

# Passiver Erddruck auf Stütz- konstruktionen bei stoßartiger Belastung

**T 2918**

**T 2918**

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

Im Originalmanuskript enthaltene Farbvorlagen, wie z.B. Farbfotos, können nur in Grautönen wiedergegeben werden. Liegen dem Fraunhofer IRB Verlag die Originalabbildungen vor, können gegen Berechnung Farbkopien angefertigt werden. Richten Sie Ihre Anfrage bitte an die untenstehende Adresse.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2000, ISBN 3-8167-5728-6

Vervielfältigung, auch auszugsweise,  
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

**Fraunhofer IRB Verlag**

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00

Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

e-mail [irb@irb.fhg.de](mailto:irb@irb.fhg.de)

URL <http://www.irb.fhg.de>

## **Schlußbericht**

Forschungsvorhaben

„Passiver Erddruck auf Stützkonstruktionen bei stoßartiger Belastung“

Aktenzeichen im DIBt: IV 1-5-804/96

Projektleiter:

Prof. Dr.-Ing. S.A. Savidis

Projektbearbeiter:

Dipl.-Ing. T. Saidel

# Inhaltsverzeichnis

1. Problemstellung.....	2
2. Zusammenfassung der Literaturstudie.....	4
2.1 Passiver Erddruck unter seismischer Belastung .....	4
2.1.1 Mononobe - Okabe - Verfahren.....	5
2.1.2 Ebeling - Morrison - Verfahren .....	8
2.1.3 Lamellenverfahren nach Chugh.....	11
2.2 Tragverhalten von vertikalen Pfählen bei horizontalem Stoß .....	14
2.2.1 Problemstellung.....	14
2.2.2 Anprallversuche von Popp.....	18
2.2.3 Modellversuche von Grundhoff.....	21
2.3 Schiffsstoß auf Stützwänden von Holzlöhner .....	23
3. Eigene experimentelle Untersuchungen .....	28
3.1 Versuchsaufbau .....	28
3.2 Versuchssand und Sandeinbau .....	33
3.3 Statische Modellversuche und Auswertung.....	37
3.4 Dynamische Modellversuche und Auswertung .....	40
3.5 Vergleichende Auswertung der Modellversuche.....	45
4. Übertragung der Modellversuche in die Natur.....	47
5. Zusammenfassung, Schlußfolgerungen und Ausblick .....	52
6. Literaturverzeichnis.....	54

## 1. Problemstellung

Um eine wirtschaftliche und gleichzeitig ausreichend sichere Bemessung anprallgefährdeter Stützkonstruktionen durchzuführen, ist die Kenntnis der Größe des anzusetzenden passiven Erddrucks erforderlich. Die klassischen Verfahren nach Coulomb [3], Terzaghi [21] und Sokolovski [20] zur Berechnung des ebenen Erddrucks und Erdwiderstands sind in dem dynamischen Aufprallfall nur beschränkt gültig. Durch die stoßartige Erregung treten sowohl im Baugrund als auch in der Stützkonstruktion Trägheitskräfte auf. Diese führen zu Belastungsfiguren für das Bauwerk und zu Baugrundverformungen, die je nach Randbedingungen, Steifigkeitsverhältnissen, Frequenzinhalt und Intensität der Erregung von der statischen sehr unterschiedlich sein können.

Die Bestimmung des dynamischen Erdwiderstandes auf Stützkonstruktionen bei stoßartiger Belastung ist dem Bereich der dynamischen Baugrund - Bauwerk Wechselwirkung zuzuordnen. Eine Prinzipskizze zu dieser Problematik ist in Bild 1 dargestellt.

Um die Sicherheit der Stützkonstruktionen bei stoßartiger Belastung nachzuweisen, muß das Verhältnis zwischen dem dynamischen passiven Erddruck im Gebrauchszustand und im Grenzzustand bekannt sein. Die Größe des anzusetzenden passiven Erddrucks bei Anprall einer Masse, wie beispielsweise Pkws oder Baumaschinen, auf eine Stützkonstruktion ist direkt mit ihrer Standsicherheit verbunden. Wird der passive Erddruck im Grenzzustand zu hoch angesetzt, verringert sich das Sicherheitsniveau. Zuverlässige Angaben hinsichtlich der Größe des passiven Erddrucks bei Stoßbelastung ebener Wände existieren z.Z. weder in den Normen noch in anerkannten Regelwerken, so daß die Wahl dieser Größe der Abschätzung des jeweiligen Ingenieurs bzw. Prüfstatikers überlassen bleibt. Oft wird hierzu die in der DIN 4014 [5] für Bohrpfähle gemachte Angabe, daß bei stoßartiger Belastung der Bettungsmodul um den Faktor 3 erhöht werden darf, angewandt. Dieser Wert ist nur eine grobe Schätzung. Diesbezüglich darf aber der passive Erddruck (Spannung) nicht überschritten werden. Bislang wurde anhand von Großversuchen an Pfählen lediglich bestätigt, daß der Boden bei einer Stoßbelastung einen

erhöhten Widerstand mobilisiert [18]. Weiterhin ist die Übertragbarkeit der Ansätze für Pfähle auf ebene Probleme fraglich.

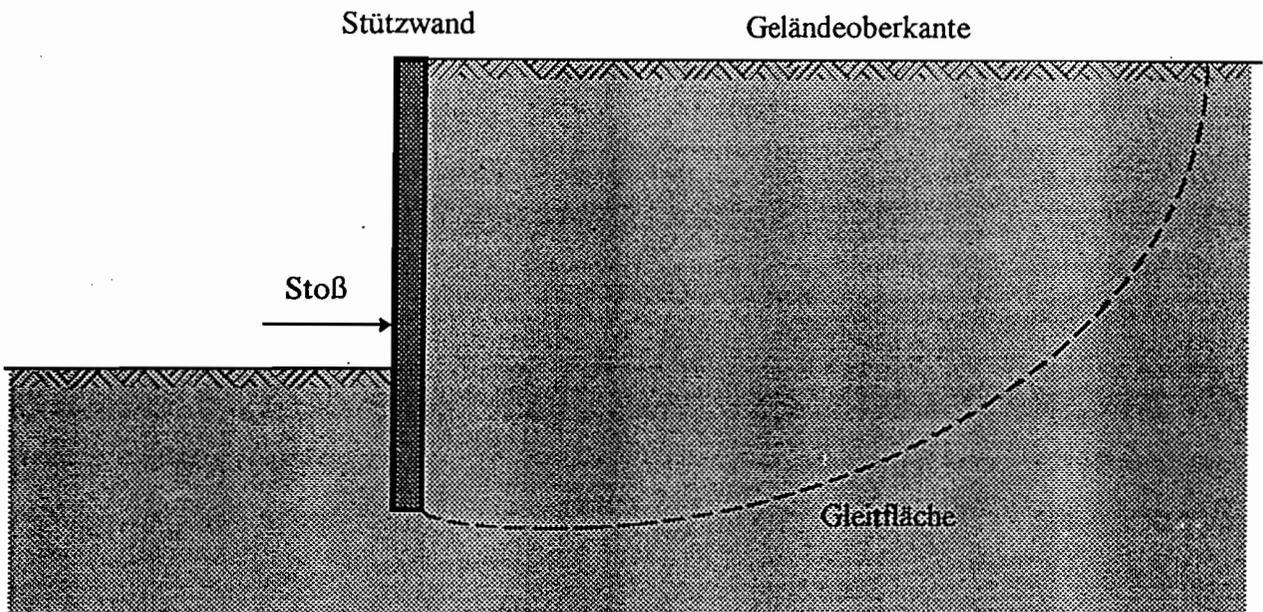


Bild 1 Prinzipskizze

Ziel der vorliegenden Forschungsarbeit ist es, ausgehend von der Auswertung umfangreicher Literaturstudien und eigenen Modellversuchen im Labor, Erkenntnisse zu gewinnen, die für die Formulierung eines einfachen Rechenmodells zur Ermittlung des dynamischen passiven Erddruckes im ebenen Fall angewandt werden könnten.

## 2. Zusammenfassung der Literaturstudie

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden verschiedene Literaturhinweise in Zusammenhang mit der Problematik des dynamischen passiven Erddruckes auf Stützkonstruktionen zusammengestellt und ausgewertet. Während der dynamische passive Erddruck infolge Erdbebenbelastung bereits näher untersucht wurde [2, 15, 16, 17, 19], ist die Wirkung der stoßartigen Belastung ein bislang kaum untersuchtes Problem.

Nach dem Ergebnis der Literaturstudie hat sich bisher nur Holzlöhner [11, 12] mit dieser Problematik beschäftigt. Ergänzend hierzu wurden hier Arbeiten von Popp [18] und Grundhoff [8], über Verhalten von vertikalen Pfählen bei horizontalem Stoß berücksichtigt.

Zu anderen bisher untersuchten und aus der Literatur [10] bekannten dynamischen Problemen der Boden - Bauwerk Wechselwirkung, wie Wellenausbreitung im Boden infolge Verkehrs-, Bau-, Industrie- und Sprengerschütterungen besteht keine direkte Verbindung.

### 2.1 Passiver Erddruck unter seismischer Belastung

Für dynamische Lastfälle ist der Erdwiderstand im Erdbebenfall bereits näher untersucht worden [2, 15, 16, 19]. Die bisherige Praxis, dynamische Vorgänge auf statische Ersatzkräfte zu reduzieren kann unter Umständen Ergebnisse liefern, die nicht mehr auf der sicheren Seite liegen.

Der Unterschied zwischen der Stoß- und der Erdbebenbelastung besteht darin, daß die seismische Erregung eine durch Bodenwellen hervorgerufene in der ganzen Bodenmasse zyklisch transient indirekt wirkende Belastung ist, während die stoßartige Erregung eine monotone, relativ kurze Laststeigerung zur Folge hat und direkt über das Stützbauwerk auf den Boden wirkt.

### 2.1.1 Mononobe - Okabe – Verfahren [15, 17]

Die wohl früheste und am häufigsten angewandte Methode zur Bestimmung der dynamischen Erddruckkräfte infolge Erdbebeneinwirkung ist die pseudostatische Methode von Mononobe und Okabe, welche auf der Theorie von Coulomb [3] basiert.

Die Kräfte auf den Erdkörper hinter der Stützkonstruktion infolge statischer und dynamischer Belastung werden in gleicher Weise betrachtet. Das Verfahren ist als die „Methode der quasi statischen Ersatzlasten“ in die Literatur eingegangen. Beim Erdbebenfall wird angenommen, daß im gesamten Erdkörper hinter der Stützwand zusätzlich zur lotrechten Erdbeschleunigung  $g$  eine seismische Horizontalbeschleunigung  $a_h$  sowie eine Vertikalbeschleunigung  $a_v$  wirken, wobei die Wirkungsrichtung frei ist.

Die Annahme der Methode, daß sich der Boden hinter der Wand wie ein starrer Körper verhält, berücksichtigt nicht die Verteilung des dynamischen Erddruckes über die Höhe der Wand. Eine weitere Annahme liegt in der Festlegung der Höhe  $h_{PE}$  des Lastangriffspunktes bei einem Drittel der Wandhöhe  $H$ , wie im statischen Fall bei starren Stützwänden mit einer Parallelverschiebung zu erwarten ist.

Der maßgebende Parameter bei Benutzung der Mononobe - Okabe - Gleichung ist die Wahl des horizontalen seismischen Koeffizienten  $k_h$ . Dieser Koeffizient ist als Quotient aus der horizontalen Bodenbeschleunigung  $a_h$  und der Erdbeschleunigung  $g$  definiert. Diesbezüglich empfohlene Werte variieren zwischen 0,05 und 0,5, die einem Drittel bis der Hälfte der Spitzenbeschleunigung des Entwurfserdbebens entsprechen. Der Einfluß der vertikalen Beschleunigung  $a_v$  wird durch den vertikalen seismischen Koeffizient  $k_v$  berücksichtigt.

Die Mononobe - Okabe - Gleichung beschreibt das Gleichgewicht für einen von einer ebenen Gleitfläche begrenzten Erdkeil. Alternativ kann man die Gleichgewichtsbedingungen für verschiedene Gleitflächenwinkel  $\theta$  schreiben (siehe Bild 2). Um den kleinsten Erdwiderstand  $E_{PE}$  zu finden, ist es notwendig die Resultierende  $E$  für mehrere Werte von  $\theta$  zu berechnen (siehe Bild 3). Der Gleitflächenwinkel  $\theta_{PE}$  entspricht der Geometrie des Erdkeils, für die man den kleinsten Erdwiderstand  $E_{PE}$  erhält, welcher kleiner als der statische Wert  $E_p$  ist.

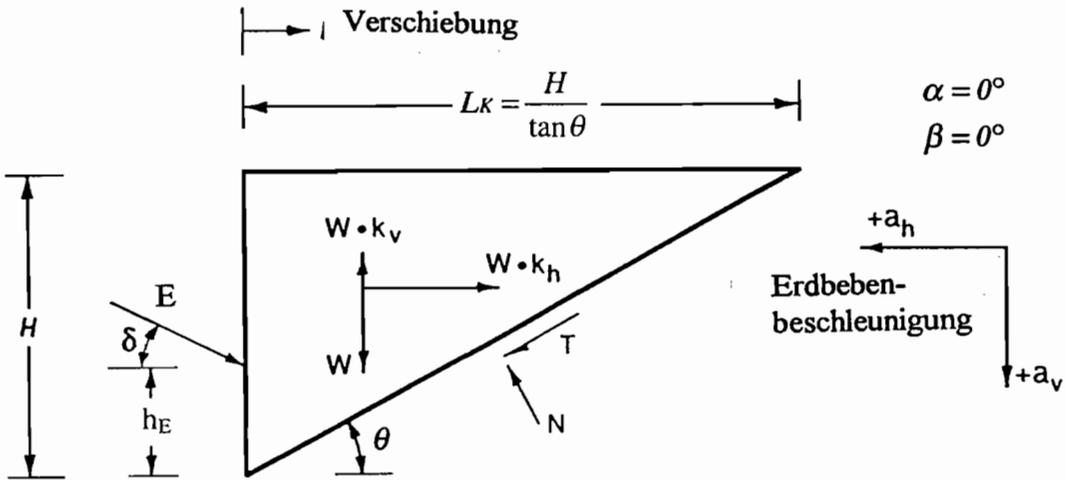


Bild 2. Bezeichnungen am Erdkeil nach Mononobe - Okabe - Verfahren

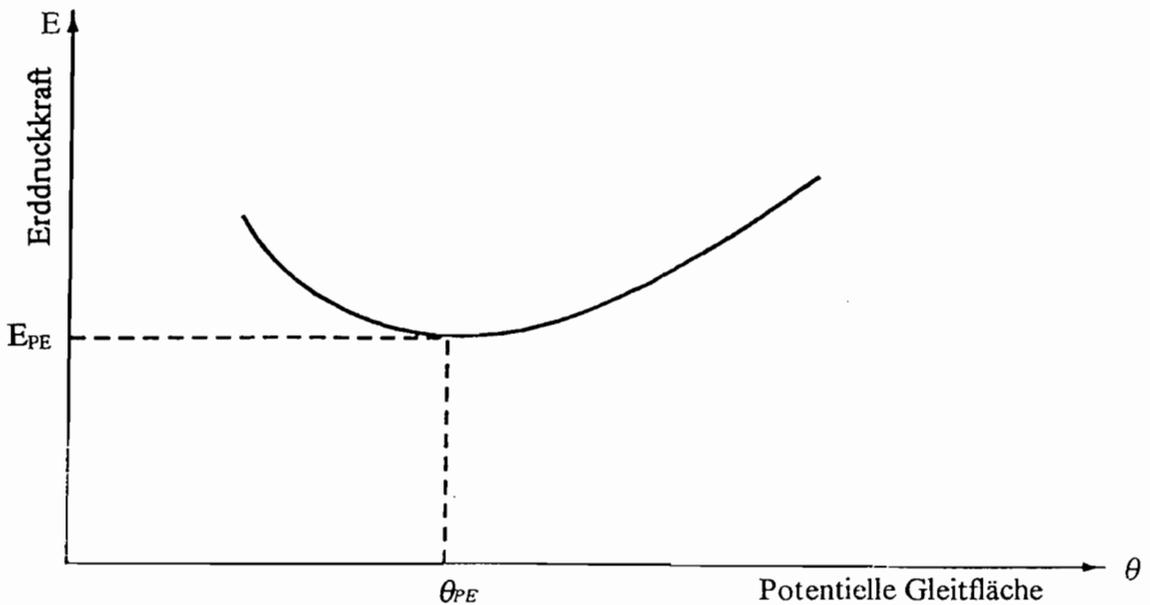


Bild 3. Bestimmung der Resultierende  $E_{PE}$

Der gesamte passive Erddruck eines kohäsionslosen Bodens ist

$$E_{PE} = K_{PE} \left\{ \frac{1}{2} [\gamma(1 - k_v)] H^2 \right\} , \quad (1)$$

wobei

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi)}{\cos \psi \cos(\psi + \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \psi)}{\cos(\psi + \delta)}} \right]^2} \quad (2)$$

der passive quasi-statische Erddruckbeiwert

und

$$\psi = \tan^{-1} \left[ \frac{k_h}{(1 - k_v)} \right] \quad (3)$$

der seismische Trägheitswinkel ist. Hierbei ist  $\phi$  der innere Reibungswinkel und  $\delta$  der Wandreibungswinkel.

Der seismische Trägheitswinkel  $\psi$  stellt den Winkel zwischen der Vertikalen und der Resultierenden aus Gewichtskraft und Trägheitskräften dar.

Der Neigungswinkel  $\theta_{PE}$  der ebenen Gleitfläche ergibt sich zu

$$\theta_{PE} = \psi - \phi + \tan^{-1} \left( \frac{\tan(\phi - \psi) + c_{1PE}}{c_{2PE}} \right) \quad (4)$$

wobei

$$c_{1PE} = \sqrt{[\tan(\phi - \psi)][\tan(\phi - \psi) + \cot(\phi - \psi)][1 + \tan(\delta + \psi) \cot(\phi - \psi)]} \quad (5)$$

und

$$c_{2PE} = 1 + \{ \tan(\delta + \psi) \} [ \tan(\phi - \psi) + \cot(\phi - \psi) ] \quad (6)$$

ist.

Als Beispiel wurde in [16] mit dem Verfahren von Mononobe und Okabe eine starre vertikale Wand unter einer Erdbewegung mit  $k_h = 0,30$  und  $k_v = 0$  berechnet. Mit einem Wandreibungswinkel  $\delta = 15^\circ$  und einem Sand mit  $\phi = 30^\circ$  ergab sich der dynamische passive Erddruckbeiwert zu  $K_{PE} = 3,8$  und die Länge des Erdkeils zu  $L_K = 3,3H$ .

Genau wie im statischen Fall, mit der Annahme einer geraden Gleitfläche, kann die Benutzung der Mononobe - Okabe Gleichung bei Vorhandensein von Wandreibung zu einer Überschätzung des passiven Erdwiderstandes und des Sicherheitsfaktors führen.

### 2.1.2 Ebeling - Morrison – Verfahren [16]

Hier wird für die Form der Gleitfläche eine logarithmische Spirale angenommen. Weiter werden die selben Annahmen wie bei dem Mononobe - Okabe - Verfahren angesetzt. Sie liegen in der Festlegung, daß der Boden sich hinter der Wand wie ein starrer Körper verhält und der Lastangriffspunkt  $h_E$  bei einem Drittel der Wandhöhe  $H$  liegt (siehe Bild 4).

