

Institut für Geotechnik

Name der Forschungsstelle(n)

12949 N /

AiF-Vorhaben-Nr. / GAG

01.07.01 bis 30.06.03

Bewilligungszeitraum

**Schlußbericht für den Zeitraum : 01.07.01 bis 30.06.03**

zu dem aus Haushaltsmitteln des BMWi über die



geförderten Forschungsvorhaben

Forschungsthema : Entwicklung eines Verfahrens zur Vorbeugung des Umstürzens mobiler Baumaschinen durch das Nachgeben der Bodenschichten unter den Stützfüßen

Stuttgart, den 18.08.2003

Ort, Datum

Unterschrift der/des Projektleiter(s)

## **Inhaltsverzeichnis**

<b>1. Zusammenfassung</b>	<b>3</b>
<b>2. Problemstellung und Ziel</b>	<b>4</b>
<b>3. Lösungsweg und erzielte Ergebnisse</b>	<b>5</b>
3.1 Entwicklung der Messeinrichtung	5
3.1.1 Erfassung der Lasten	5
3.1.2 Erfassung der Setzungen	6
3.2 Ergebnisse der durchgeführten Messungen	7
3.2.1 Verschiedene Versagensmöglichkeiten des Untergrunds	7
3.2.2 Rechnerische Bestimmung der Grundbruchlast	9
3.2.3 Form der erfassten Last-Setzungskurven	10
3.2.4 Beschreibung der Versuchsböden bei den Laborversuchen	11
3.2.5 Versuchsaufbau im Labor	13
3.2.6 Ergebnisse der Laborversuche	15
3.2.7 Ergebnisse der Feldversuche	19
3.3 Software zur Datenerfassung und Erstellung der Tragfähigkeitsprognose	26
3.3.1 Programmaufbau und -ablauf	27
3.3.2 Erzielte Ergebnisse mit dem Auswerteprogramm	31
3.4 Einfluss der Horizontallasten auf das Last-Setzungsverhalten	43
3.5 Numerische Simulationen	45
<b>4. Wirtschaftliche Bedeutung für kleine und mittlere Unternehmen</b>	<b>60</b>
<b>5. Umsetzung der Ergebnisse in die Praxis</b>	<b>60</b>
<b>6. Literaturverzeichnis</b>	<b>61</b>
<b>Anhang: Bericht des Vorprojekts</b>	

## 1. Zusammenfassung

In dem aus den Haushaltsmitteln des BMWi über die AiF geförderten Forschungsvorhaben zur Beurteilung der Standsicherheit mobiler Baumaschinen wurde eine Studie über die Ursachen des Umstürzens mobiler Baumaschinen erstellt. Es stellte sich heraus, dass in fast 25 % ein Versagen des Untergrundes der Auslöser der Unfälle war. Es ist eine der häufigsten Unfallursache welche zum Umstürzen einer solchen Maschine führt.

Eine der Hauptaufgaben des Forschungsvorhabens bestand darin, eine geeignete Messeinrichtung zu entwickeln, mit welcher die für eine Standsicherheitsprognose benötigten Daten erfasst werden können. Von Seiten der Maschinenhersteller war eine wichtige Randbedingung, dass der Maschinenführer keinen zusätzlichen Arbeitsaufwand durch die Messungen hat. Somit war es notwendig ein Bezugspunktunabhängiges Messsystem zur Erfassung der Setzungen zu entwickeln. Durch die Erfassung des Beschleunigungssignals der einzelnen Stützbeine und einer zweifachen Integration dieser Messdaten, können die Setzungen bestimmt werden. Da die Beschleunigungen nur sehr kleine Werte erreichen sind Sensoren notwendig welche in der Lage sind im quasi-statischen Bereich zu messen. Die auftretenden Stützbeinkräfte können dagegen vergleichsweise einfach über den Druck im Stützzyylinder erfasst werden. Für Messungen in der Erprobungsphase steht ein entwickelter Lastsensor zur Verfügung, mit dem sowohl die Beschleunigungen, als auch die auftretenden Lasten erfasst werden können.

