf die detonative Umsetzung von Analex-Sprengstoffen unter Berücksichtigung sicherheitstechnischer Gesichtspunkte
von Dr.-Ing. Kurt Ziegler

Nr. 112/ISBN 3-88314-409-6/Juli 1985

Zeitstandverhalten und strukturelle Veränderungen von vielfach wiederverarbeiteten Polyethylenen
von Dr.-Ing. Wolfgang Lützwow

Nr. 113/ISBN 3-88314-410-X/Juli 1985

Untersuchungen zum Frequenzeinfluß auf die Schwingungsrißkorrosion von Offshore-Konstruktionen
von Rolf Helms, Horst Henke, Gerhard Oelrich (BAM, Berlin) und Tetsuya Saito (NRIM, Japan)

Nr. 114/ISBN 3-88314-419-3/Juli 1985

Neue Verfahren für die Prüfung von Reaktorkomponenten mittels Röntgen- und Gammastrahlen
von Dipl.-Ing. Peter Rose, Dipl.-Ing. Peter Raabe, Dipl.-Ing. Werner Daum und Andreas Szameit

Nr. 115/ISBN 3-88314-420-7/Juli 1985

Farbempfindungsmerkmal Elementarblau und Buntheitsabstände als Funktion von Farbart und Leuchtdichte von In- und Umfeld
von Privatdozent Dr. Klaus Richter

Nr. 116/ISBN 3-88314-460-6/Okttober 1985

Theoretische Ermittlung des Wärmedurchgangskoeffizienten von Fensterkonstruktionen unter besonderer Berücksichtigung der Rahmenproblematik
von Dr. rer. nat. Franz-Josef Kasper, Dipl.-Inform. Renate Müller, Dr.-Ing. Reinald Rudolphi und Dr.-Ing. Armin Wagner

Nr. 117/ISBN 3-88314-468-1/Okttober 1985

Materials Technologies and Techno-Economic Development
A study for the German Foundation for International Development (Deutsche Stiftung für Internationale Entwicklung)
by Prof. Dr. H. Czichos in cooperation with Dr. G. Sievers, Bundesministerium für Forschung und Technologie (BMFT), Bonn