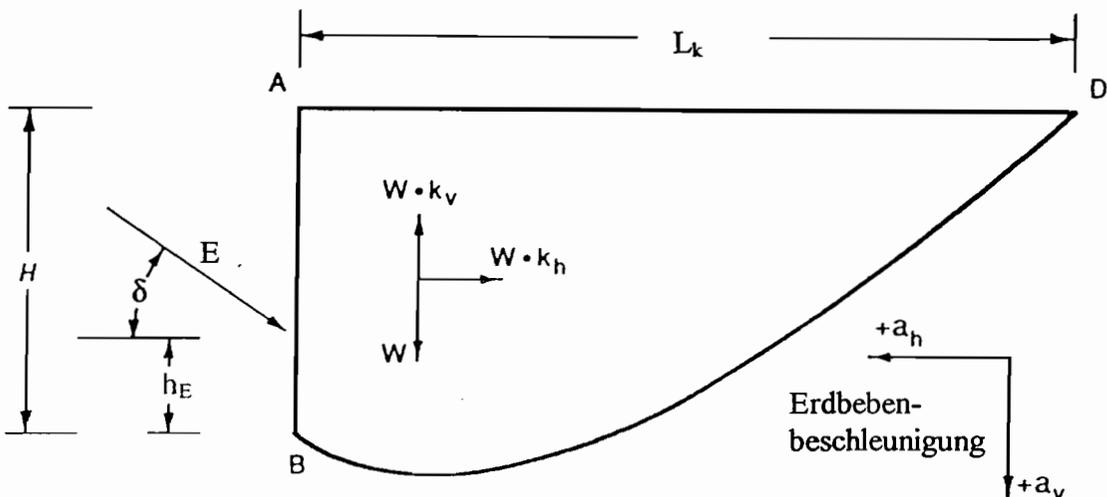


Bild 4. Prinzipskizze für eine logarithmische Gleitfläche

Diese Methode berücksichtigt auch nicht die Verteilung des dynamischen Erdwiderstandes über die Höhe der Wand.

Mit diesen Annahmen haben Ebeling und Morrison ein Rechenprogramm entwickelt, um die Ergebnisse mit denen von Mononobe - Okabe zu vergleichen.

Man erhält, daß die Geometrieunterschiede zwischen den beiden Gleitflächen mit wachsendem Wandreibungswinkel  $\delta$  zunehmen. Für  $\delta = 0$  stimmen die beiden Gleitflächen überein, die logarithmische Spirale geht in eine Gerade über. Sowohl die Länge des Erdkeils  $L_K$  als auch die Größe des passiven Erddruckbeiwertes  $K_{PE}$  nach dem Ebeling - Morrison - Verfahren sind immer kleiner als nach dem Mononobe - Okabe - Verfahren wobei die Unterschiede mit wachsendem  $\delta$  zunehmen (siehe Bild 5, 6 und 7).

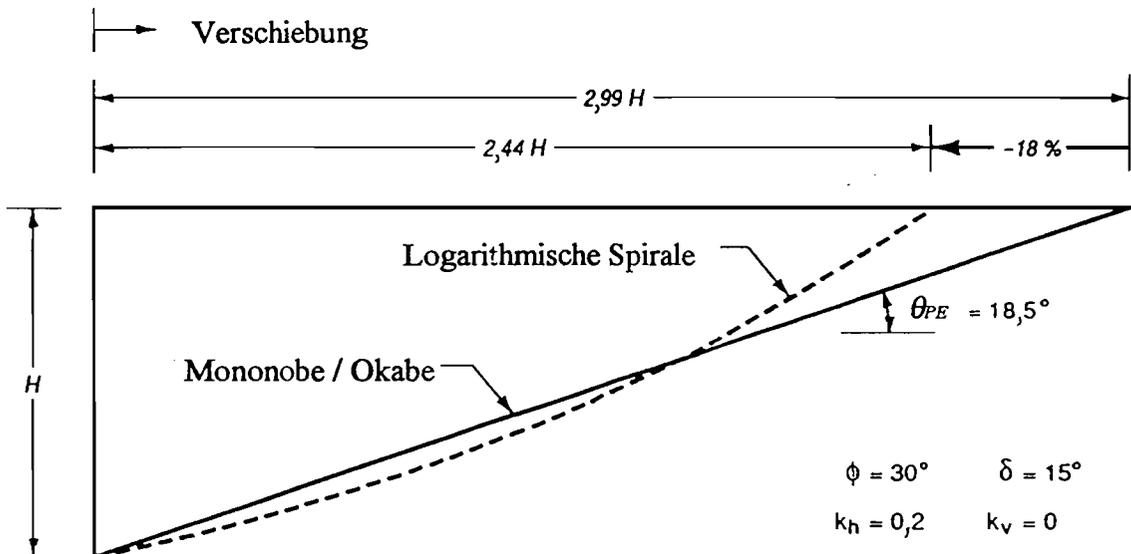


Bild 5. Mononobe - Okabe im Vergleich zum Ebeling - Morrison - Verfahren für  $\delta = 1/2 \phi$

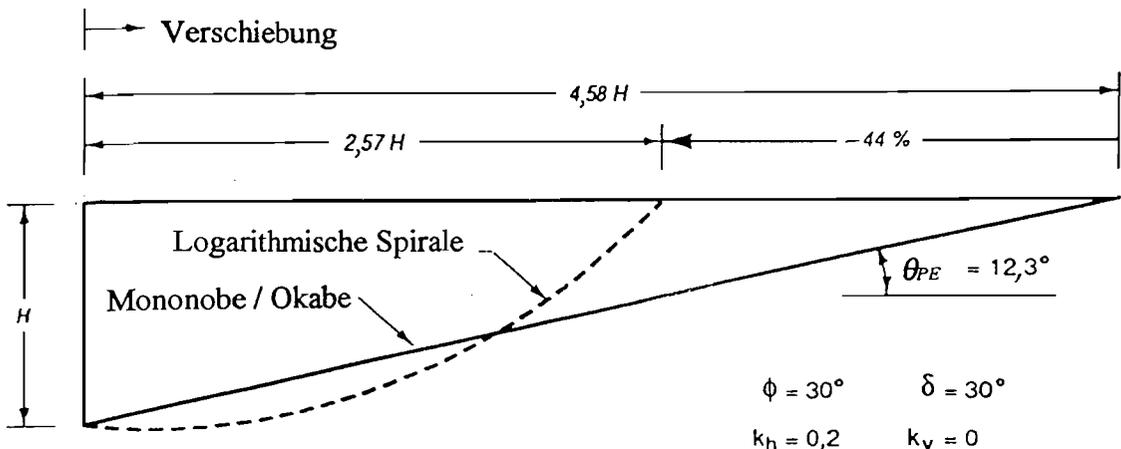


Bild 6. Mononobe - Okabe im Vergleich zum Ebeling - Morrison - Verfahren für  $\delta = \phi$

Ebeling und Morrison kommen zu der Schlußfolgerung, daß die Verfahren mit logarithmischer Gleitfläche genauere Lösungen liefern als das Verfahren mit ebener Gleitfläche nach Mononobe - Okabe.

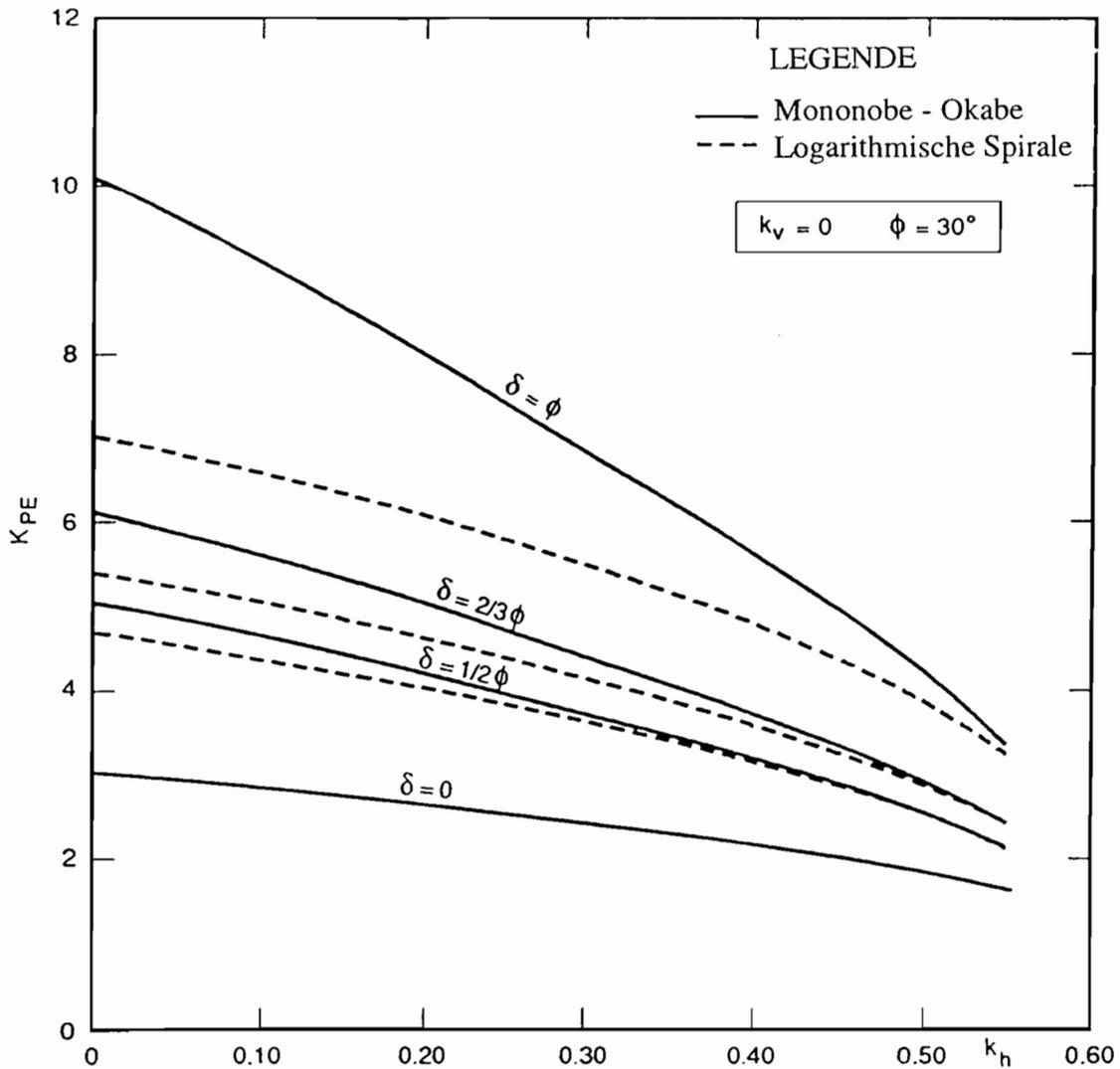


Bild 7. Passiver Erddruckbeiwert  $K_{PE}$  in Abhängigkeit von  $k_h$ , für verschiedene  $\delta$

Die beiden vorgestellten Verfahren stellen den Ausgangspunkt für eine Vielzahl von Erweiterungen dar, die sich u.a. mit der Frage des Angriffspunktes der resultierenden dynamischen Erddruckkraft befassen.

### 2.1.3 Lamellenverfahren nach Chugh [2]

Während die vorgenannten Verfahren nur das Gleichgewicht der Kräfte erfüllen, schlägt Chugh für die Berechnung des dynamischen passiven Erddrucks ein Verfahren vor, das sowohl das Gleichgewicht der Kräfte als auch das Gleichgewicht der Momente erfüllt. Diese Vorgehensweise basiert auf der Grenzgleichgewichtstheorie und baut auf dem Lamellenverfahren auf. Da die Verteilung des passiven Erddrucks nicht ermittelt werden kann, muß auch hier die Richtung der Resultierenden angenommen werden.

In Bild 8 ist das Prinzip des Verfahrens dargestellt. Die Kräfte, die auf der Lamelle „abcd“ wirken, sind aus Bild 9 zu ersehen.  $F_e = kW$  ist die Ersatzkraft, die der Erdbebenbeschleunigung  $a = kg$  entspricht, wobei  $k = \sqrt{k_h^2 + k_v^2}$  ist. Ihr Angriffspunkt liegt im Schwerpunkt der Lamelle, und sie wirkt unter einem Winkel  $\psi$  zur Horizontalen.

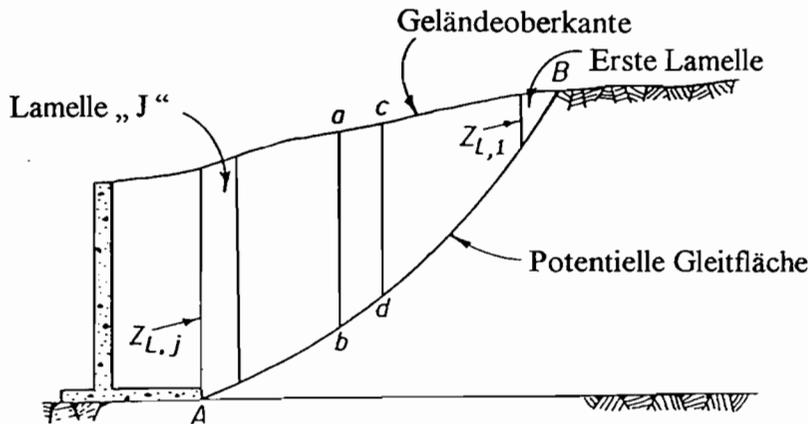


Bild 8. Prinzipskizze des Lamellenverfahrens

Aus dem Gleichgewicht der Kräfte im Bild 9 ergibt sich

$$Z_L = Z_R + \frac{1}{\cos(\delta + \theta) \left( 1 - \frac{1}{F} \tan(\delta + \theta) \tan \phi \right)} \left[ \frac{1}{F} c \cdot b \sec \theta + W \sin \theta + \right. \\ \left. \frac{1}{F} (W \cos \theta - N) \tan \phi - F_e \cos(\theta + \psi) \left( 1 - \frac{1}{F} \tan(\theta + \psi) \tan \phi \right) \right] \quad (7)$$

und aus dem Gleichgewicht der Momente

$$h_1 = \frac{Z_R}{Z_L} h_2 + \frac{b}{2} (\tan \delta + \tan \theta) \left( \frac{Z_R}{Z_L} + 1 \right) - \frac{F_e \cos \psi}{Z_L \cos \delta} (h_e - \tan \psi) \quad (8)$$

wobei  $F$  der Sicherheitsfaktor,  $c$  die Kohäsion und  $\delta$  die Neigung der Kraft zwischen den einzelnen Lamellen ist.

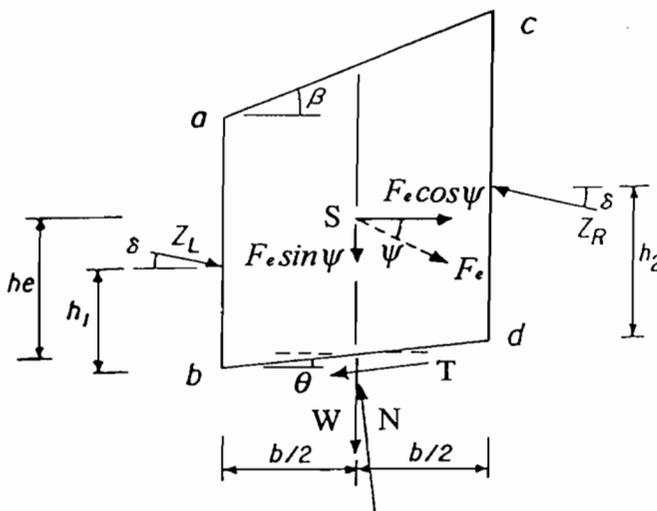


Bild 9. Gleichgewicht der Kräfte auf einer Lamelle

Für den statischen Fall ist  $F_e$  gleich Null zu setzen.

Mit den Gleichungen (7) und (8) wird zunächst  $Z_L$  und  $h_l$  für die erste Lamelle berechnet, und dann iterativ bis zur letzten Lamelle fortgefahren. Am Ende ergibt sich der gesamte dynamische passive Erddruck an der Stützwand. Der Neigungswinkel der Resultierende ist der gewählte Winkel  $\delta$ .

Dieses genauere theoretische Verfahren von Chugh ergibt für eine starre vertikale Wand, einen Geländeneigungswinkel  $\beta = 6^\circ$  und einen Sand mit  $\phi = 30^\circ$ , unter einer Erdbebenerregung mit  $k = 0,12$  und  $\psi = -34^\circ$ , daß die Resultierende des passiven Erddruckes bei 0,45 der Wandhöhe, ab Wandfuß gemessen, angreift. Hierbei wird eine gerade Gleitfläche und ein Neigungswinkel der Resultierenden von  $\delta = 3^\circ$  angenommen.

Es bleibt festzuhalten, daß die quasi-statischen Erddruckberechnungen das Problem grob vereinfachen und entscheidende Größen vernachlässigt werden, wie:

1. Wellenfortpflanzung im Boden
2. gesamte Erdbebencharakteristik (Stoßcharakteristik) mit wesentlichen Einflußgrößen wie Dauer und Form des Verlaufs (Beschleunigung, Geschwindigkeit und Verschiebung)
3. Wechselwirkung zwischen Baugrund und Bauwerk (vor allem im Bereich der Kontaktfläche)
4. Einflüsse der geometrischen Dämpfung (s. auch Punkt 1)
5. Abhängigkeit der Scherfestigkeit von der Größe der Schubverzerrungen mit den Veränderungen der Festigkeitseigenschaften
6. Einfluß der Wandträgheitskräfte.

## 2.2 Tragverhalten von vertikalen Pfählen bei horizontalem Stoß

### 2.2.1 Problemstellung

DIN 1072 Abschnitt 5.3 [4] sieht für den Fall des Aufpralls von Straßenfahrzeugen auf Stützen vor, daß der Querstoß durch eine waagrecht wirkende, als ruhend anzunehmende Einzellast von  $1000\text{ kN}$  berücksichtigt werden muß, die in  $1,2\text{ m}$  Höhe über der Straße parallel zur Längsachse des Verkehrsweges anzusetzen ist.

Gemäß DIN 4014 [5], darf bei stoßartiger horizontaler Einwirkung auf Bohrpfähle der Bettungsmodul näherungsweise um den Faktor 3 erhöht werden, wenn die maximale Horizontalverschiebung  $y$  kleiner als  $2\text{ cm}$  oder  $3\%$  des Pfahldurchmessers  $D$  ist. Eine Übertragung dieser Vorgehensweise auf die Berechnung des Erwiderstandes auf Stützkonstruktionen ist nicht ohne weiteres möglich. Das ist eine Näherung, die auf Versuchsergebnissen von Popp [18] beruht. Er führte in den Jahren 1969-1970 insgesamt fünf „wirklichkeitsgetreue“ Anprallversuche auf dem Bahnhofsgelände in Feldkirchen bei München durch. Dabei wurden Bodenbeschaffenheit, Lagerungsdichte, Material und konstruktive Durchbildung der Pfähle sowie die Aufprallgeschwindigkeit variiert. Er kam zu dem Ergebnis, daß die in der DIN 1072 vorgesehene Ersatzlast als ausreichend anzusehen ist. Durch Messung der Pfahlauslenkung und des Bodendruckes im gleichen Querschnitt, konnte er als ein weiteres Ergebnis die dynamischen Bettungsmoduli und deren Verlauf über die Tiefe darstellen. Aus den ermittelten Verläufen ergäbe sich durch die hohe Belastungsgeschwindigkeit eine Erhöhung des Bettungsmodules.

Auf die Anprallversuche von Popp wird im folgenden Unterkapitel näher eingegangen.

Weitergehende Untersuchungen zum Tragverhalten von Bohrpfählen unter Stoßbelastung sind bis zum heutigen Zeitpunkt nicht durchgeführt worden. In der Literatur sind zu diesem Thema deswegen keine weiteren Angaben zu finden. Von Kolymbas [13] und Franke [7] sind zwei Kommentare zu dem Bemessungsverfahren nach DIN 4014 vorhanden, die nachfolgend kurz aufgeführt sind.

Kolymbas [13] stellt in Frage, ob die dreifache Erhöhung des Bettungsmodul den erhöhten Bodenwiderstand infolge der Bodenviskosität und –trägeit realistisch wiedergibt. Zur Erklärung des erhöhten Widerstandes im Boden stellt Kolymbas die Energiebilanz auf. Mit Hilfe eines einfachen Beispiels setzt er die kinetische Energie der anprallenden Masse ins Gleichgewicht mit der Verformungsarbeit des Pfahles.

Ein Auto mit der Masse  $m = 1000 \text{ kg}$  möge mit der Geschwindigkeit  $v = 30 \text{ km/h}$  gegen einen Stahlbetonpfahl (Beton B25,  $d = 90 \text{ cm}$ ,  $l = 15 \text{ m}$ ) aufprallen. Der Bettungsmodul des Bodens sei  $k = 8 \text{ MN/m}^2$  (entsprechend einem steifen Ton). Es wird die maximale Pfahlkopfverschiebung und das maximale Biegemoment berechnet.