Dass Böden bei Belastung im Triaxialversuch und bei Plattendruckversuchen einem hyperbolischem Gesetz folgen, ist bekannt. Hier konnte durch Messungen gezeigt werden, dass dies auch für die Arbeitslinie beim Aufstellen von Baumaschinen gilt. In einem selbst erstellten Softwareprogramm zur Bestimmung der Tragfähigkeit des Untergrundes wurde ein solches Stoffverhalten berücksichtigt. Zusammen mit dem Messverfahren ergibt sich daraus ein Expertensystem, welches in der Lage ist, zunächst unter Laborbedingungen, die Tragfähigkeit des Bodens zu prognostizieren. Beim Einsatz an Baumaschinen im Feldeinsatz hat sich jedoch gezeigt, dass die bisher gewählten mathematischen Lösungsansätze unzureichend sind und daher weiter verfeinert werden müssen.

Durch den entwickelten Lastsensor ist es möglich die Horizontalkräfte, welche beim Aufstellen der Maschinen auftreten zu messen. Es hat sich herausgestellt, dass in der Aufstellphase der Maschinen keine nennenswerten Horizontalkräfte auftreten und somit bei der Tragfähigkeitsprognose nicht weiter berücksichtigt werden müssen.

Mit Hilfe von 2D und 3D FE - Simulationen konnten die durchgeführten Messungen numerisch verifiziert werden. Die Benötigten Parameter wurden durch Korrelationen und analytische Rückrechnung der Versuchsergebnisse bestimmt. Darüber hinaus wurde eine Studie zu einem Kranunfall betrachtet, inwiefern eine Prognose über das Versagen des Untergrundes möglich gewesen wäre. Weitere Untersuchungen zum Einfluss von Böschungen auf die Tragfähigkeit der Lasteinleitungsfläche wurden erfolgreich durchgeführt.

Das anvisierte Ziel des Forschungsvorhabens konnte **teilweise erreicht** werden!

## 2. Problemstellung und Ziel

Bei der Erstellung von Bauwerken jeglicher Art, werden heutzutage mobile Baumaschinen, z.B. Autokrane, Autobetonpumpen sowie Hubarbeitsbühnen, eingesetzt. Die laufend wechselnden Einsatzorte und die jeweils sich ändernden Untergrundverhältnisse müssen beim Arbeitseinsatz berücksichtigt werden. Der Maschinenführer ist für die Beurteilung des Untergrunds jedoch nicht ausreichend ausgebildet, wodurch leider immer wieder Fehleinschätzungen zustande kommen. Daraus resultieren dann Unfälle, wobei die in der Regel unzureichend abgestützten Baumaschinen umstürzen können. Hoher Sach- und Personenschaden ist daraus meistens die Folge.

Um die Unfälle, welche das Umstürzen der Maschinen durch Versagen des Untergrundes zur Folge haben, vermeiden zu können, ist es notwendig den Last-Setzungsverlauf der Stützbeine der Maschine zu erfassen. Bei der Wahl einer zu geringen Abstützfläche soll das Versagen des Untergrunds rechtzeitig angegeben werden. Dies soll durch ein in diesem Forschungsvorhaben zu entwickelndes Expertensystem erfolgen. Das Expertensystem besteht aus zwei Hauptkomponenten. Erstens die Messsensorik und zweitens das Softwareprogramm, mit welchem die Messdaten gespeichert und ausgewertet werden.

Der Arbeitsablauf soll durch den Einsatz des Expertensystems so wenig wie möglich beeinflusst werden. Auch um mögliche Störungen des Messablaufs sowie Fehlbedingungen des Systems zu verhindern, muss die Messsensorik so ausgeführt sein, dass keine zusätzlichen Vorbereitungsarbeiten durch den Maschinenführer notwendig werden. Durch die Messung werden die aufgebrachte Last der Maschine und die Setzungen des Untergrunds nur während der Phase der Arbeitsvorbereitung, d.h. beim Aufstellen der Maschine auf die Stützbeine erfasst. Der Aufstellvorgang der Maschine soll dabei wenn überhaupt nur unwesentlich verlängert werden. Darüber hinaus sollte eine Untersuchung durchgeführt werden in wie weit Horizontallasten auftreten und wie groß diese sind. Dazu ist ein Lastsensor anzufertigen, der sowohl die vertikale, als auch die horizontale Lastkomponente messen kann.