- Nr. 118/ISBN 3-88314-469-X/Oktober 1985
Brand- und Explosionsgefahren explosionsgefährlicher Stoffe bei Herstellung und Lagerung
Modellversuche mit pyrotechnischen Sätzen und Gegenständen
 von Dr. rer. nat. Hartwig Treumann, Dipl.-Ing. Hilmar Andre, Dr. rer. nat. Eduard Blossfeld, Dr. rer. nat. Norbert Pfeil und Ing. grad. Matthias-Michael Zindler
- Nr. 119/ISBN 3-88314-472-X/November 1985
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Versuche an Stahlbetonplatten, Teil I
Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
Tests on Reinforced Concrete Slabs, Part I
 von Dipl.-Ing. Jürgen Herter, Dr.-Ing. Klaus Brandes und Dipl.-Ing. Ernst Limberger
- Nr. 120/ISBN 3-88314-514-9/April 1986
Zerstörungsfreie Korngrößenbestimmung an austenitischen Feinblechen mit Hilfe der Ultraschallrückstreuung
 von Dr.-Ing. Andreas Hecht
- Nr. 121/ISBN 3-88 314-530-0/Juni 1986
Versagenskriterien von Stahlgleitpaarungen unter Mischreibungsbedingungen: Einflüsse von Stahlzusammensetzung und Wärmebehandlung
 von Dr.-Ing. Paul Feinle und Prof. Dr.-Ing. Karl-Heinz Habig
- Nr. 122/ISBN 3-88 314-521-1/Juli 1986
Entsorgung kerntechnischer Anlagen
 von J. Mischke
 Sonderkolloquium der Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM) am 10. 12. 1985 mit Beiträgen von B. Schulz-Forberg, K. E. Wieser und B. Droste
- Nr. 123/ISBN 3-88 314-531-9/Juli 1986
Physikalisch-chemische Analyse sowie toxische Beurteilung der beim thermischen Zerfall organischer Baustoffe entstehenden Brandgase
 von Dr. rer. nat. Detlef Rennoch
- Nr. 124/ISBN 3-88 314-538-6/Juli 1986
Zur Anwendung des Impuls-Wirbelstromverfahrens in der zerstörungsfreien Materialprüfung
 von Dr.-Ing. Hans-Martin Thomas
- Nr. 125/ISBN 3-88 314-540-8/Juli 1986
Untersuchungen zur Wirksamkeit der Brandschutzisolierung von Flüssiggas-Lagertanks
 von Dr.-Ing. Bernhard Droste und Dipl.-Ing. Ulrich Probst
- Nr. 126/ISBN 3-88 314-547-5/August 1986
Korrosion und Korrosionsschutz von Metallen in Schwimmhallen
 von Dr.-Ing. Wolfgang Stichel
- Nr. 127/ISBN 3-88 314-564-5/November 1986
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
Versuche an Stahlbetonbalken, Teil I
Tests on Reinforced Concrete Beams, Part I
 von / by Dipl.-Ing. Ernst Limberger, Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Jürgen Herter und Dipl.-Ing. Klaus Berner
- Nr. 128/ISBN 3-88 314-568-8/November 1986
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
Versuche an Stahlbetonbalken, Teil II
Tests on Reinforced Concrete Beams, Part II
 von / by Dipl.-Ing. Ernst Limberger, Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Jürgen Herter und Dipl.-Ing. Klaus Berner
- Nr. 129/ISBN 3-88 314-569-6/November 1986
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Reinforced Concrete Members under Impact Load
Zugversuche an Betonstahl mit erhöhter Dehngeschwindigkeit
Reinforcing Steel Tension Tests with high strain rates
 von / by Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Ernst Limberger, Dipl.-Ing. Jürgen Herter und Dipl.-Ing. Klaus Berner
- Nr. 130/ISBN 3-88 314-570-X /November 1986
Einfache Abschätzung der Durchbiegung und der Energieaufnahme von Trägern aus duktilem Material bei Belastung durch eine Einzelkraft
 von Dr.-Ing. Werner Struck
- Nr. 131/ISBN 3-88-314-585-8/November 1986
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Reinforced Concrete Members under Impact Load
Versuche an Stahlbetonplatten, Teil II
Tests on Reinforced Concrete Slabs, Part II
 von / by Dipl.-Ing. Ernst Limberger, Dr.-Ing. Klaus Brandes und Dipl.-Ing. Jürgen Herter
- Nr. 132/ISBN 3-88-314-595-5/Januar 1987
Ermittlung der Ursachen von Schäden an bituminösen Dachabdichtungen unter besonderer Berücksichtigung klimatischer Beanspruchungen
 von Dipl.-Ing. Christian Herold und Dipl.-Ing. Frank-Ulrich Vogdt