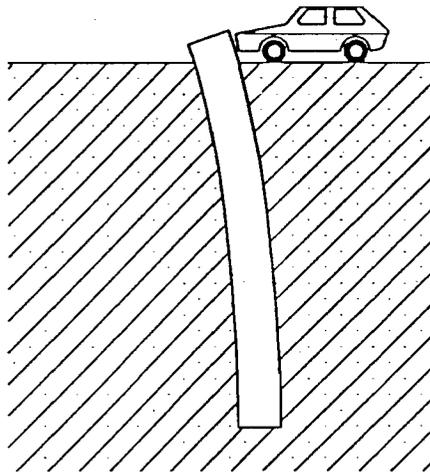


Bild 10. Beispiel zur horizontalen Stoßbelastung

Mit  $E = 30000 \text{ MN/m}^2$  und  $I = \pi d^4/64$  erhält man die elastische Länge des Pfahles

$$L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k}} = 4,69 \text{ m}. \quad (9)$$

Mit  $\lambda = l/L = 3,20$  erhält man für den am unteren Ende frei aufgelagerten Pfahl aus der Gleichung der Horizontalverschiebung am Kopf:

$$x_0 := x(z=0) = \frac{2H}{kL} \frac{\sinh \lambda \cosh \lambda - \sin \lambda \cos \lambda}{\sinh^2 \lambda - \sin^2 \lambda}, \quad (10)$$

die dimensionslose Pfahlkopfverschiebung  $x_0 kL/H = 2$ .

Aus der Gleichung des Biegemomentes:

$$M = -HL \frac{\sinh \lambda \sin \zeta \sinh(\lambda - \zeta) - \sin \lambda \sinh \zeta \sin(\lambda - \zeta)}{\sinh^2 \lambda - \sin^2 \lambda}, \quad (11)$$

erhält man  $M_{max} = 0,32HL$ , wobei  $\zeta = z/L$  ist.

Mit  $H = (kL/2)x_0$  beträgt also die Steifigkeit des Pfahlkopfs  $k = kL/2 = 18,76 \text{ MN/m}$ . Die Verformungsarbeit beträgt dann  $\int H dx_0 = \int \kappa x_0 dx_0 = \kappa(x_0^2/2)$ . Aus der Gleichsetzung der Verformungsarbeit mit der ursprünglichen kinetischen Energie

$$\kappa \frac{x_0^2}{2} = m \frac{v^2}{2} \quad (12)$$

erhält man  $x_0 = \sqrt{\frac{m}{\kappa}} v^2 = 0,06m$  und daraus  $H = \frac{kL}{2} x_0 = 1,14MN$ ,

$$M_{max} = 0,32HL = 1,71MNm.$$

Rechnet man mit den Formeln für den starren Pfahl, so erhält man:

$$\kappa = \frac{kl}{4} = 30 \frac{MN}{m}; \quad x_0 = \sqrt{\frac{m}{\kappa}} v^2 = 0,048m; \quad H = \kappa x_0 = 1,44MN;$$

$$M_{max} = \frac{4}{27} HL = 3,2MNm.$$

Das Biegemoment ist stark überschätzt.

Nach Kolymbas ist diese Energiebilanz jedoch fehlerhaft, da der Energieverlust durch Wellenabstrahlung und Bodenviskosität in Gleichung (12) nicht berücksichtigt ist. Dies führt zu einer Überschätzung der Pfahlverformung. Dieser Fehler könne durch eine dreifache Erhöhung des Bettungsmodules näherungsweise ausgeglichen werden. Man erhält dann:

$$L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{3k}} = 3,56m; \quad \lambda = l/L = 15/3,56 = 4,21; \quad x_0 kL/H = 2; \quad \kappa = \frac{kl}{2} = 42,74 \frac{MN}{m};$$

$$x_0 = \sqrt{\frac{m}{\kappa}} v^2 = 0,04m; \quad H = \kappa x_0 = 1,72MN; \quad M_{max} = 0,33HL = 2,02MNm.$$

Franke [7] kritisiert an der DIN 4014, daß „die Berücksichtigung der Trägheitskräfte vor allem des den Pfahl umgebenden Bodens auf diese summarische Weise den Einfluß der das Problem in Wirklichkeit beherrschenden Parameter natürlich nicht sehr genau erfassen

kann“. So sei die Massenträgheit wassergesättigter, kohäsiver Böden größer als die anderer Böden. Daneben ist auch die Stoßdauer und -amplitude zu beachten. Weitere Einschränkungen ergäben sich auch bei Pfahlgruppen, da hier „die dem einzelnen Pfahl zuzuordnende Bodenmasse durch die Pfahlabstände im Vergleich zum Einzelpfahl beschränkt ist“.

Desweiteren äußert sich Haupt [10] zum Problem der horizontalen Stoßbelastung von Pfählen. Bei impulsartiger Belastung sei eine dynamische Betrachtung nicht notwendig. Die Trägheitskraft, sowie die Dämpfung des Bodens und der Pfähle wäre zu vernachlässigen. Eine Berechnung mit der statischen Steifigkeit der Pfähle sei als ausreichend anzusehen. Diese Äußerung steht somit im starken Widerspruch zu der von Kolymbas [13], da dieser die dreifache Erhöhung des Bettungsmodules durch die auftretende Dämpfung begründet.

Zusätzlich stellt Block [1] in seiner Arbeit einige Ergebnisse von "Crashversuchen" zusammen, bei denen Anprallkräfte bis zu  $4\,000\text{ kN}$  aufgetreten sind. Daher ist die nach DIN 1072 anzusetzende statische Ersatzlast von  $1\,000\text{ kN}$  als zu gering anzusehen. Zusammenfassend betrachtet herrschen über das Tragverhalten von Bohrpfählen unter Stoßbelastung Unklarheiten, die einer Aufklärung bedürfen.

Zum Thema der harmonischen Pfahlbelastung ist umfangreichere Literatur vorhanden. Hierfür sind einige Berechnungsverfahren entwickelt worden. Sie sind unter Annahme eines linear-elastischen Bodenverhaltens erstellt worden. Weiterhin liegen auch Versuchsergebnisse von Pfahlversuchen unter harmonischer Belastung vor.

Daraus abgeleitete Erkenntnisse über das dynamische Tragverhalten von Pfählen können jedoch nicht auf andere Anwendungen, speziell auf den Fall der Stoßbelastung übertragen werden. Es gibt zu viele Größen, die einen Einfluß auf die Bodenparameter haben. Während der Boden bei kleinen Verformungen ein nahezu elastisches Verhalten zeigt, sind bei größeren Belastungen plastische Verformungen und damit Veränderungen der Bodenstruktur zu erwarten. Bei großen Verformungen zeigt der Boden hinsichtlich Dämpfung und Steifigkeit ein starkes Abweichen vom linear-elastischen Verhalten. In diesem Zusammenhang wäre der Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit und das Schwingungsverhalten einer mitschwingenden Bodenmasse von Interesse.

## 2.2.2 Anprallversuche von Popp [18]

Die Versuchsanlage ist in Längsschnitt und Draufsicht in Bild 11 dargestellt.

Das Versuchsfahrzeug (4), ein ausgemusterter LKW mit einem Gesamtgewicht von 18 Tonnen, wurde durch eine Dampflokomotive (1) in Richtung des Versuchspfahles (22) beschleunigt.

Die Seilführung ermöglichte es, daß sich Zugmaschine und Versuchsfahrzeug in entgegengesetzter Richtung bewegten und die Geschwindigkeit des Versuchsfahrzeuges den dreifachen Wert der Zugmaschine annahm. Es wurde somit eine maximale Geschwindigkeit des Versuchsfahrzeuges von 97,5 km/h erreicht.

Es wurden 5 Versuche an Stahlbetonpfählen mit Durchmessern von 0,8 und 1,2 m und an einem Stahlpfehl mit I – Profil durchgeführt. Die Pfähle hatten eine Länge von 11 m und eine Einbindetiefe von 6 m. Sie wurden in einer Baugrube (26) mit einer Tiefe von 6m und einem Durchmesser von 3,5 m in einen leicht sandigen Kies bzw. leicht bindigen Mischboden eingebettet.

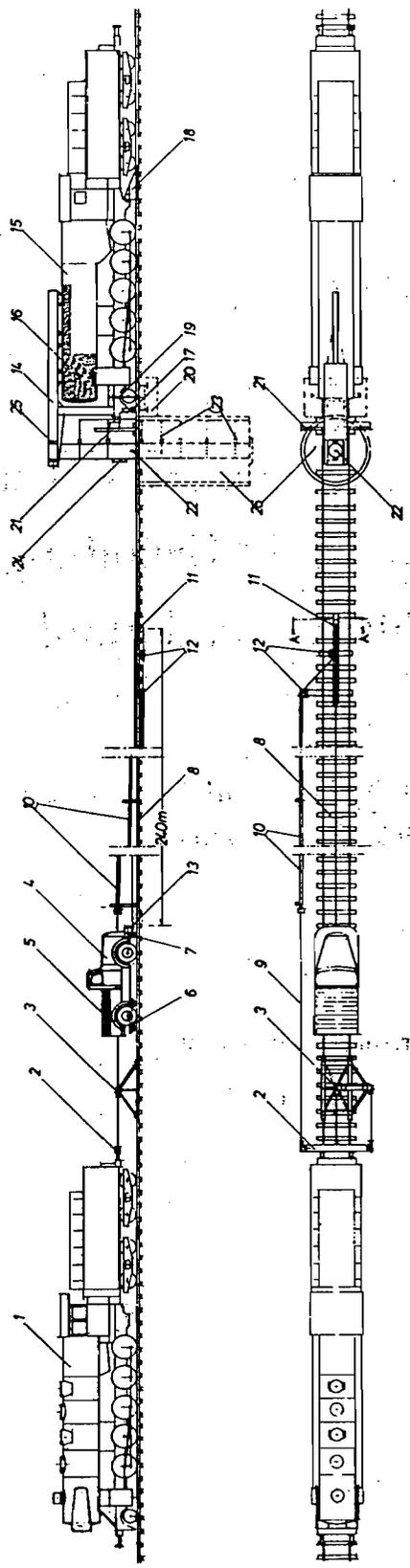
Die Pfahlköpfe waren in 4,75 m Höhe frei drehbar und seitlich unverschieblich bzw. federnd gelagert. Realisiert wurde das mit Hilfe einer Prellbockkonstruktion (14) und einer als Widerlager dienender Lokomotive (15).

Bei den Versuchen wurden folgende Größen über die Zeit gemessen:

1. Pfahlkopfkraft
2. Stoßkraft aus dem Anprall in 1,2 m Höhe über GOK
3. Biegemomente in 15 Querschnitten bei Stahlpfählen
4. Dehnungen und Betonspannungen in 8 Querschnitten bei Stahlbetonpfählen
5. Pfahlauslenkung über Induktiv-Wegaufnehmer in 8 Querschnitten
6. Bodendruck in 8 Querschnitten.

Popp kam durch seine Versuche zu folgenden Ergebnissen:

Im zeitlichen Verlauf der Stoßbelastung in 1,2 m Höhe über GOK sowie auch im Verlauf des Erddruckes treten drei Maximalwerte auf. Diese sind darauf zurückzuführen, daß das Fahrzeug aus mehreren Einzelmassen und Federn besteht. So sind die einzelnen Maxima dem aufeinanderfolgenden Aufprallen des Fahrzeugrahmens, des Fahrzeugmotors und der Ladung zuzuordnen.



Konstruktive Durchführung im Schnitt A-A

1	Zugmasch. Lok BR 44	14	Freibockkonstruktion
2	Pufferträger mit Seilführungsrollen	15	Lok BR 52 mit Tender
3	Festpunktbock mit 2 Seilrollen	16	Betonfüllung
4	Versuchsfahrzeug	17	Zusatz-Stützrollen
5	Ladung mit Lok- u. Wagenachsen	18	Zusatz-Freibock
6	Fahrgestell	19	Zuganker
7	Laufräder	20	Widerlager der Zuganker
8	Versuchsglied	21	Schutzwand aus Gleisschwellen
9	Zugseil	22	Versuchsstahl
10	Seilführungsrohre	23	Induktivwegaufnehmer
11	Ausfallkontrolle	24	Druckstück im Hauptstoßpunkt
12	Seilumlenkrollen	25	Druckstück im oberen Stoßpunkt
13	Vorrichtung für Zugseilanschluf	26	Versuchsgrube

Bild 10. Aufprall-Versuchsanlage von Popp [18]

Als maximale Stoßkraft ergibt sich  $2800\text{ kN}$ . Die Stoßzeiten lagen zwischen  $0,2$  und  $0,4\text{ sec}$ . Nach Popp sind die maximalen Stoßkräfte für die Beanspruchungen des Pfahles nicht maßgebend, da ihre Wirkungsdauern zu kurz sind. Entscheidend soll der zeitliche Verlauf des Stoßkraftmittelwertes sein. Durch die Mittelung reduziert sich der maximale Stoßkraftwert auf etwa  $1200\text{ kN}$ . Somit sei die in der DIN 1072 Abschnitt 5.3 für den Fall des Aufpralls von Straßenfahrzeugen vorgesehene statische Ersatzlast von  $100\text{ MP}$  ( $=1000\text{ kN}$ ) in  $1,2\text{ m}$  Höhe als ausreichend anzusehen, zumal Popp seine Versuchsrandbedingungen mit  $v_{\max} = 97,5\text{ km/h}$  als zu extrem betrachtet.

Durch die hohe Belastungsgeschwindigkeit ergäbe sich eine Erhöhung des Verformungsmoduls. Dies macht sich in den Werten der Bettungsmoduli bemerkbar. Durch Messung der Pfahlauslenkung  $w(x)$  und des Bodendruckes  $p(x)$  im gleichen Querschnitt, war es möglich den Verlauf des Bettungsmoduls  $k(x)$  über die Tiefe zu ermitteln (siehe Bild 12).

$$p(x) = k(x)w(x). \tag{13}$$

Popp gibt zwei Gleichungen an, jeweils für bindige und nicht bindige Böden.

Versuch Nr. 2	Versuch Nr. 3	Versuch Nr. 4	Versuch Nr. 5
$k(x) = k_{\max} \left[ 1 - e^{-5.5 \frac{x}{t}} \right]$	$k(x) = k_{\max} \left[ 1 - e^{-5.5 \frac{x}{t}} \right]$	$k(x) = k_{\max} \left[ 1 - e^{-5.5 \frac{x}{t}} \right]$	$k(x) = k_{\max} \left[ 1 - e^{-2.5 \frac{x}{t}} \right]$
$k_{\max} = 46,2\text{ kp/cm}^3$	$k_{\max} = 63,4\text{ kp/cm}^3$	$k_{\max} = 81\text{ kp/cm}^3$	$k_{\max} = 17\text{ kp/cm}^3$

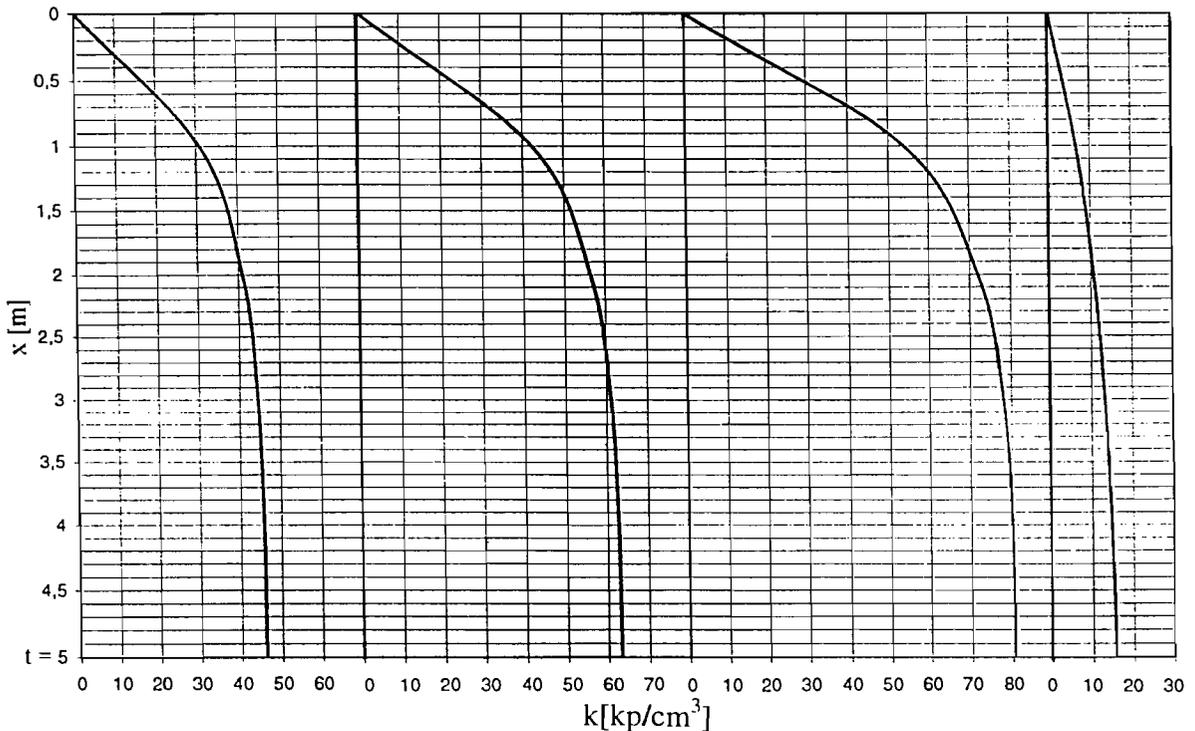


Bild 12. Grafische Darstellung des Bettungsmoduls, Popp [18]

Bei Versuch Nr. 2 lag ein leicht sandiger Kies vor, bei den Versuchen Nr. 3 und Nr. 4 wurden die Pfähle in leicht kiesigen Sand eingebettet und für Versuch Nr. 5 verwendete man einen leicht bindigen Mischboden. Die Werte gelten für Pfähle mit einer Einbindelänge von  $t = 6m$ . Bei größeren Einbindelängen ist der Wert  $k_{max}$  bis zum Pfahlfuß als konstant anzunehmen.

Der Grund für die Empfehlung der DIN 4014 den statischen Bettungsmodul bei Anprallbelastung um den Faktor 3 zu erhöhen ist aus dem Bericht von Popp nicht direkt nachvollziehbar. Anhand seiner Meßergebnisse, die sehr hohe Maximalwerte zeigen, erscheint eine generelle Erhöhung des Bettungsmoduls plausibel.

### 2.2.3 Modellversuche von Grundhoff [8]

Zur Untersuchung des Tragverhaltens von vertikalen Pfählen bei horizontalem Stoß wurden Zentrifugen-Modellversuche durchgeführt. Diese haben nach Meinung von Grundhoff den großen Vorteil, daß das gleiche Spannungsniveau wie in einem realen Aufprallversuch mit einem Lkw erzeugt wird, aber der Aufwand wesentlich geringer ist. Dadurch wurde das spannungsabhängige nichtlineare Verhalten des Bodens berücksichtigt.

Für den Modellversuch ist eine Belastungseinrichtung konstruiert worden, mit der eine Stoßkraft aufgebracht werden kann, die dem Aufprall eines Lastkraftwagens entspricht.

In dem Versuch zeigte sich, daß bei einer Berechnung nach dem bisherigen Bemessungsverfahren nach DIN 4014 die auftretenden Schnittgrößen im Pfahl bei weitem unterschätzt werden. Das maximal auftretende Biegemoment im Modellversuch war um 100% größer als nach DIN 4014.

Mit einer dreifachen Erhöhung des Bettungsmodules nach DIN 4014 [5] kann das in Wirklichkeit auftretende Tragverhalten nicht erfaßt werden. Der Energieverlust durch Wellenabstrahlung, welcher nach Kolymbas [13] näherungsweise durch die dreifache Erhöhung des Bettungsmodules erfaßt wird, wirkt sich auf die maximal auftretenden Schnittgrößen im Pfahl nicht aus.