Unter Verwendung eines hyperbolischen Ansatzes soll der ganze Verlauf der Last-Setzungskurve bestimmt werden. Die dabei ermittelte Arbeitslinie besteht aus zwei Teilen. Zu Beginn stehen die Messdaten aus dem Aufstellvorgang zu Verfügung und der weitere Verlauf wird durch Extrapolation bestimmt. Nach der erfolgten Extrapolation soll eine Bewertung hinsichtlich der verwendeten Abstützfläche erfolgen. Bei unzureichend großer Abstützfläche muss dem Maschinenführer unmissverständlich eine entsprechende Warnung angezeigt werden.

Die einzelnen Bestandteile und der Aufbau der Messsensorik, sowie die entwickelte Software zur Erfassung und Auswertung der Daten werden im weiteren Verlauf des Berichts gegeben.

### 3. Lösungsweg und erzielte Ergebnisse

Im folgenden wird die entwickelte Messeinrichtung beschrieben und die unter Laborbedingungen sowie im Feldeinsatz erzielten Messergebnisse werden dargestellt und diskutiert. Des weiteren wird der mathematische Ansatz und das erstellte Programm für die Auswertung der erfassten Messdaten und die daraus erfolgte Tragfähigkeitsprognose erläutert. Am Ende dieses Abschnitts wird auf durchgeführte numerische Simulationen eingegangen.

#### 3.1 Entwicklung der Messeinrichtung

##### 3.1.1 Erfassung der Lasten

Die auftretenden Lasten können relativ einfach erfasst werden. Eine Möglichkeit ist die Messung des Stützdrucks in den Hydraulikzylindern. Dazu ist lediglich ein geeigneter Druckaufnehmer erforderlich und der Querschnitt des Zylinders muss bekannt sein. Eine weitere Möglichkeit wäre die Verwendung von Dehnmessstreifen (DMS). Die genaue Funktionsweise dieses Messverfahrens ist der entsprechenden Fachliteratur, z.B. LAIBLE et al. (2002) zu entnehmen. Da es hauptsächlich eine konstruktive Aufgabe ist, wie die Lasten gemessen werden können, wurde im Forschungsbegleitenden Arbeitskreis beschlossen, dass jeder Hersteller seine eigene Lösung entwickeln und einsetzen soll.

Um während der Erprobungszeit der Messeinheit flexibel zu sein, wurden die Lasten mit einem mobilen Lastsensor gemessen. Dieser wurde nach unseren Wünschen von der Firma Egenolf Prüftechnik in Leipzig für dieses Forschungsvorhaben entwickelt und gebaut. In Bild 3.1.1 wird eine Ansicht des Sensors gegeben. Die Lasten werden über DMS gemessen. Der Messbereich des Sensors liegt für die vertikale Lastkomponente bei 300 kN und für die beiden Horizontalkomponenten bei je 30 kN. Die Horizontallasten wurden auf 10 % des Vertikallastbereiches beschränkt, da nach Angaben der Baumaschinenhersteller die Stützzyylinder auf eine Beanspruchung von eben maximal dieser Größe ausgelegt sind.

Der Sensor ist 200 mm hoch und hat einen Durchmesser an der Basis von 300 mm. An der Oberseite ist der Anschluss an einen runden Stützteller mit einem Durchmesser von 350 mm



Bild 3.1.1 Lastsensoren zur Messung von Vertikal- und Horizontallasten

vorgesehen. Das Gewicht des Lastsensors beträgt ca. 50 kg. Damit das Stützbein während der Messungen nicht vom Lastsensor rutschen kann sind vier Krallen seitlich anzubringen (siehe Bild 3.1.1). Eine Anpassung an andere Stütztellerabmessungen ist relativ einfach und ohne großen Aufwand möglich.

### 3.1.2 Erfassung der Setzungen

Da die totalen Setzungen beim Aufstellen der Maschinen ermittelt werden sollen und dies ohne zusätzlichen Aufwand für den Maschinenführer (z.B. Montage eines Messrahmens am Stützfuß) erfolgen soll, kam als Messsensor nur ein Beschleunigungs- oder Geschwindigkeitssensor zur bezugspunktunabhängigen Setzungsmessung infrage.