- Nr. 133/ISBN 3-88 314-609-9/Januar 1987
Technisch-physikalische Grundlagen zum tribologischen Verhalten keramischer Werkstoffe
 von Dipl.-Ing. Mathias Woydt und Prof. Dr.-Ing. Karl-Heinz Habig
- Nr. 134/ISBN 3-88 314-615-3/Februar 1987
Über den Kernstrahlungseinfluß auf Dehnungsmeßstreifen
 von Dr. Götz Andraea und Gottfried Niessen
- Nr. 135/ISBN 3-88 314-618-8/Februar 1987
Untersuchungen über das Verhalten von Tankcontainern für unter Druck verflüssigte Gase bei Fallbeanspruchungen
 von Dipl.-Ing. Jörg Ludwig, Dipl.-Ing. Wolf-Dietrich Mischke und Dipl.-Ing. Armin Ulrich
- Nr. 136/ISBN 3-88314-636-6/April 1987
Untersuchung zur Beurteilung von Brettschichtverleimungen für den Holzbau
 von Prof. Dr. rer. silv. Hans-Joachim Deppe und Klaus Schmidt
- Nr. 137/ISBN 3-88314-637-4/Mai 1987
Analyse und Weiterentwicklung bruchmechanischer Versagenskonzepte auf der Grundlage von Forschungsergebnissen auf dem Gebiet der Komponentensicherheit
 Projektleiter: Dr. Dietmar Aurich
- Nr. 138/ISBN 3-88314-635-8/Mai 1987
Zur geowissenschaftlichen Einordnung des Gebietes der Bundesrepublik Deutschland und einer sicheren Auslegung technischer Systeme gegen den Lastfall Erdbeben.
 von Dipl.-Geol. Michael Dogunke und Dr.-Ing. Frank Buchhardt
- Nr. 139/ISBN 3-88314-658-7/Juni 1987
Numerische Untersuchung zum Verhalten des Hochtemperaturwerkstoffes Nimonic PE 16 unter monotoner und zyklischer Belastung bei Verwendung verschiedener plastischer und viskoplastischer Materialmodelle.
 von Dipl.-Ing. Jürgen Olschewski und Sven-Peter Scholz
- Nr. 140/ISBN 3-88314-643-9/Juni 1987
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
 von / by Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Ernst Limberger und Dipl.-Ing. Jürgen Herter
- Nr. 141/ISBN 3-88314-694-3/Oktober 1987
Zum Einfluß des Sicherheits- und Auslegungserdbebens auf die Bemessung von Kernkraftwerken
 von Dr.-Ing. Frank Buchhardt, Dr.-Ing. Wolfgang Matthees, Dr.-Ing. Götz Magiera und Dr.-Ing. Friedrich Mathiak
- Nr. 142/ISBN 3-88314-695-1/Oktober 1987
Sicherheitstechnische Kenndaten und Gefahrezahlen binärer Mischungen aus oxidierenden und verbrennlichen Substanzen
 von Dr. rer. nat. Hartwig Treumann, Ing. Günter Krüger, Dr. rer. nat. Norbert Pfeil und Dr. rer. nat. Sigrid von Zahn-Ullmann
- Nr. 143/ISBN 3-88314-701-X/November 1987
Kinetische Grenztragfähigkeit von stoßartig belasteten Stahlbetonbauteilen
Kinetic Load Bearing Capacity of Impulsively Loaded Reinforced Concrete Members
Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen bei Stoßbelastung
Experimental and numerical Investigations concerning Load Bearing Behaviour of Reinforced Concrete Members under Impact Load
 von/by Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Ernst Limberger, Dipl.-Ing. Jürgen Herter
- Nr. 144/ISBN 3-88314-702-8/November 1987
Nichtlineare dynamische Berechnungen zum Penetrationsverhalten des AVR-Reaktorgebäudes
 von Dr.-Ing. Frank Buchhardt, Dr.-Ing. Götz Magiera, Dr.-Ing. Wolfgang Matthees, Dr.-Ing. Michael Weber,
 Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM)
 Dr.-Ing. Jürgen Altes,
 Kernforschungsanlage Jülich GmbH (KFA)
- Nr. 145/ISBN 3-88314-711-7/November 1987
Untersuchung selbstähnlicher Systeme zur Bestimmung von Materialeigenschaften von Reibungsböden
 von Dr.-Ing. Ulrich Holzlöhner
- Nr. 146/ISBN 3-88314-714-1/November 1987
Untersuchungen zur Wirksamkeit von Wasserberieselungseinrichtungen als Brandschutzmaßnahme für Flüssiggas-Lagertanks
 von Dipl.-Ing. Wolfgang Schön und Dipl.-Ing. Michael Mallon
- Nr. 147/ISBN 3-88314-720-6/Dezember 1987
Lösung dynamischer Biege- und Torsionsprobleme von Stabsystemen aus dünnwandigen elastischen Stäben mit offenem Querschnitt mittels frequenzabhängiger Ansatzfunktionen
 von Dipl.-Ing. Hans-Dieter Kleinschrodt