Da sich der Boden im Nahfeld des Pfahles im plastischen Bereich befindet, ist als maßgebender Dämpfungsmechanismus nicht die Abstrahlungsdämpfung, sondern die hysteretische Materialdämpfung zu sehen. Der Energieverlust durch Materialdämpfung ist durch die Aneinanderreibung der Körner begründet und ist gekennzeichnet durch bleibende Verformungen im Baugrund. Am Pfahlkopf hat sich nach einer max. Verschiebung von  $w = 7,2 \text{ cm}$  eine bleibende Verschiebung von  $w = 2,5 \text{ cm}$  eingestellt. Aus der kaum vorhandenen Schwingung folgt, daß die Dämpfung bei ca.  $D = 100\%$  liegt. Als ein Ergebnis kann festgehalten werden, daß die Bodendämpfung nur einen geringen Einfluß auf die maximale Beanspruchung hat, das Ausschwingverhalten und die plastischen Verformungen aber stark beeinflußt.

Eine Vergleichsrechnung mit dem Ansatz der maximalen Kraft  $P = 1300 \text{ kN}$  aus dem Stoßverlauf und dem Ansatz des einfachen statischen Bettungsmodules hat eine gute Annäherung an die Versuchsmomentenkurve gezeigt. Dies bestätigt die Vermutung, daß die Dämpfung auf die maximale Beanspruchung kaum Einfluß hat. Eine Vernachlässigung der Trägheitskräfte macht sich durch einen schnelleren Abbau des Momentes im oberen Pfahlbereich bemerkbar.

Das nichtlineare Verhalten des Bodens ist bei dieser Berechnung durch den Ansatz eines linear äquivalenten Bettungsmodules berücksichtigt worden. Die Verformungsabhängigkeit des Bettungsmodules ist in einer Bettungsmodul-Verschiebungsfunktion nach Kotthaus [14] berücksichtigt. In Abhängigkeit von der Horizontalkraft an Geländeoberkante, kann ein linear äquivalenter Bettungsmodul abgelesen werden.

Grundhoff schlußfolgert, daß eine einfache statische Berechnung unter Vernachlässigung der Dämpfung und der Trägheitskräfte und unter Ansatz eines linear äquivalenten horizontalen Bettungsmodules eine gute Näherungslösung darstellt. Die bisherige Bemessung nach DIN 4014 ist zu überdenken.

Da das Verhalten von Pfählen unter Stoßbelastung eher ein räumliches Problem ist, bleibt die Übertragbarkeit der Ansätze auf ebene Stützkonstruktionen fraglich.

### 2.3 Verhalten von Stützwänden bei Schiffsstoß [11, 12]

Die bis jetzt einzigen uns bekannten Literaturquellen, die sich mit der Problematik des passiven Erddruckes auf Stützkonstruktionen bei stoßartiger Belastung beschäftigen, sind die Arbeiten von Holzlöhner über den Schiffsstoß auf Bauwerke. Der Lastfall Schiffsstoßanprall unterscheidet sich vom Kraftzeuganprall hinsichtlich der Masse und Geschwindigkeit.

Nach Holzlöhner wäre es am einfachsten, wenn man eine "statische Analyse" durchführen könnte. Hierunter soll verstanden werden, daß man den Maximalwert des Stoßkraftverlaufs als statisch wirkend ansetzt. Inwieweit man die statische Betrachtungsweise beibehalten kann, hat seine Untersuchung gezeigt. Wenn Trägheitskräfte berücksichtigt werden, wird hier von „dynamischer Analyse“ gesprochen.

Seiner Meinung nach ist der dynamische Bruch räumlich nicht so ausgedehnt und spielt sich mehr in den dicht hinter der Wand benachbarten Bodenbereichen ab.

Für die Untersuchung des dynamischen Bruchmechanismus legt er „der Einfachheit halber“ die einfache Kinematik von Coulomb zugrunde. Für das Beispiel „horizontale Beschleunigung  $\ddot{w}$  gleich doppelter Erdbeschleunigung  $g$ “ ergibt sich eine Gleitflächenneigung von  $40^\circ$  gegenüber  $30^\circ$  bei alleiniger Berücksichtigung der Gravitation. Für den Schiffsstoß dürfte diese Beschleunigung kaum überschritten werden. Deshalb sei für diesen Fall die Beeinflussung der Gleitflächenneigung durch Trägheitskräfte mit der variierten Kinematik als „schwach“ zu bezeichnen.

Früher durchgeführte Aufprall- und Eindringversuche bewiesen, daß die „dynamische“ Bruchkinematik sich erst bei wesentlich höheren Beschleunigungen, als sie bei einem Schiffsstoß zu erwarten sind, vom statischen Fall merklich unterscheidet. Deshalb wurde bei der dynamischen Berechnung der Wand unter Schiffsstoß die Gleitflächenneigung des statischen Problems zugrundegelegt.

Im Rechenmodell nach Holzlöhner wurde eine Stützwand unter horizontalem Schiffsstoß betrachtet. Ziel der Untersuchung sei, Gemeinsamkeiten und Unterschiede zur statischen Berechnung desselben Systems festzustellen. Es wurde parallele Wandverschiebung,

Wandreibungs-winkel Null und eine ebene Gleitfläche angenommen. Da bei der dynamischen Berechnung die Verschiebung eine maßgebende Rolle spielt, wurde der mobilisierte Erdwiderstand von der Verschiebung abhängig gemacht.

Hiermit ergibt sich nach Vogt [22] für den Erdwiderstand auf eine Wand der Höhe  $H$  und Breite  $b$

$$E(w) = \frac{1}{2} \rho g H^2 b \left[ K_0 + (K_p - K_0) \frac{w}{aH} \ln \frac{1 + \frac{w}{aH}}{\frac{w}{aH}} \right]. \quad (14)$$

Hierbei ist  $z$  die Tiefenordinate,  $K_0$  der Ruhedruckbeiwert,  $K_p$  der passive Erddruckbeiwert,  $w$  die horizontale Wandverschiebung,  $a$  eine dimensionslose Konstante, die für dichten Sand bei 0,03, für lockeren bei 0,10 liegt.

Für  $w \rightarrow \infty$  geht  $E(w)$  nach  $E_p$  über, wobei  $E_p$  der statische maximale Erdwiderstand nach Coulomb [3] ist:

$$E_p = \frac{1}{2} \rho g H^2 b \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right). \quad (15)$$

Für  $w = aH = w_{s,75}$  (16)

hat  $E(w)$  ungefähr 75 % von  $E_p$  nach Gleichung (15) erreicht.

Damit die Modellvorstellung in sich konsistent ist, wurde - abweichend von Coulomb - angenommen, daß der Erdkeil sich nacheinander, also nicht als Monolith, in Bewegung setzt (siehe Bild 13).

Die mitbewegte Masse wird annähernd proportional mit dem mobilisierten Erdwiderstand anwachsen. Soll für  $w = aH$  auch gerade 75 % der Masse des Gleitkeils aktiviert sein, dann erhält man für die Mobilisierung der Masse  $m(w)$ :

$$m(w) = m_{sw} + \frac{\rho H^2 b}{2 \tan \theta} \left[ \frac{w}{aH} - \left( \frac{w}{2aH} \right)^2 \right]; \quad 0 \leq w \leq 2aH \quad (17)$$

Hierbei ist  $m_{sw}$  die Masse der Stützwand. Für  $w = 2aH$  ist der ganze Gleitkeil mobilisiert, die aktive Masse bleibt dann bei weiterer Verschiebung konstant.

Die Wand und die Hinterfüllung wurden als Feder-Masse-System berechnet, wobei sowohl die Feder als auch die Masse von der Verschiebung abhängen. Zunächst wurde die Schiffsstoßkraft als eingepreßte, unabhängig von der Wandverschiebung vorgegebene Last behandelt. Das Rückschwingen wurde nicht berechnet. Die Berechnung wurde abgebrochen, wenn das Verschiebungsmaximum erreicht ist.

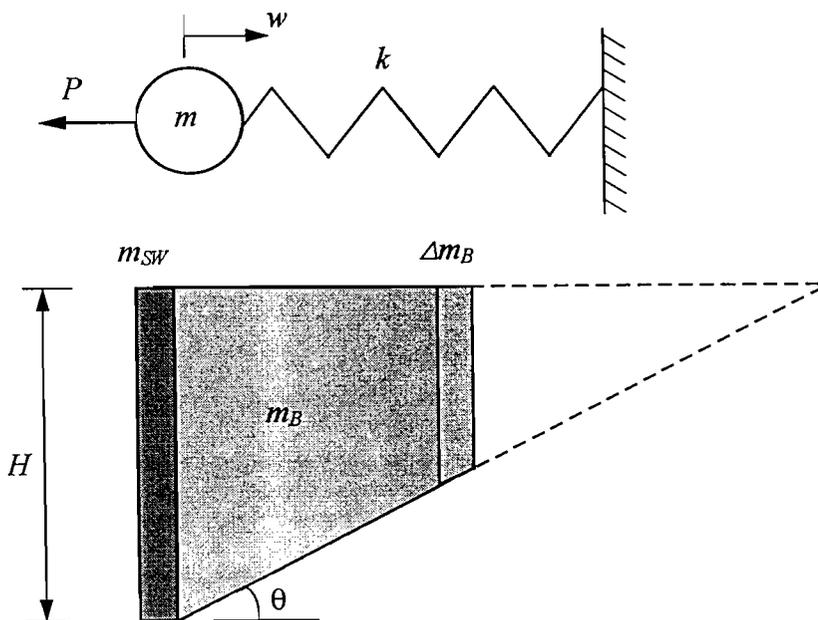


Bild 13. Modellierung des Problems als ein Feder-Masse-System

Mit diesen Annahmen wurde ein Rechenverfahren entwickelt, das auf der Differentialgleichung des oben skizzierten Systems basiert (siehe Bild 14). Die Berechnung erfolgt in Zeitschritten  $j=j(t)$ . Für jeden Zeitschritt  $j$ ,  $0 < t \leq \Delta t$ , wird die Differentialgleichung

$$m \cdot \ddot{w} + k \cdot w + P = 0 \quad (18)$$

mit den Anfangsbedingungen für  $t = 0$ :

$$\begin{aligned} w &= w_{j-1} \\ \dot{w} &= \dot{w}_{j-1} \end{aligned} \quad (19)$$

angesetzt. Ihre Lösung ist

$$w = \frac{\dot{w}_{j-1}}{\omega} \sin \omega t + \left( w_{j-1} + \frac{P}{k} \right) \cos \omega t - \frac{P}{k} \quad (20)$$

$$\dot{w} = \dot{w}_{j-1} \cos \omega t - \omega \left( w_{j-1} + \frac{P}{k} \right) \sin \omega t \quad (21)$$

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (22)$$

Hierbei ist  $m$  die am Anfang des Intervalls mobilisierte Masse

$$m = m_{sw} + m_B \quad (23)$$

und  $k$  die mittlere während des Zeitschritts wirkende Federkonstante

$$k = \frac{E(w_j) - E(w_{j-1})}{w_j - w_{j-1}} \quad (24)$$

$E(w)$  ist der Erdwiderstand nach Gleichung (14). Bild 14 zeigt den Verlauf des Erdwiderstandes  $E(w)$ , der in einem kleinen Intervall  $w_{j-1} < w \leq w_j$  durch eine Gerade ersetzt ist.

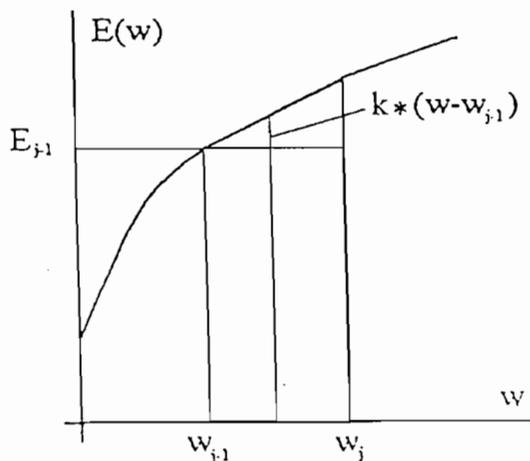


Bild 14. Approximieren des Erdwiderstands  $E(w)$  durch eine Gerade in kleinen Intervallen

Für den gesamten Erdwiderstand ergibt sich

$$E(w) = E_{j-1} + k \cdot (w - w_{j-1}) \quad (25)$$

Der Term  $k \cdot w$  ist bereits in der Differentialgleichung (18) berücksichtigt, die anderen beiden Terme sind in

$$P = E_{j-1} - k \cdot w_{j-1} - F + T \quad (26)$$

enthalten, wobei  $F$  die Schiffsstoßkraft ist.

$T$  ist die Trägheitskraft, die entsteht, wenn, die im Intervall neu hinzukommende Masse  $\Delta m_B$ , von 0 auf  $\dot{w}_j$  beschleunigt wird. Für Systeme mit veränderlicher Masse ist die Gesamtträgheitskraft  $T_g$  gleich der Änderung des Impulses

$$T_g = \frac{d(m\dot{w})}{dt} = m \frac{d\dot{w}}{dt} + \frac{dm}{dt} \dot{w} = m\ddot{w} + \frac{dm}{dw} \dot{w}^2 \quad (27)$$

Der erste Summand ist in der Differentialgleichung (14) berücksichtigt. Der zweite Summand

$$T = \frac{dm}{dw} \dot{w}^2 \quad (28)$$

wird, um die Differentialgleichungen nicht allzu sehr zu komplizieren, im Intervall durch eine Konstante ersetzt, wobei sich  $dm/dw$  aus Gleichung (17) ergibt und  $dw$  und  $\dot{w}$  aus den Werten  $w_{j-1}, \dot{w}_{j-1}, w_j, \dot{w}_j$  näherungsweise bestimmt werden.

Auch in den Gleichungen (24) und (25) bzw. (26) tritt die Verschiebung  $w_j$  am Ende des Zeitschritts auf. Da  $w_j$  und  $\dot{w}_j$  zunächst noch unbekannt sind, werden ihre Werte zunächst vorgeschätzt und dann iterativ verbessert.

Der Erdwiderstand für die Verschiebung Null,  $E(0)$  wird gleich dem Ruhedruck  $E_0$  und so lange  $F < E_0$ , wird die Verschiebung Null gesetzt.

Weiterhin hat Holzlöhner Beispielrechnungen bei Schiffsstoß für eine große Parametervariation durchgeführt. Sie zeigten, daß für den Frontalstoß die Standsicherheit der Wand mit einer statischen Analyse geprüft werden kann. Die mit der dynamischen Analyse berechneten Maximalverschiebungen überschreiten die entsprechenden statischen Werte um 20% bis 30%. Dieser Überschwingeffekt sei bei massigen Stützwänden aus Stahlbeton besonders groß.

### 3. Eigene experimentelle Untersuchungen

Da die Durchführung von Versuchen eine unerläßliche Voraussetzung zur Lösung des Problems ist, wurden hier Modellversuche im Labor durchgeführt.

#### 3.1 Versuchsaufbau

Der Versuchsstand besteht aus einem mit Sand gefüllten Versuchskasten und einer elektronischen Meßwerterfassungsanlage (Bild 15).



Bild 15. Versuchsstand mit Belastungseinrichtung für statische Versuche

Wie in dem Zwischenbericht erwähnt (S. 43, letzter Absatz), ergab sich die Notwendigkeit, einen neuen Versuchskasten (Bild 17) zu konzipieren, bei dem ein Führungsmechanismus das unerwünschte Drehen und Kippen der Meßwand behindert. Die inneren Abmessungen des Kastens betragen 16 cm Breite, 45 cm Höhe und 82 cm Länge. Das Besondere an diesem Kasten, der in der Werkstatt des Fachgebietes gebaut wurde, ist der Führungsmechanismus (Bild 18), welcher eine parallele Verschiebung der Messwand gewährleistet. Im Unterschied zum alten Versuchskasten (Bild 16) ist es nun möglich, eine genau definierte und reproduzierbare Verschiebung der Messwand gegen die Hinterfüllung einzuprägen. Statische bzw. dynamische Versuche können jetzt durch das Auswechseln der Belastungseinrichtung an der gleichen Messwand erfolgen, unter gleichen Bedingungen von Wand-, Seiten und Lagerreibung. Das ermöglicht direkte Vergleiche der

Meßergebnisse zwischen dem dynamischen und statischen Fall. Die bewegliche Messwand (40 x 16 cm) hängt an einer Stütz- und Führungskonstruktion 5 cm über dem Kastenboden, so daß auch eine gekrümmte Ausbildung der Gleitfuge unterhalb des Wandfußpunktes ermöglicht wird.

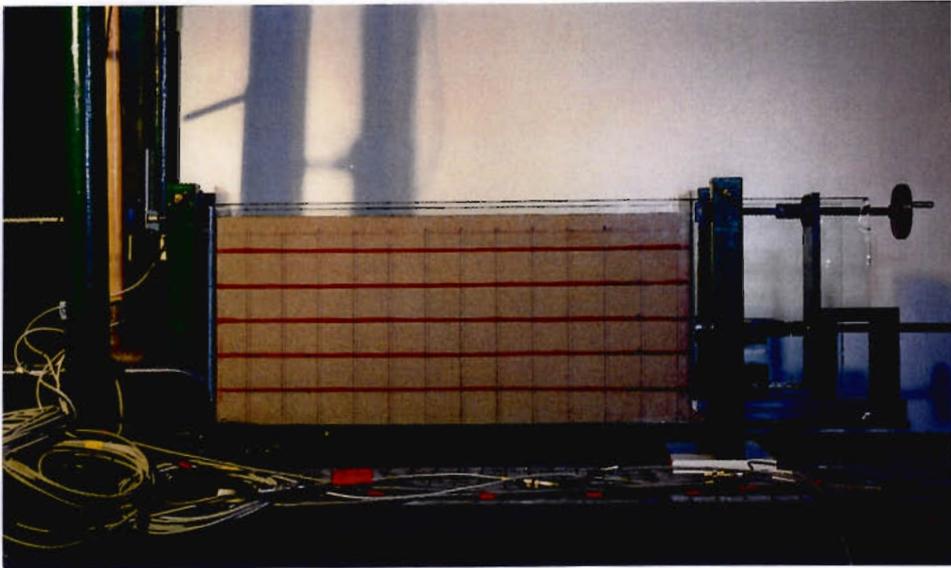


Bild 16. Erster Versuchskasten mit je einer Meßwand für die stoßartige (links) bzw. statische Belastung (rechts)

Die Belastungseinrichtung für statische Versuche besteht aus einer Hydraulikanlage, die eine Weglänge von 15 cm besitzt und Kräfte bis zu 100 kN entwickeln kann. Die statische Erdwiderstandsmobilisierung wird über den Weg gesteuert.

Für die dynamische Untersuchungen wird die Belastungseinrichtung umgebaut und durch eine Pendelkonstruktion ersetzt (Bild 19). Mit Hilfe des als Pendel gelagerten Impulshammers wird die Meßwand stoßartig belastet.

Ein weiteres Problem, welches aus den Erfahrungen der ersten Versuche zu lösen war, betraf die Messung der Erddrücke. Beim ersten Versuchskasten erfolgte dies über drei kleine Druckaufnehmer mit einem Durchmesser von nur 18 mm. Die nur punktuelle Messung war sehr empfindlich gegenüber kleinsten Inhomogenitäten durch den Einbau des Hinterfüllungskörpers. Um den Fehler bei der Erddruckmessung zu verringern, mußte diese über größere Flächen erfolgen. Hierzu wurde die Wandfläche durch fünf horizontale, jeweils unabhängig voneinander verformbare Federstahlplättchen ersetzt (Bild 20), auf denen in Vollbrücke geschaltete Dehnungsmessstreifen (DMS) appliziert wurden. Selbst minimale Durchbiegungen der Plättchen bewirken Veränderungen des elektrischen Widerstandes der DMS-Brücke, welche von der Meßwerterfassungsanlage aufgezeichnet

werden. Durch aufwendige Kalibrierungen der selbst hergestellten Erddruckaufnehmer (Bild 21) mittels eines speziell angefertigten Wasserkissens ist es möglich geworden, aus den Widerstandsänderungen direkt auf die in den fünf Tiefenlagen wirkenden Erddrücke zu schließen.

Nach der Anfertigung des neuen Versuchskastens mußte die Datenerfassungsanlage auf die größere Zahl und Vielfalt der Aufnehmer abgestimmt werden. Da die vorhandene Meßanlage den erforderlichen hohen Abtastraten von 10 000 Meßwerten pro Sekunde und Kanal nicht entsprach, mußte eine neue Meßkarte mit zugehöriger Software eingebaut und an die Meßanlage angepaßt werden.