Infolge der gegebenen Randbedingungen blieb nur ein Verfahren übrig. Um die Setzungen zu bekommen, müssen die vertikalen Beschleunigungen der Stützbeine beim Aufstellen erfasst werden. Damit die Setzungen zur weiteren Bearbeitung zur Verfügung stehen, müssen die Messdaten durch eine zweifache Integration über die Zeit umgerechnet werden. Ein maßgebliches Problem liegt nun darin, dass die auftretenden Beschleunigungen beim Aufstellvorgang nur sehr gering sind und bis zu einer unteren Grenzfrequenz von 0 Hz, d.h. quasistatisch zu erfassen sind. Nach einer Voruntersuchung zur Auswahl eines geeigneten Sensors wurde der kapazitive Beschleunigungsaufnehmer Qa 700 des Herstellers Honeywell gefunden. Dieser Sensor arbeitet nach dem Rückkopplungsprinzip, wodurch eine sehr hohe Empfindlichkeit (ca. 1 / 1000 g) erreicht wird.

Der Qa 700 Sensor besitzt einen Messbereich von 0 bis 30 g und ist bis 300 g schockgeschützt. Die Funktionsweise kapazitiver Sensoren wird unter anderem von Laible et al. (2002) beschrieben. In Bild 3.1.2 ist der Sensor dargestellt. Mit je etwa ein Zoll Durchmesser und Höhe und mit einem Eigengewicht von 46 Gramm ist der Sensor relativ klein und sehr leicht. Um den Sensor vor äußeren Beschädigungen zu schützen ist er in ein Gehäuse aus Plexiglas eingebaut. Bei den ersten Messungen im Labor ist er auf eine Lastplatte mit 300 mm Durchmesser montiert. Nachdem der Stützlastsensor von EPL zur Verfügung stand wurde der Beschleunigungssensor zentrisch auf dessen Bodenplatte montiert. Vorteil einer solchen Anbringung ist, dass die Messung nicht durch Beschleunigungen infolge von Verkippungen, sondern nur durch die Schiefstellung selbst beeinträchtigt werden kann. In Bild 3.1.1 rechts ist der in die Basis des Lastsensors integrierte Zugang zu sehen.

Das Nullpunktrauschen des Sensors ist sehr gering. Zur Eliminierung höherfrequenter Störungen wird ein Butterworthfilter 1. Ordnung ( RC-Glied ) mit einer Grenzfrequenz von 24 Hz verwendet. Durch den Einsatz einer digitalen Datenerfassung wird ein zusätzliches Bitrauschen auf das Messsignal aufgebracht. Dies sollte so klein wie möglich gehalten werden. Im Laufe der Untersuchungen hat sich herausgestellt, dass die eingesetzte Messkarte über eine Auflösung von mindestens 16 Bit verfügen sollte.

Aufgrund der Funktionsweise des Qa 700 ist eine Verkippung von einer vertikalen Beschleunigung nicht zu unterscheiden. Bei der Belastung des Untergrunds lässt sich eine Schiefstellung der Messplatte und dadurch auch des Beschleunigungssensors jedoch nicht



Bild 3.1.2 Honeywell Beschleunigungssensor Qa 700

vermeiden. Die Schiefstellung kann dabei z.B. aus einer außermittigen Belastung der unterlegten Abstützfläche oder einer Inhomogenität des anstehenden Untergrunds resultieren. Da die Information einer eventuell zu großen Verkippung der Lastplatte ebenso für die Standsicherheit der Maschine von Interesse ist, wird die Schiefstellung durch zwei um  $90^\circ$  zueinander angebrachten Neigungssensoren (Messbereich  $\pm 10^\circ$ ) ermittelt. Dieser Bereich ist ausreichend, da bereits bei einer Verkippung der Aufstellfläche von etwa  $5^\circ$  die Gefahr des Abrutschens des Stützbeines von dieser Fläche besteht und die Maschine umzustürzen droht. Durch die Bestimmung der Verkippung kann das Messsignal des Beschleunigungssensors entsprechend korrigiert werden. Die Neigungssensoren sind in einem wasserdichten Gehäuse eingebaut. Zuerst war es auf die Lastplatte montiert, und wurde nach Erhalt des EPL Sensors außen angeflanscht, da im Inneren kein Platz war (Bild 3.1.1 links). Die Messachsen sind parallel zu denen der horizontalen Lasten.

Bei allen Labor- und Feldversuchen wurden zusätzlich potentiometrische Wegaufnehmer, die auf einem von den auftretenden Untergrundverformungen unabhängigen Messgerüst angebracht waren, zur Kontrolle der Setzungen verwendet.

### 3.2 Ergebnisse der durchgeführten Messungen

Messungen im Feld unter realen Bedingungen sind immer mit einem erheblichen Aufwand verbunden. Daher erschien es sinnvoll, die Messsensorik unter Laborbedingungen zu entwickeln und zu testen bevor Sie im Feldeinsatz eingesetzt wird. In diesem Kapitel wird zuerst auf verschiedene Versagensmechanismen in Böden eingegangen bevor die Versuche unter Laborbedingungen und dann im Feld beschrieben und deren Ergebnisse diskutiert werden.

#### 3.2.1 Verschiedene Versagensmöglichkeiten des Untergrunds

Infolge von Lasteinwirkungen auf den Untergrund können verschiedene bodenmechanische Versagensmechanismen auftreten. Diese Mechanismen sind abhängig von den geometrischen

Randbedingungen einerseits, wie z.B. Böschungen und Stützbauwerke, und vom Aufbau des Untergrunds andererseits.

Liegt in unmittelbarer Nähe der Aufstellfläche eines Stützbeins einer mobilen Baumaschine eine Böschung, so ist die Gefahr eines Böschungsbruchs gegeben (Bild 3.2.1). Dieser wird im klassischen Fall dadurch ausgelöst, dass die Einwirkungen (z.B. Eigengewicht des Bodens und Auflasten) nicht mit den längs der ungünstigsten Bruchfuge wirkenden Widerständen (Normal- und Tangentialkräfte) im Gleichgewicht stehen (SCHMIDT, 2001). Die Lage der Bruchfuge ist dabei von der Geometrie, von Schichtungen des Untergrunds und vom anstehenden Grundwasser abhängig. Wird der Geländesprung durch ein Stützbauwerk teilweise oder ganz gesichert, so versagt dieser aufgrund der gleichen Ursachen, wird aber als Geländebruch bezeichnet.

Wird eine Last auf einer ebenen Oberfläche aufgebracht, so spricht man bei Verlust der Tragfähigkeit des Bodens von einem Grundbruch. In Abhängigkeit von den anstehenden Lagerungsbedingungen können verschiedene Bruchentwicklungen beobachtet werden. Auf Grundlage von Versuchen auf Sand hat VESIĆ (1963) eine Abgrenzung dieser Bruchentwicklungen vorgenommen, welche 1970 von KÉZDI beschrieben wurden (siehe Bild 3.2.2). Zur Bestimmung des Bruchverhaltens bindiger Böden hat RILLING (1994) Traglastversuche durchgeführt, welche zum selben Ergebnis führten. Ein Grundbruchtyp A tritt eigentlich nur bei dicht gelagerten Böden und flach gegründeten Fundamenten auf. Er wird als allgemeiner Scherbruch bezeichnet und eine ausgeprägte Scherflächenbildung tritt ein. Eine definierte Bruchlast ist eindeutig bestimmbar. Bei Erreichen der Bruchlast geht die Arbeitslinie entweder in eine vertikale Endtangente über oder die Last kann bei zunehmenden Setzungen infolge lokaler Auflockerungen (dilatantes Bodenverhalten) sogar reduziert werden.

Beim lokalen Scherbruch (Typ B) entstehen keine durchgehenden Scherflächen. Infolge zunehmender Belastung nehmen hier die Setzungen überproportional zu, d.h. mit zunehmenden Setzungen scheinen immer tieferliegende Bodenbereiche beeinflusst zu werden, wodurch weitere seitliche Widerstandskräfte mobilisiert werden. Eine eindeutig zu bestimmende Bruchlast gibt es nicht, sondern es wird lediglich ein Grenzlastbereich festgestellt. Eine Methode diesen Bereich zu bestimmen hat NAUJOKS (1963) beschrieben und angewandt.