Die von allen Meßwertaufnehmern gelieferten Werte werden mit Hilfe der elektronischen Messanlage über die gesamte Dauer jedes Versuches erfaßt und gespeichert. Die Meßwerterfassungsanlage besteht aus einem universellen Messverstärker (für Dehnungsmesstreifen, Kraftmessdose und induktiven Wegaufnehmer), Ladungsverstärker (für Beschleunigungsaufnehmer), Analog-/Digitalwandler und Messrechner.

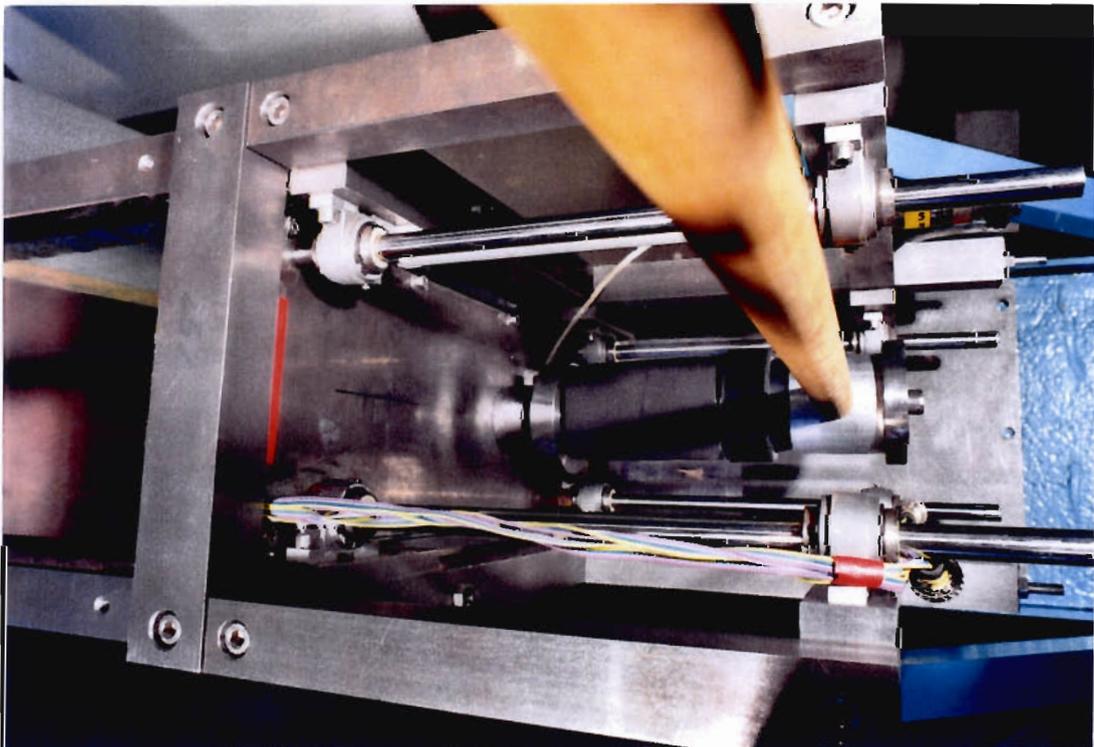


Bild 17. Führungsmechanismus für eine parallele Meßwandverschiebung; Impulshammer mit zusätzlichem Dämpfer an der Schlagkalotte; Außenseite der Meßwand mit angebrachtem Kraftaufnehmer



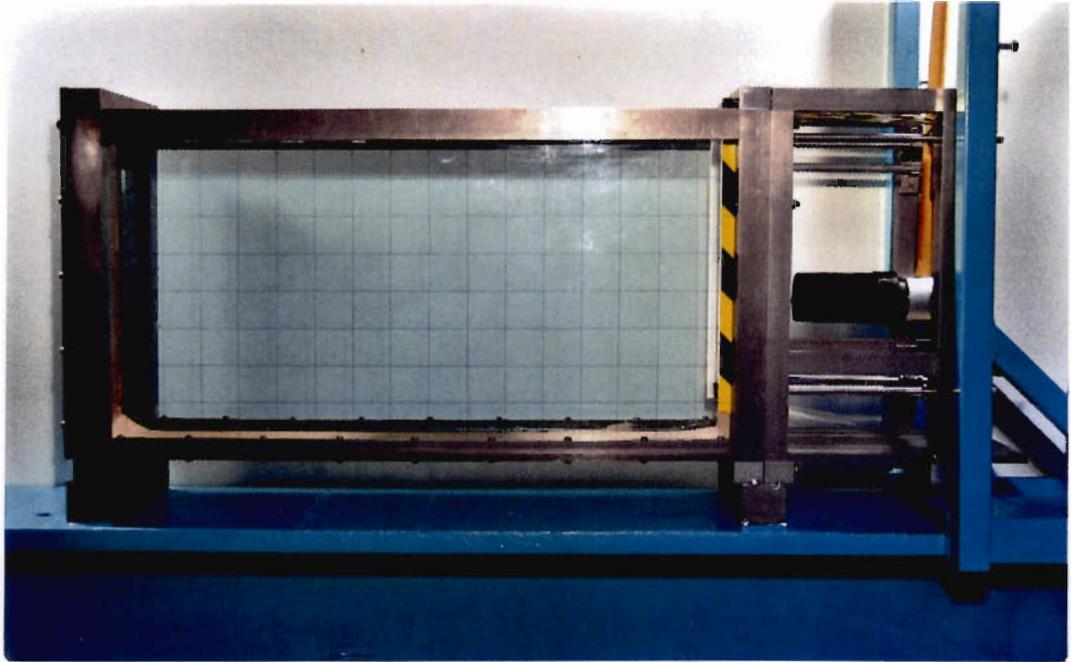


Bild 19. Leerer Versuchskasten mit Pendelkonstruktion für die stoßartige Wandbelastung

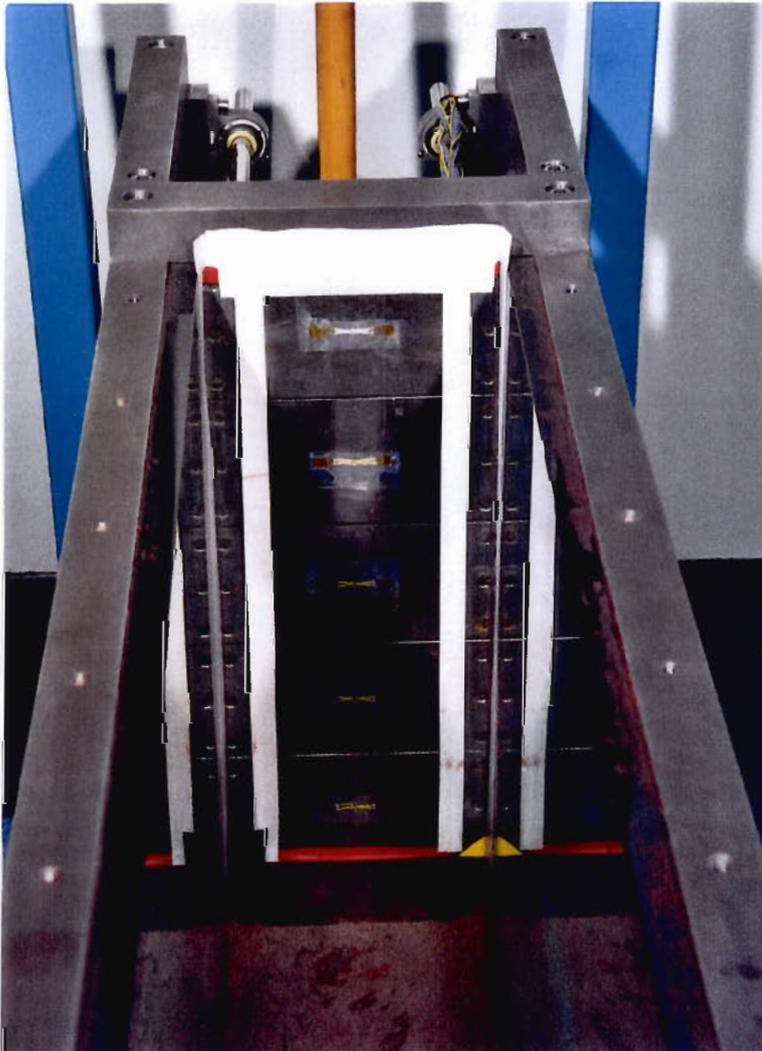


Bild 20. Innere Seite der Meßwand mit DMS-Erddruckaufnehmern

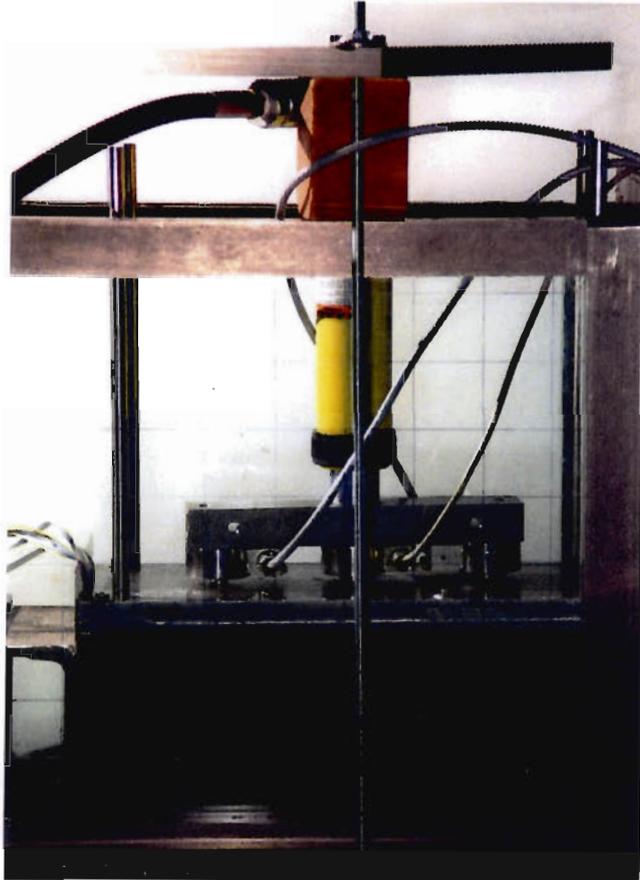


Bild 21. Kalibrierung der Erddruckaufnehmer mit behinderter Seitendehnung des Sandes unter der Meßwand

### 3.2 Versuchssand und Sandeinbau

Als Versuchsmaterial wurde ein Mittelsand mit der in Bild 22 dargestellten Körnungslinie benutzt. Folgende Bodenkennwerte wurden im Labor bestimmt:

Kornwichte:	$\gamma_s = 26,6 \text{ kN/m}^3$
Lockerste Lagerung    Trockenwichte:	$\gamma_{d \min} = 14,7 \text{ kN/m}^3$
Porenanteil:	$n_{\max} = 0,45$
Porenzahl:	$e_{\max} = 0,82$
Winkel der inneren Reibung:	$\phi_{\min} = 32,5^\circ$

Die Ergebnisse des direkten Scherversuchs nach DIN 18137-3 für die lockerste Lagerung sind in Bild 23 dargestellt.

Dichteste Lagerung	Trockenwichte:	$\gamma_{d \min} = 17,2 \text{ kN/m}^3$
	Porenanteil:	$n_{\min} = 0,36$
	Porenzahl:	$e_{\min} = 0,57$
	Winkel der inneren Reibung:	$\phi_{\max} = 39^\circ$

Die Ergebnisse des direkten Scherversuchs nach DIN 18137-3 für die dichteste Lagerung sind in Bild 24 dargestellt.

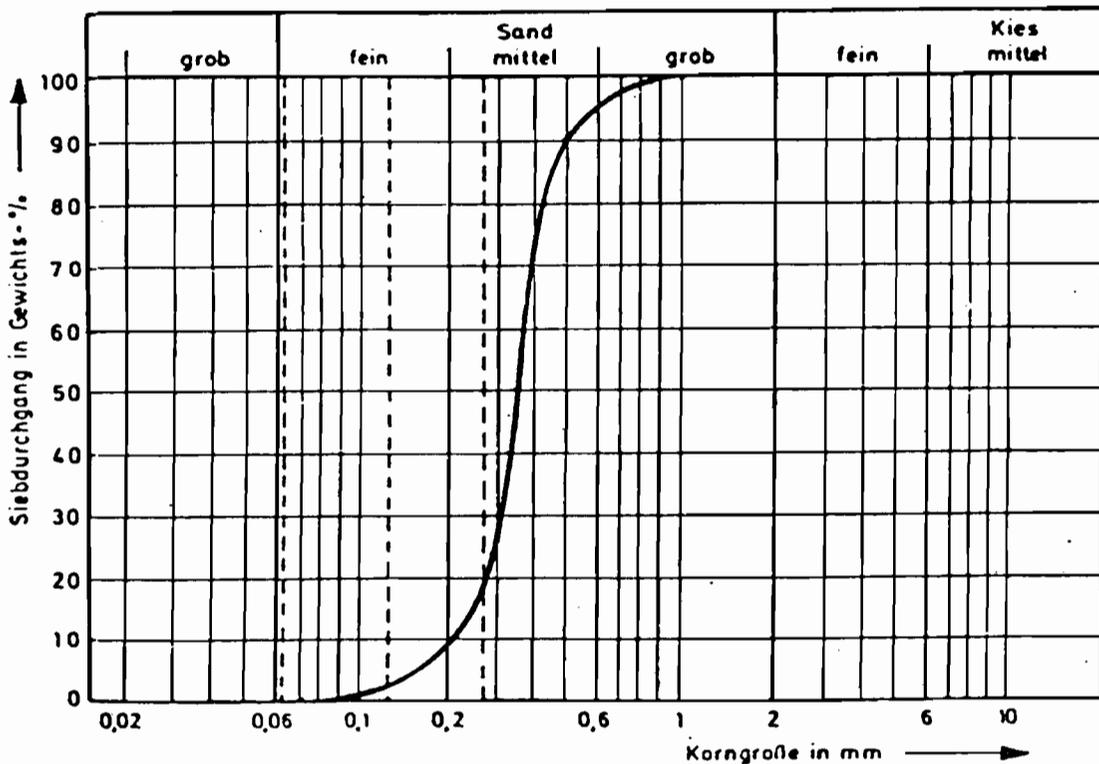
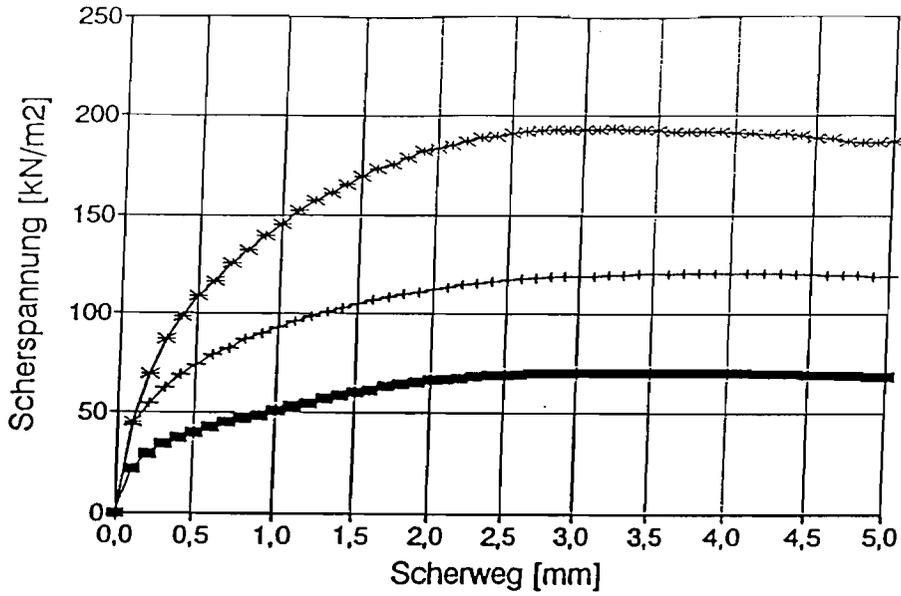


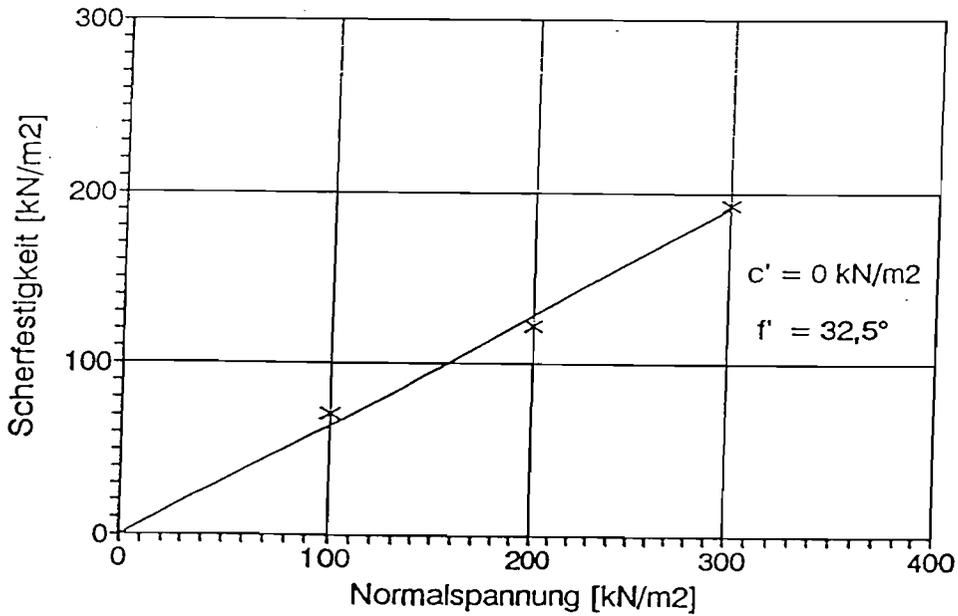
Bild 22. Kornverteilung des Versuchssandes

Für die verhältnismäßig glatte Oberfläche der Wand wurde experimentell aus Reibungsversuchen der Wandreibungswinkel  $\delta = 18^\circ$  ermittelt. Für die Reibung zwischen Sand und Glas ergab sich ein Reibungswinkel  $\delta_s = 8^\circ$ .

Da beim Einrieseln des Sandes in den Versuchskasten in dem für die Erdwiderstandsmobilisierung sehr wichtigen Nahbereich der Meßwand Lagerungsstörungen auftreten, wurde auf eine Rieselanlage verzichtet. Die relativ kleinen Abmessungen des Versuchskastens haben es erlaubt, den Sand schichtweise einzubauen.



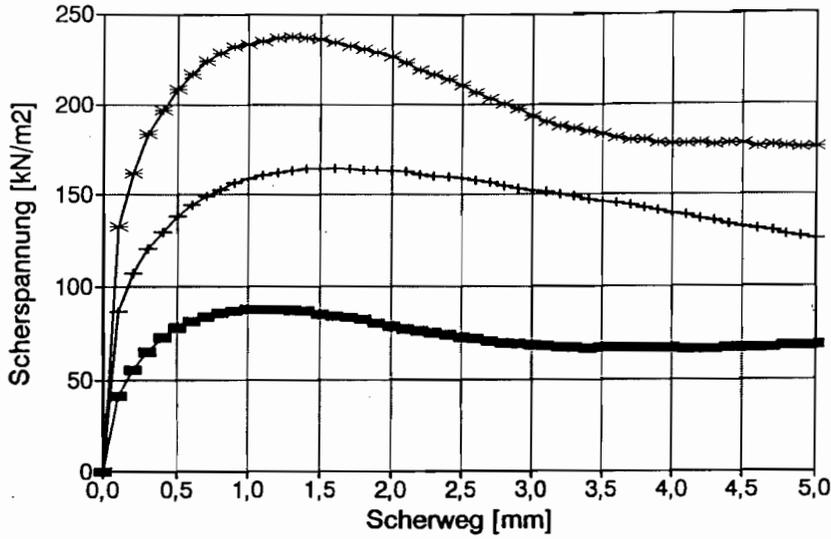
■  $s_1 = 100$  [kN/ m2]    +  $s_1 = 200$  [kN/ m2]    \*  $s_1 = 300$  [kN/m2]



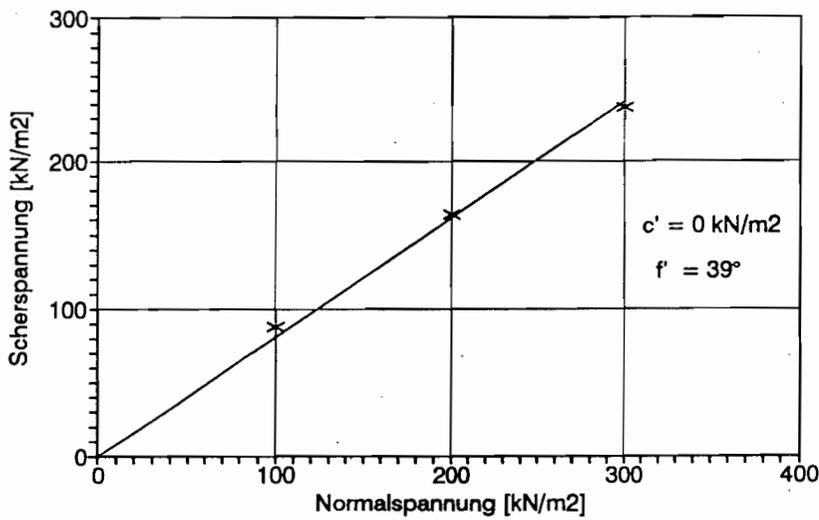
x Meßwerte    — Regression

Trockendichte: 1,47 g/cm³

Bild 23. Ergebnisse des direkten Scherversuchs nach DIN 18137-3 für die lockerste Lagerung



■ s1=100 [kN/ m2]    + s1=200 [kN/ m2]    x s1=300 [kN/m2]



x Meßwerte    — Regression

Trockendichte:    1,72 g/cm3

Bild 24. Ergebnisse des direkten Scherversuchs nach DIN 18137-3 für die dichteste Lagerung

Um eine gewünschte hohe Lagerungsdichte zu erreichen, wurde der Sand mechanisch verdichtet und durchvibriert. Eine lockere Lagerung wurde durch direkten Einbau des Sandes ohne Fallhöhe erreicht.

Die Lagerungsdichte wurde lagenweise kontrolliert, um die Wiederholbarkeit der Versuchsbedingungen sicherzustellen.

Um die Beobachtung der Bodenverformungen zu vereinfachen, wurde der Sand in farbigen Schichten eingestreut und an den Glasscheiben ein Gitternetz aufgezeichnet.

### 3.3 Statische Modellversuche und Auswertung

Ziel der statischen Modellversuche war die Ermittlung der Erdwiderstandsmobilisierungsfunktion unter gleichen Versuchsbedingungen wie bei den späteren Stoßversuchen.

Die Meßwand wurde mit Hilfe der Hydraulikpresse langsam und kontinuierlich gegen die Hinterfüllung gedrückt. Die maximale Auslenkung aus der Ursprungsposition beträgt 10 cm, entsprechend einem Viertel der Wandhöhe. Durch die Wandverschiebung wird der Erdwiderstand mobilisiert und die Gleitfuge sichtbar (Bild 25).

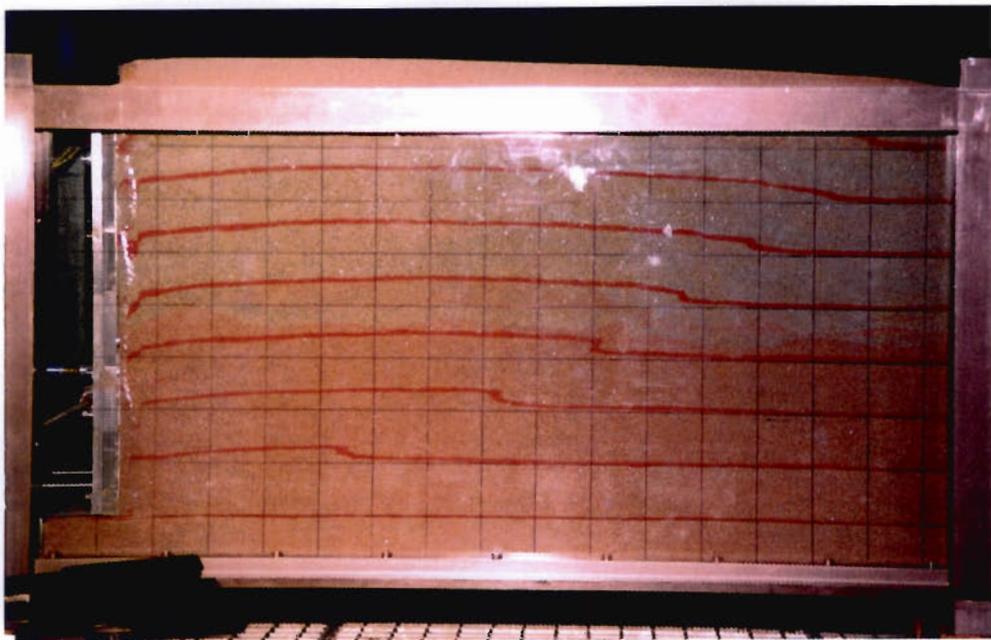


Bild 25. Statische Erdwiderstandsmobilisierung

Es wurden mehrere Versuche für verschiedene Lagerungsdichten des Sandes und für zwei Wandreibungswinkel durchgeführt. Unterschiedliche Wandreibungswinkel wurden durch auswechseln von Wandbelag („glatte“ Folie  $\delta = 18^\circ = \phi/2$  oder Sandpapier  $\delta = \phi$ ) erzielt. Da für die lockere Lagerung des Sandes bis zur technisch begrenzt maximalen Wandverschiebung  $w = 10 \text{ cm} = H/4$  die volle Erdwiderstandsmobilisierung nicht erreicht wurde, wurden alle weiteren Versuche für eine dichte Lagerung von  $D = 70 \%$  durchgeführt.

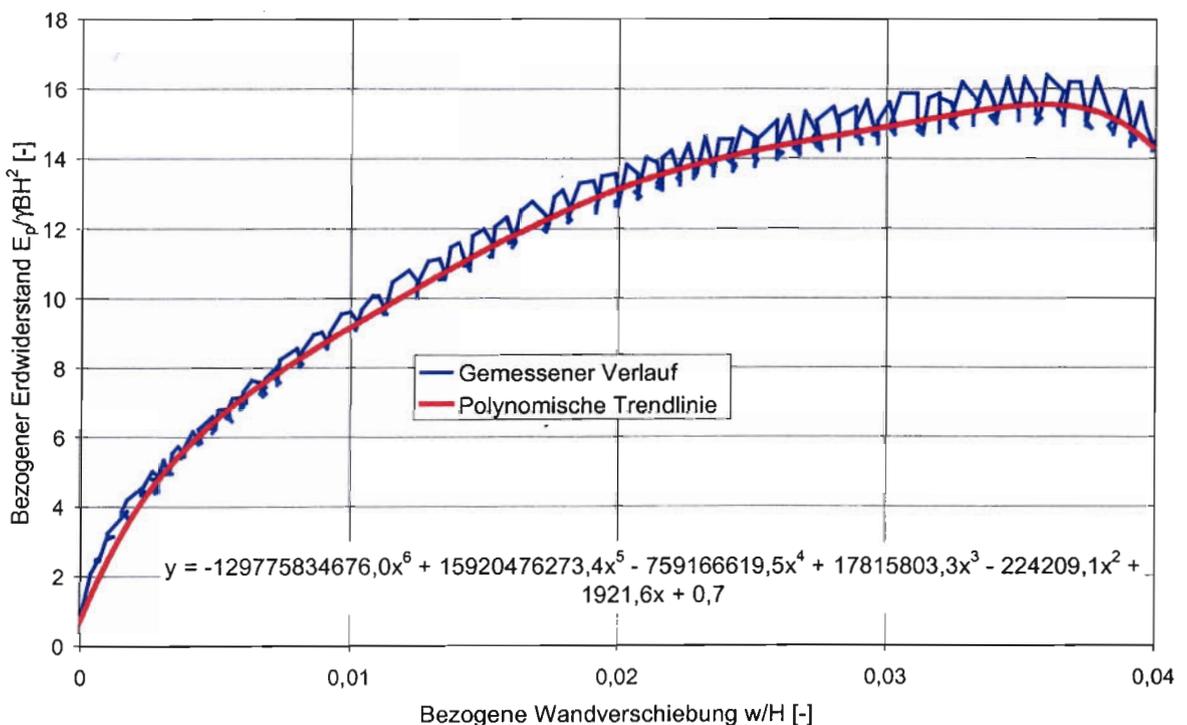


Bild 26. Ermittlung der Erdwiderstandsmobilisierungsfunktion aus Messergebnissen

Die durchgeführten statischen Versuche wurden mit Hilfe der Meßwerterfassungsanlage aufgenommen und ausgewertet. Die Ergebnisse eines repräsentativen Versuches für eine Wandhöhe  $H = 24 \text{ cm}$  und –breite  $B = 16 \text{ cm}$  sind im Bild 26 zu sehen.

Da es sich um Meßwerte handelt, die mit Meßfehlern behaftet sind, wird aus dem gemessenen Verlauf des Erdwiderstandes bis zur vollen Mobilisierung eine fehlerausgleichende Ersatzfunktion gesucht, die möglichst glatt durch die Meßwerte verläuft. Eine polynomische Funktion sechsten Grades wurde als Erdwiderstandsmobilisierungsfunktion für die o. g. Versuchsbedingungen ermittelt (Bild 26).

Ziel ist es, die Steifigkeit des Bodens bei der Mobilisierung des statischen Erdwiderstandes zu ermitteln, um sie mit der aus den Stoßversuchen resultierenden Steifigkeit zu vergleichen.

Das Dividieren der polynomischen Erdwiderstandsmobilisierungsfunktion durch die bezogene Wandverschiebung  $w/H$  ergibt die Funktion des Bettungsmoduls der Hinterfüllung als Steigung der Sekante der  $E_p$ -Funktion, wie in DIN 4085 (Bild 27).

$$k(w) = \frac{E_p(w)}{w/H} \tag{29}$$

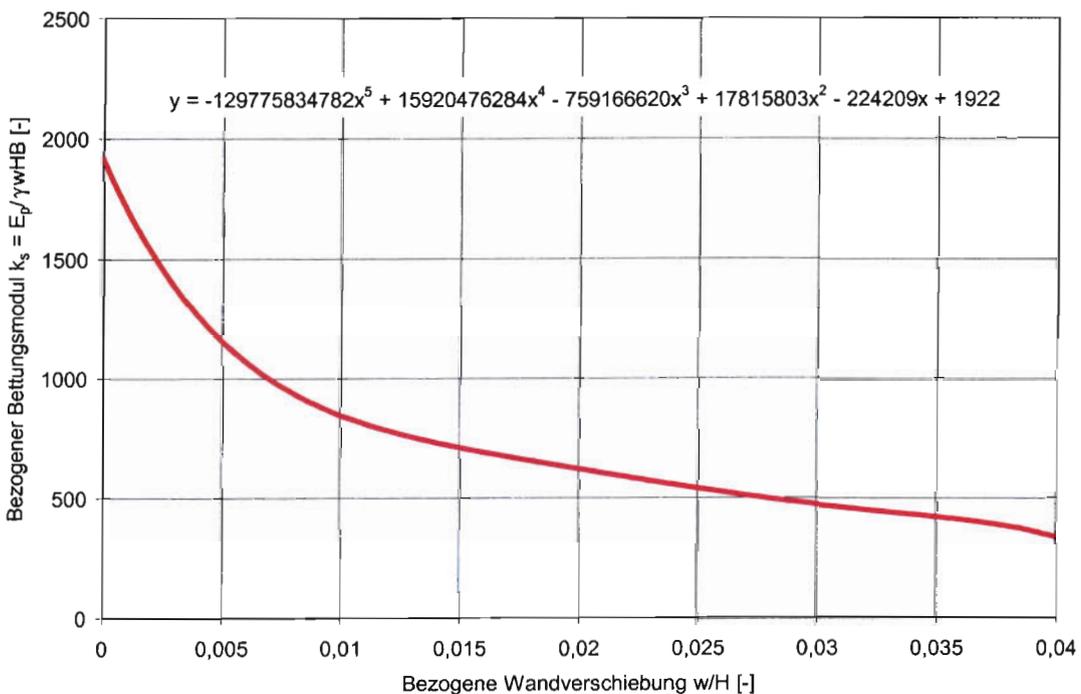


Bild 27. Aus den Meßergebnissen ermittelter statischer Bettungsmodulverlauf

### 3.4 Dynamische Modellversuche und Auswertung

Für die stoßartige Wandbelastung wird ein als Pendel gelagerter Impulshammer benutzt, bei dem die Schlagcharakteristik (Dauer und Amplitude des Stoßimpulses) durch die Wahl von verschiedenen steifen Schlagkalotten über große Bereiche variiert werden kann. Die Wahl einer weichen Kalotte führt zu einer langen Dauer und kleinen Amplitude des Stoßes während die Wahl einer steifen Kalotte zu einer kurzen Dauer und großen Amplitude (scharfe Impulsform) führt. Aus der Dimensionsanalyse ergibt sich, daß der Einsatz einer weichen Kalotte mit zusätzlichem Gummidämpfer günstiger ist, da die relativ längeren Stoßzeiten eher den Bedingungen der Anprallvorgänge bei Kraftfahrzeugen entsprechen.

Die Meßwand wurde stoßartig belastet, indem der Impulshammer aus seiner Ruhelage als Pendel ausgelenkt wurde und aus einer definierten Fallhöhe ausgelöst wurde. Um den Aufwand zu minimieren wurde in Vorversuchen an einer starren und unbeweglichen Konstruktion der Anprallvorgang des Impulshammers untersucht. Durch Variation der Fallhöhe, Pendelmasse, Schlagkalotte und Pendellänge wurde ein ganzes Spektrum von Stoßcharakteristiken erfaßt und in Diagrammen dargestellt. Dadurch wurde es möglich, gewünschte Stoßcharakteristiken in den Modellversuchen zu realisieren.

Es wurde ein breites Spektrum von über 50 Stoßversuchen durchgeführt. Die Ergebnisse von vier repräsentativen Versuchen mit den Parametern aus der Tabelle 1 sind in den Bildern 28, 29, 30 und 31 dargestellt. Die Abmessungen der Meßwand ( $24 \times 16 \text{ cm}$ ) sowie die Wandmasse  $M = 9,5 \text{ kg}$  wurden in allen Versuchen konstant gehalten.

Versuch	Hammermasse [kg]	Pendellänge [m]	Fallhöhe [m]	Anprallgeschwindigkeit [m/s]	Maximale Stoßkraft [kN]	Stoßzeit [ms]	Maximale Wandverschiebung [mm]	Maximale Beschleunigung [ $\text{m/s}^2$ ]
V31	1	1,13	0,44	2,97	0,34	32	0,23	17,5
V46	5,4	0,80	0,63	3,54	1,10	61	1,8	20
V47	5,4	0,80	0,80	4,00	1,58	59	2,87	32
V56	9,4	0,80	1,50	5,48	7,06	53	13,3	99

Tabelle 1

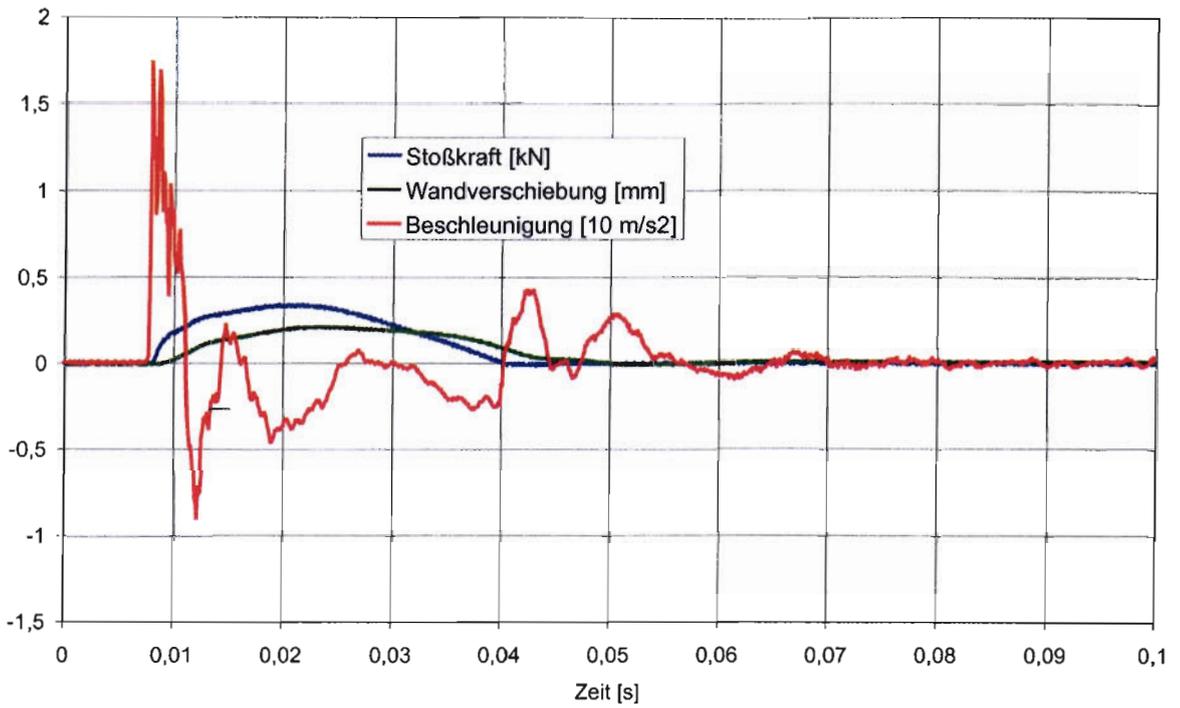


Bild 28 Gemessene Stoßkraft-, Wandverschiebungs-, und Beschleunigungsverläufe in Versuch V31

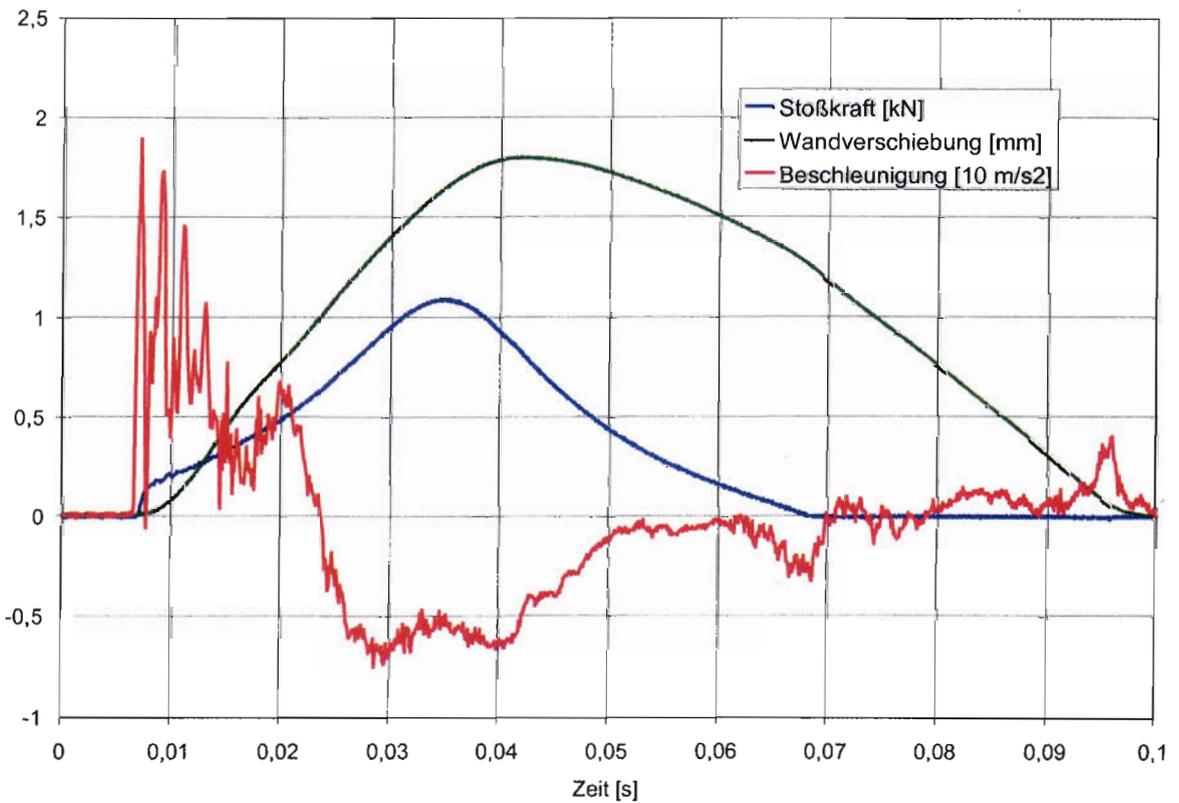


Bild 29 Gemessene Stoßkraft-, Wandverschiebungs-, und Beschleunigungsverläufe in Versuch V46

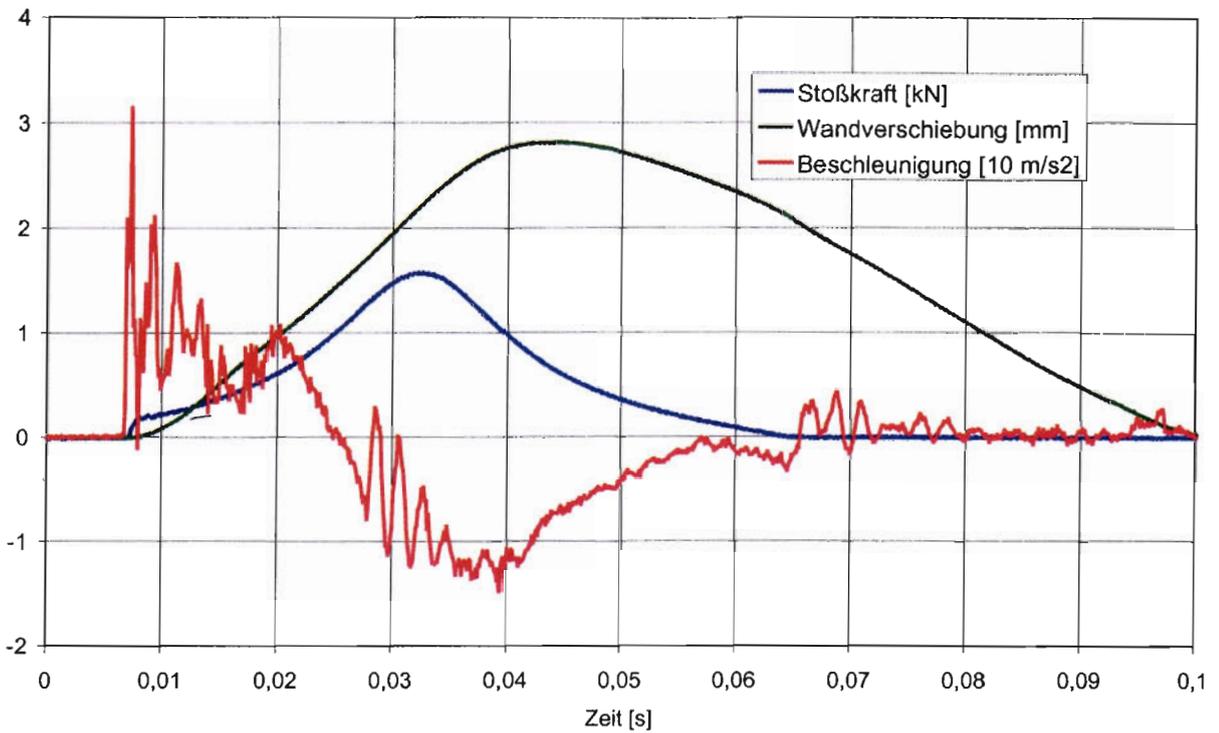


Bild 30. Gemessene Stoßkraft-, Wandverschiebungs-, und Beschleunigungsverläufe in Versuch V47

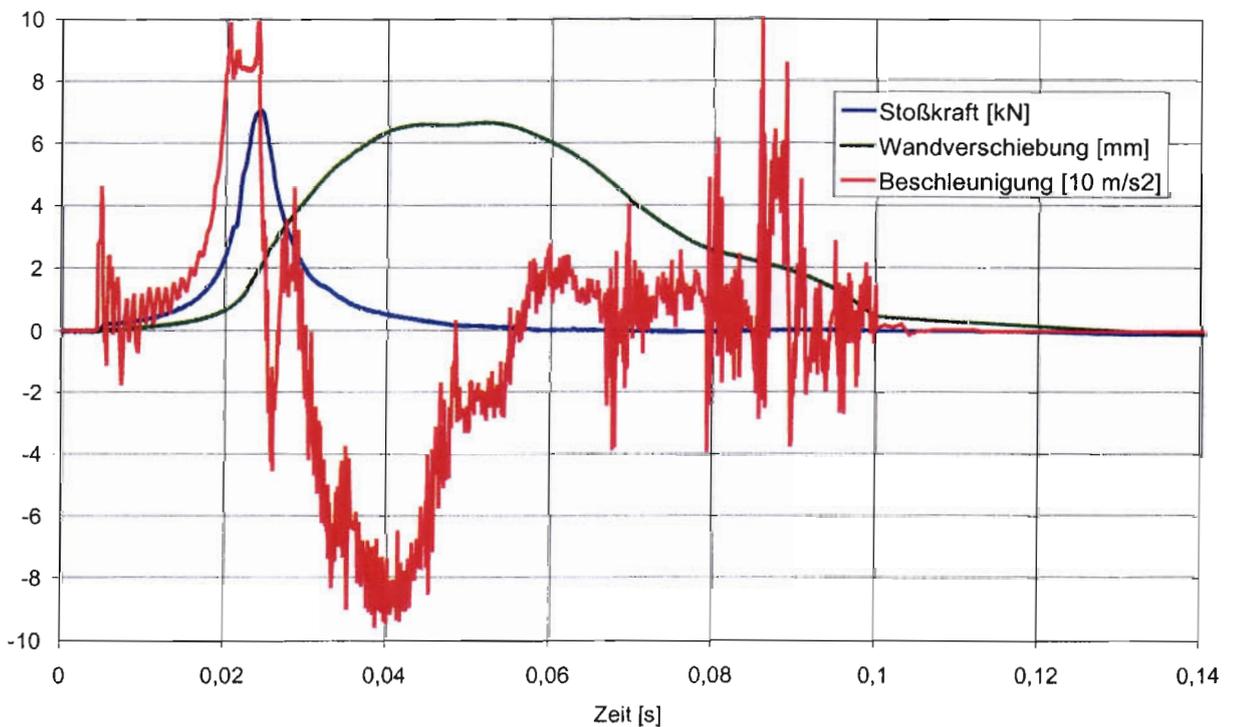


Bild 31 Gemessene Stoßkraft-, Wandverschiebungs-, und Beschleunigungsverläufe in Versuch V56

Aus der Gesamtheit der durchgeführten Versuche wurden neun Versuche zur weiteren Auswertung ausgewählt. Die Maxima der Stoßkraftverläufe wurde im Bild 32 augetragen.

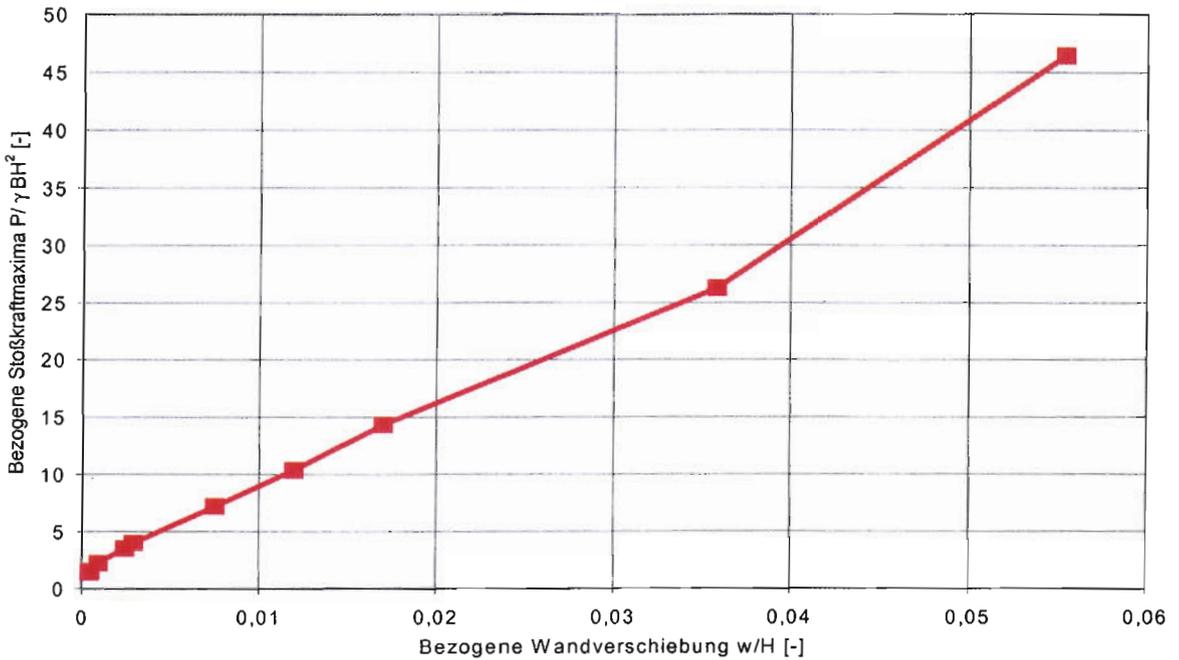


Bild 32. Stoßkraftmaxima in Abhängigkeit von der bezogenen Wandverschiebung

Das Verhältnis zwischen den gemessenen Maxima der Stoßkraftverläufe und den entsprechenden bezogenen Wandverschiebungen  $w/H$  ergibt die jeweiligen Werte des Bettungsmoduls der Hinterfüllung bei stoßartiger Belastung (Bild 33).

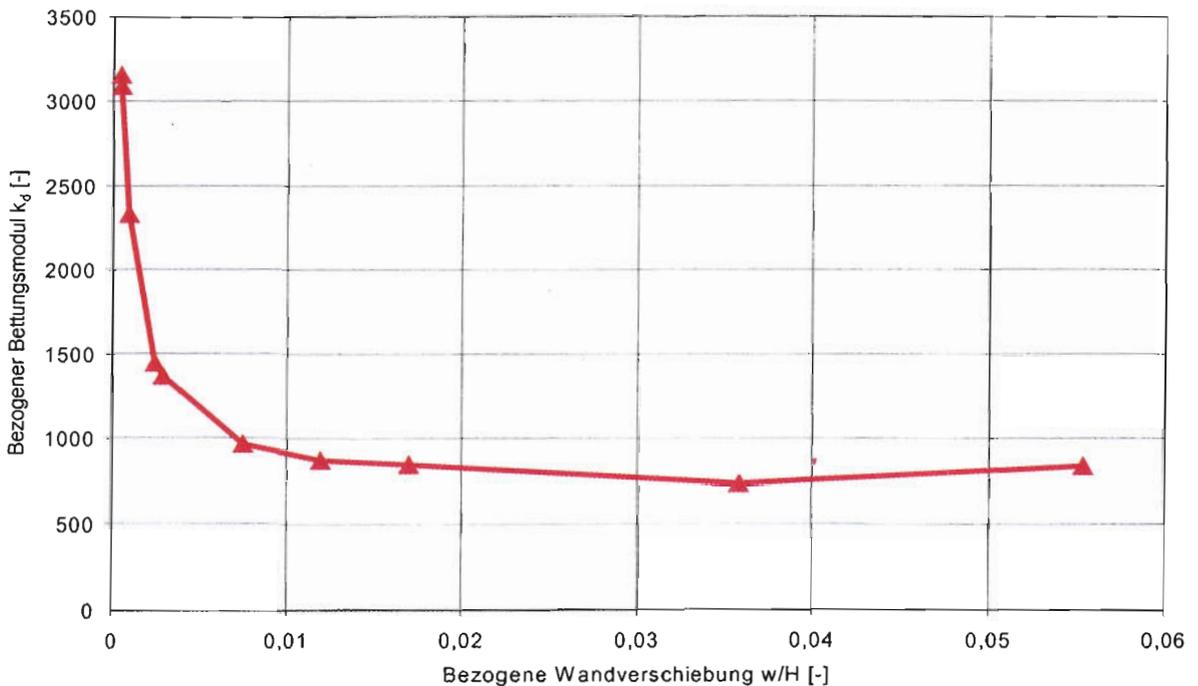


Bild 33. Gemessener dynamischer Bettungsmodulverlauf bei Stoßbelastung

Die Beobachtung des belasteten Bodenbereichs während der Stoßversuche wurde mit Hilfe von Fotoaufnahmen mit „langer“ Belichtungszeit ermöglicht. Diese ergaben, daß der Sand sich deutlich im Nahbereich der Wand verformt und keine merkliche Gleitfläche auftritt.

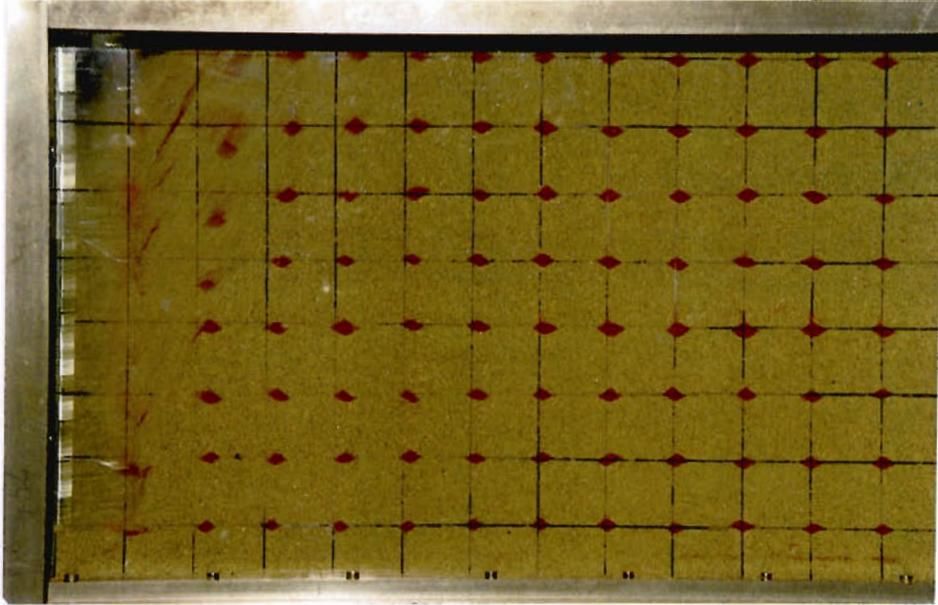


Bild 34. Verformungsfigur während des Stoßvorganges; Belichtungszeit  $f = 1/8$  s

### 3.5 Vergleichende Auswertung der statischen und dynamischen Modellversuche

Bei den nachfolgenden Berechnungen wird die Stoßkraft gleich der Reaktionskraft der Wand angesetzt und als Widerstand des Bodens bei stoßartiger Belastung definiert.

Die aus Messungen berechneten Bettungsmodulverläufe für die statische bzw. stoßartige Belastung sind im Bild 35 dargestellt.

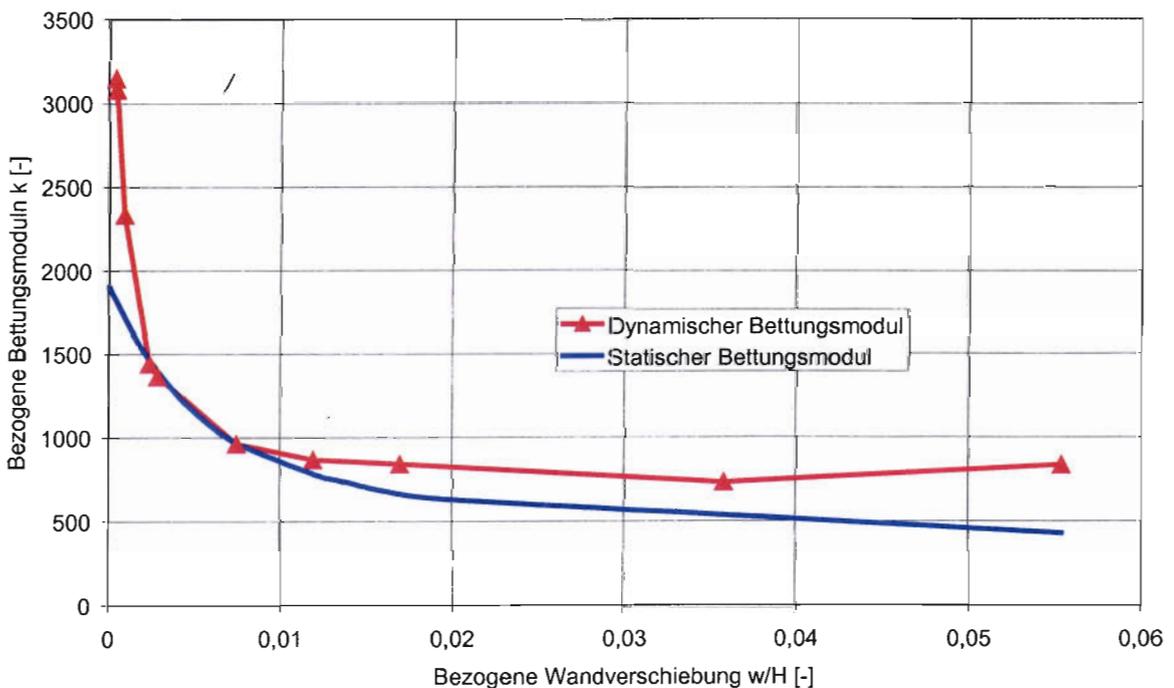


Bild 35. Dynamischer und statischer Bettungsmodulverlauf

Der Vergleich zwischen dem Bettungsmodul bei stoßartiger und statischer Belastung deutet darauf hin, daß der Boden nur in einem sehr kleinen Bereich der bezogenen Wandverschiebung keinen höheren Widerstand leistet. Jedoch erreicht das Verhältnis der Bettungsmoduln nur Werte unter 2. Es ist zu beachten, daß gemäß DIN 4085 die Gebrauchstauglichkeit bei der Bemessung der Stützkonstruktionen für Parallelverschiebung bei 0,5% der Wandhöhe erreicht ist. Für eine Teilmobilisierung des Erdwiderstands bis zum Gebrauchszustand ist mit keinem höheren Bettungsmodul zu rechnen. Allerdings hat das o. g. Verhältnis der Bettungsmoduln in dem Gebrauchsbereich den kleinsten Wert.

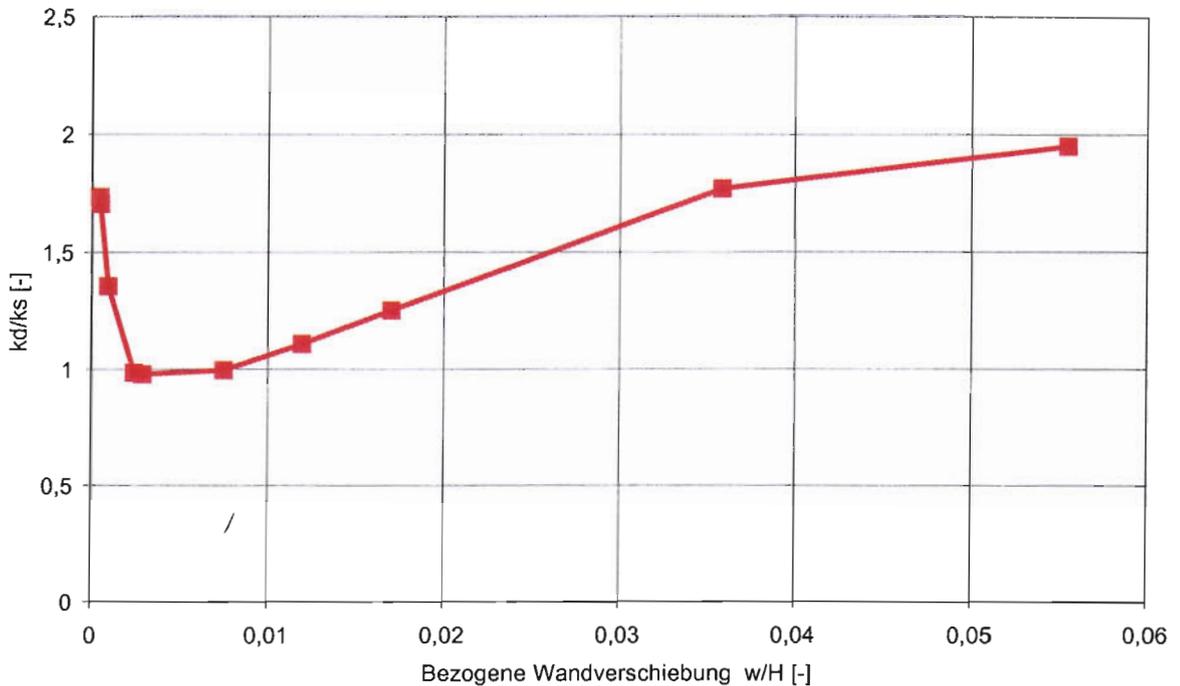


Bild 36. Verhältnis zwischen dem Bettungsmodul bei stoßartiger Belastung und statischem Bettungsmodul.

Das mit anwachsender Verschiebung steigende Verhältnis  $k_d/k_s$  deutet darauf hin, daß im statischen Grenzzustand, der für dichte Lagerung und Parallelverschiebung der Wand gemäß DIN 4085 bei 3-5% der Wandhöhe liegt, der Boden eine höhere Steifigkeit besitzt. Bei hohen stoßartigen Beanspruchungen, deren Maxima über dem statischen maximalen Erdwiderstand liegen, leistet der Boden einen höheren Widerstand.

Aus dem Verlauf des Verhältnisses  $k_d/k_s$  folgt, daß es für Stützkonstruktionen die ihre Gebrauchstauglichkeit nach der Stoßbelastung behalten sollen empfehlenswert ist, den statischen horizontalen Bettungsmodul wie in DIN 4085 einzusetzen. Bei Konstruktionen die größere Verformungen aufnehmen können ohne ihre Standsicherheit zu verlieren, können höhere dynamische Bettungsmoduln ausgenutzt werden (Bild 36).

## 4. Übertragung der Modellversuche in die Natur

Um, die in den Modellversuchen (m) gewonnenen Meßergebnisse, auf die Prototypen (p) übertragen zu können, müssen die dimensionslosen Parameter in Modell und Natur den gleichen Wert besitzen. Dies setzt voraus, daß man alle Parameter, die für eine bestimmte Aufgabenstellung relevant sind, kennen und mit einbeziehen muß.

Der Boden wird als identisch in Modell und Prototyp betrachtet und es werden die Modellbedingungen bezüglich der Abmessungen  $l_m = 1/\lambda \cdot l_p$  angewandt.

Die Einflußparameter auf den Versuch sind:

$\sigma$	Spannungszustand im Boden
$\gamma$	Wichte des Bodens
$\phi$	Reibungswinkel des Bodens
$g$	Gravitationsbeschleunigung
$l$	makroskopische Länge
$d$	mittlere Korndurchmesser
$\sigma_k$	mittlere Kornbruchspannung
$E_s$	Steifemodul
$T$	Zeit

Die Maßstabfaktoren, die aus der Dimensionsanalyse erfolgen, sind in Tabelle 2 dargestellt.

Kenngrößen	Prototyp	Modell
Lineare Abmessungen	1	$1/\lambda$
Masse	1	$1/\lambda^3$
Geschwindigkeit	1	$1/\lambda^{0,5}$
Beschleunigung	1	1
Zeit (Dynamik)	1	$1/\lambda^{0,5}$
Kraft	1	$1/\lambda^3$
Spannung	1	$1/\lambda$
Steifemodul	1	$1/\lambda$

Tabelle 2

Die Übertragung vom Modell auf Prototyp ist dann möglich, wenn Modell und Prototyp mechanisch, kinematisch und dynamisch gleichwertig sind. Die Bedingung der geometrischen Ähnlichkeit ist in bodenmechanischen Modellversuchen ohne den Einsatz einer Zentrifuge prinzipiell verletzt. Eine Verkleinerung der Korngröße im Modell würde zu anderen physikalischen Phänomenen führen. Die Verwendung des gleichen Materials erfüllt automatisch die dimensionslosen Parameter Porenziffer  $e$ , Reibungswinkel  $\phi$  und Poissonzahl  $\nu$ . Wenn bei Versuchsbeginn der Erdruhedruck gilt, ist der Steifemodul eines rolligen Bodens in grober Näherung proportional dem Überlagerungsdruck. D. h. die Steifigkeit muß nicht mit dem Faktor  $1/\lambda$  abgebildet werden, da sie mit der Einhaltung des Längenmaßstabs über die Proportionalität mit  $\sigma = \gamma z$  richtig ist. Untersuchungen zu den Auswirkungen der Verletzung der Modellgesetze zeigen, daß bei der Einhaltung eines Verhältnisses der kleinsten Modellabmessung zum mittleren Korndurchmesser größer 30, die qualitativen Ergebnisse nicht beeinträchtigt werden.

Beispielhaft werden die in der Tabelle 1 Kapitel 3.4 erhaltenen Meßergebnisse für verschiedene geometrische Maßstäbe in die Natur übertragen. Zur Umrechnung der physikalischen Größen des Modells auf den Prototypen, werden die in der Tabelle 2 dargestellten Maßstabfaktoren berücksichtigt.

Kenngrößen	Modell	Prototyp	Prototyp	Prototyp	Prototyp	Prototyp	Prototyp
Geometrischer Maßstab $\lambda =$	-	10	15	20	25	30	40
Wandhöhe [m]	0,24	2,4	3,6	4,8	6	7,2	9,6
Wandbreite [m]	0,16	1,6	2,4	3,2	4	4,8	6,4
Anprallmasse [kg]	1	1000	3375	8000	15625	27000	64000
Anprallgeschwindigkeit [m/s]	2,97	9,39	11,50	13,28	14,85	16,27	18,78
Stoßzeit [s]	0,032	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20
Stoßkraftmaximum [kN]	0,34	340	1148	2720	5313	9180	21760
Wandverschiebung [m]	0,00023	0,0023	0,00345	0,0046	0,00575	0,0069	0,0092
Wandbeschleunigung [m/s <sup>2</sup> ]	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5

Tabelle 3. Versuch V31

Kenngößen	Modell	Prototyp	Prototyp	Prototyp	Prototyp	Prototyp	Prototyp
Geometrischer Maßstab $\lambda =$	-	10	15	20	25	30	40
Wandhöhe [m]	0,24	2,4	3,6	4,8	6	7,2	9,6
Wandbreite [m]	0,16	1,6	2,4	3,2	4	4,8	6,4
Anprallmasse [kg]	5,4	5400	18225	43200	84375	145800	345600
Anprallgeschwindigkeit [m/s]	3,54	11,19	13,71	15,83	17,70	19,39	22,39
Stoßzeit [s]	0,061	0,19	0,24	0,27	0,31	0,33	0,39
Stoßkraftmaximum [kN]	1,1	1100	3713	8800	17188	29700	70400
Wandverschiebung [m]	0,0018	0,018	0,027	0,036	0,045	0,054	0,072
Wandbeschleunigung [m/s <sup>2</sup> ]	20	20	20	20	20	20	20

Tabelle 4. Versuch V46

Kenngößen	Modell	Prototyp	Prototyp	Prototyp	Prototyp	Prototyp	Prototyp
Geometrischer Maßstab $\lambda =$	-	10	15	20	25	30	40
Wandhöhe [m]	0,24	2,4	3,6	4,8	6	7,2	9,6
Wandbreite [m]	0,16	1,6	2,4	3,2	4	4,8	6,4
Anprallmasse [kg]	5,4	5400	18225	43200	84375	145800	345600
Anprallgeschwindigkeit [m/s]	4	12,65	15,49	17,89	20,00	21,91	25,30
Stoßzeit [s]	0,059	0,19	0,23	0,26	0,30	0,32	0,37
Stoßkraftmaximum [kN]	1,58	1580	5333	12640	24688	42660	101120
Wandverschiebung [m]	0,00287	0,0287	0,04305	0,0574	0,07175	0,0861	0,1148
Wandbeschleunigung [m/s <sup>2</sup> ]	32	32	32	32	32	32	32

Tabelle 5. Versuch V47

Kenngößen	Modell	Prototyp	Prototyp	Prototyp	Prototyp	Prototyp	Prototyp
Geometrischer Maßstab $\lambda =$	-	10	15	20	25	30	40
Wandhöhe [m]	0,24	2,4	3,6	4,8	6	7,2	9,6
Wandbreite [m]	0,16	1,6	2,4	3,2	4	4,8	6,4
Anprallmasse [kg]	9,4	9400	31725	75200	146875	253800	601600
Anprallgeschwindigkeit [m/s]	5,48	17,33	21,22	24,51	27,40	30,02	34,66
Stoßzeit [s]	0,053	0,17	0,21	0,24	0,27	0,29	0,34
Stoßkraftmaximum [kN]	7,06	7060	23828	56480	110313	190620	451840
Wandverschiebung [m]	0,0133	0,133	0,1995	0,266	0,3325	0,399	0,532
Wandbeschleunigung [m/s <sup>2</sup> ]	99	99	99	99	99	99	99

Tabelle 6. Versuch V56

Die auf Prototypen übertragenen Stoßzeiten und -maxima wurden mit den von Block [1] zusammengestellten Ergebnissen von Crashversuchen verglichen. Es ergibt sich, daß die in Versuchen angebrachte stoßartige Belastung sich gut für die Abbildung von

Fahrzeuganprall eignet. Bild 37 zeigt die Stoßkräfte verschiedener Fahrzeuge resultierend aus einem Anprall gegen eine Betonwand bei 50 km/h.

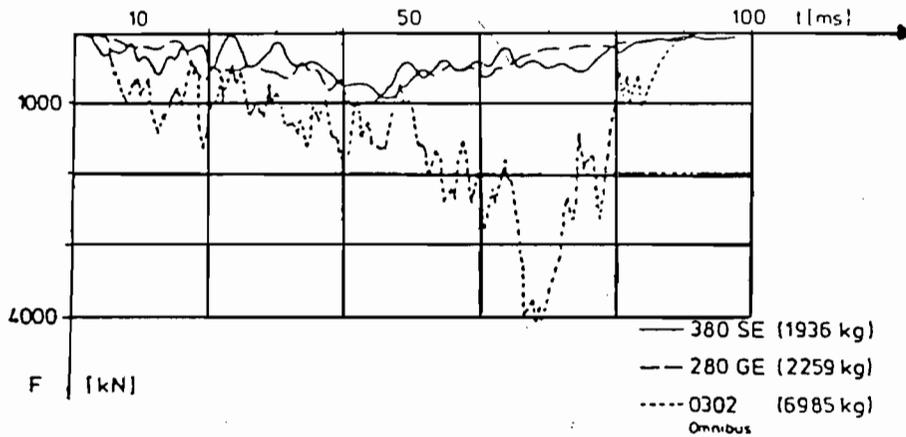
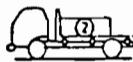
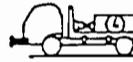


Bild 37. Stoßkraftverläufe aus Crashversuchen [1]

Die Stoßkraftverläufe verschiedener LKW-Aufprallversuche wurden für eine Gesamtmasse von 7 t und Anprallgeschwindigkeit 50 km/h unter Variation der Versuchsbedingungen dargestellt.

	Standard Chassis		mit Energieabsorberungs System	
	Standard Beladung	Befestigte Last	Befestigte Last	M.S.C.T System
				
max Stoßkraft [kN]	1610 (100%)	3740 (232%)	1100 (68%)	700 (43%)

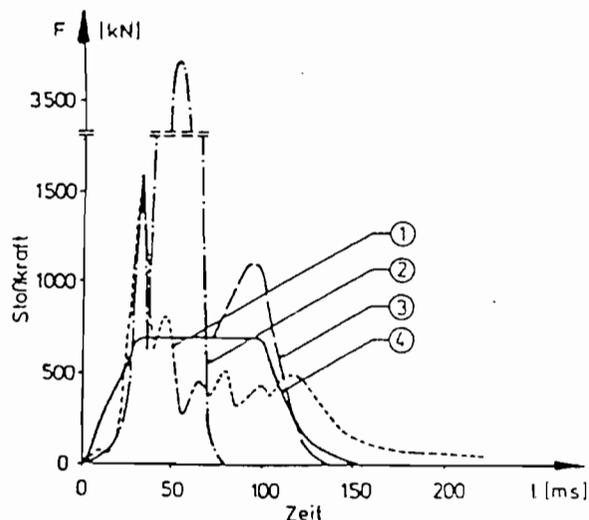


Bild 38. Stoßkraftverläufe für verschiedene Varianten der Crashversuche [1]

**Beispiel:**

Die Auswertung der Ergebnisse des Versuches V47 aus der Tabelle 5 ergibt für den geometrischen Maßstab  $\lambda = 10$  den Anprall eines LKW-s mit der Masse  $5,4 t$  und Anprallgeschwindigkeit  $45 km/h$  auf eine  $2,4 m$  hohe und  $1,6 m$  breite Stützkonstruktion. Der Stoßverlauf dauert  $0,19 s$ , der maximale Kraftwert beträgt  $1,58 MN$  und hat eine maximale Wandverschiebung von  $2,9 cm$  zur Folge.

## 5. Zusammenfassung, Schlußfolgerungen und Ausblick

Wie in dem Zwischenbericht erwähnt, haben die vorigen Arbeiten bewiesen, daß die Abbildung der Erdwiderstandsmobilisierung infolge stoßartiger Belastung auf Stützkonstruktionen mit Hilfe eines starren Erdkeils ungeeignet ist. Deswegen wurde auf die Abbildung des Problems durch ein mechanisches Modell verzichtet.

Die Vorversuche, wurden durch eine neue Reihe von Modellversuchen ergänzt. Dazu wurde ein komplett neuer Versuchsstand aufgebaut, der eine gezwungene Parallelverschiebung der Meßwand sicherstellte. Dies führte zu einer verbesserten Reproduzierbarkeit der Versuche.

Ziel der Modellversuche war der direkte Vergleich zwischen dem statischen und dem infolge Stoßbelastung auf Stützkonstruktionen entstehenden Erdwiderstand.

Aus statischen Versuchen sowie aus Versuchen mit Stoßbelastung wurden die Verläufe der Bettungsmoduln in Abhängigkeit von der Wandverschiebung ermittelt. Es ergab sich, daß das Verhältnis zwischen den Bettungsmoduln bei stoßartiger und statischer Belastung  $k_d/k_s$  von der erreichten Wandverschiebung abhängig ist. Der in DIN 4014 angenommene Faktor 3 für die Erhöhung des Bettungsmoduls bei horizontaler stoßartiger Belastung auf Pfähle wurde bei den bisherigen Versuchen in keinem Fall erreicht.

Im Vergleich mit der statischen Mobilisierung des Erdwiderstandes, bei der nach dem Erreichen eines Maximums keine Zunahme des Widerstandes mit der weiteren Wandverschiebung auftritt, wurde für die stoßartige Belastung kein Grenzwert festgestellt. Das deutet darauf hin, daß trotz einer Überschreitung der für den statischen Grenzzustand erforderlichen Wandverschiebung noch kein Bruch erreicht wurde.

Im Gebrauchszustand, der nach DIN 4085 bei einer Parallelverschiebung der Wand im Bereich von 0,5% der Wandhöhe liegt, ist bei stoßartiger Belastung mit keinem höheren Bettungsmodul zu rechnen. Es ist empfehlenswert, den statischen horizontalen Bettungsmodul wie in DIN 4085 einzusetzen.

Bei Konstruktionen die größere Verformungen aufnehmen können ohne ihre Standsicherheit zu verlieren, können die höheren dynamischen Bettungsmoduln ausgenutzt

werden (s. S. 46, Bild 36). Der dimensionslos aufgetragene Verlauf des Bettungsmodulverhältnisses  $k_d/k_s$  erlaubt eine vom geometrischen Maßstabfaktor unabhängige Übertragung der Ergebnisse.

Mit Hilfe der Dimensionsanalyse wurden im Kapitel 4 für die maßgebenden physikalischen Größen die entsprechenden Maßstabfaktoren ermittelt. Beispielhaft wurden die Meßergebnisse von vier ausgewählten Modellversuchen für verschiedene geometrische Skalierungsfaktoren auf die Natur übertragen (s. S. 48/49, Tabellen 3 bis 6).

Die bis jetzt gewonnenen Ergebnisse gelten für die in Versuchen untersuchten Parameter (starre Konstruktion, homogener, kohäsionsloser Boden) und können nicht ohne weiteres verallgemeinert werden. Für die Erweiterung der erworbenen Kenntnisse hinsichtlich der Räumlichkeitsaspekte, Bedingungen von Wandverschiebungsart, Bodenbeschaffenheit und relative Steifigkeit Wand/Boden besteht noch Forschungsbedarf.

## 6. Literaturverzeichnis

- [1] Block, K.: Der harte Querstoß-Impact auf Balken aus Stahl, Holz und Stahlbeton, Dissertation, Abteilung Bauwesen der Universität Dortmund, 1982
- [2] Chugh, A. K.: A Unified Procedure for Earth Pressure Calculations, Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Volume III, St. Louis, Missouri 1995
- [3] Coulomb, C. A.: Essai sur une application des regles des maximis et mininis a quelques problemes de statique relatifs a l'architecture, Memoires de l'Academie Royale Pres Divers-Savants, Vol. 7, Paris 1776
- [4] DIN 1072 Straßen- und Wegbrücken: Lastannahmen, 1985
- [5] DIN 4014 Bohrspfähle: Herstellung, Bemessung und Tragverhalten, 1990
- [6] DIN 4085 Berechnung des Erddrucks: Berechnungsgrundlagen, 1987
- [7] Franke, E.: Grundbau - Taschenbuch, Teil 3 Grundbauwerke, Kapitel 3.3 Pfähle, Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin 1997
- [8] Grundhoff, T.: Horizontal impact on large bored single piles in sand, Offshore and Polar Engineering Conference, Paper No. 97-JSC-272, Honolulu, Hawaii, USA 1997
- [9] Gudehus, G.: Bodenmechanik. Enke - Verlag, Stuttgart 1981
- [10] Haupt, W: Bodendynamik, Vieweg Verlag, Braunschweig 1986
- [11] Holzlöhner, U: Verhalten von Stützwänden bei Schiffsstoß, Anlage 2 zum Bericht Einfluß des Bodens beim Schiffsstoß auf Bauwerke, (unveröffentlicht) 1994
- [12] Holzlöhner, U: Einfluß des Bodens beim Schiffsstoß auf Bauwerke, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 72, Berlin 1995
- [13] Kolymbas, D.: Pfahlgründungen, Springer-Verlag, 1989

- [14] Kotthaus, M.: Zum Tragverhalten von horizontal belasteten Pfahlreihen aus langen Pfählen in Sand, Schriftreihe des Instituts für Grundbau, Bochum 1992
- [15] Mononobe, N., and Matsuo, H.: On the determination of earth pressures during earthquakes, Proc. World Engineering Conference, S. 274-280, 1929
- [16] Morrison Jr., E. E., Ebeling, R. M.: Limit equilibrium computation of dynamic passive earth pressure, Can. Geotech. J. 32, S. 481-487, 1995
- [17] Okabe, S.: General theory of earth pressure, J. Japanese Soc. Civil Eng., Vol. 12, No. 1, 1926
- [18] Popp, C.: Untersuchungen über den Querstoß beim Aufprall von Kfz auf Gründungspfähle aus Stahlbeton und Stahl, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, H. 246, W. Ernst & Sohn, Berlin 1974
- [19] Savidis, S., Klapperich, H. und Abdel Karim, M.: Klassische Verfahren zur Berechnung des seismischen Erddruckes, Veröffentlichung. des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Heft Nr. 8, 1980
- [20] Sokolovski, V. V.: Statics of soil media, Butterworths Scientific Publications, London 1960
- [21] Terzaghi, K.; Jelinek, R.: Theoretische Bodenmechanik, Springer, Berlin 1959
- [22] Vogt, N.: Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand, Mitteilung 22, Baugrundinstitut der Universität Stuttgart 1984