Ein eigentlicher Bruch bildet sich bei Grundbruchtyp C erst gar nicht aus. Lediglich eine Verdichtung des stets bei diesem Versagenstyp locker gelagerten Bodens unterhalb und neben

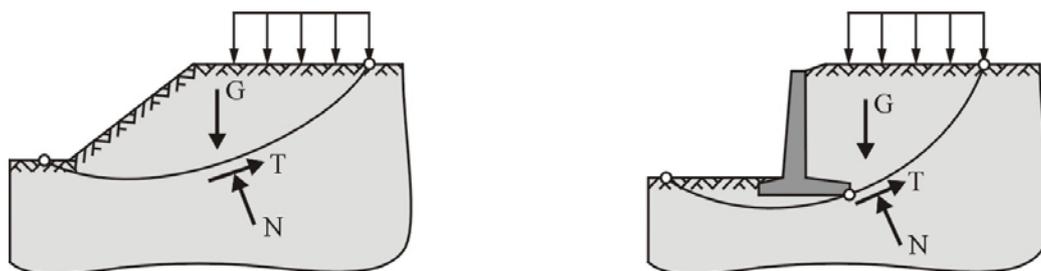


Bild 3.2.1 Möglicher Böschungs- bzw. Geländebruch (VERMEER, 2002)

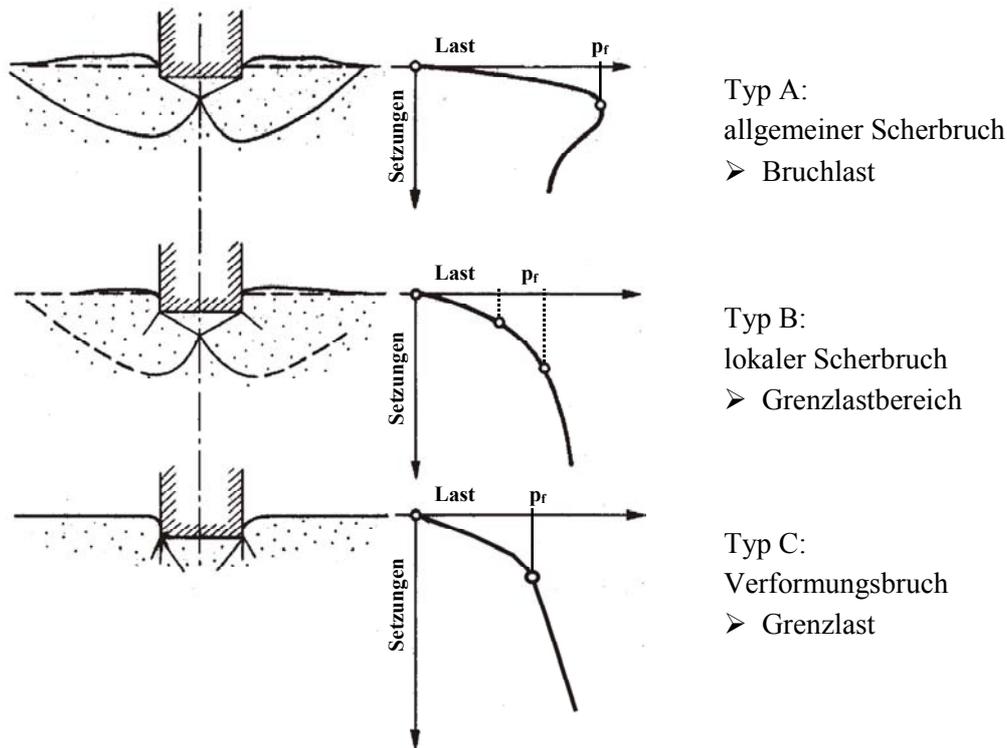


Bild 3.2.2 Festgestellte Grundbruchtypen (KÉZDI, 1970)

der Lasteinleitungsfläche wird festgestellt; ein Verformungsbruch tritt ein. Bis zum Erreichen einer Grenzlast nehmen dabei die Setzungen proportional zu. Beim überschreiten dieser Last nehmen diese überproportional zu und die Arbeitslinie geht in eine lineare Endtangente über. Nach TERZAGHI / JELINEK (1954) ist die Gebrauchstauglichkeit einer Gründung bzw. die ansetzbare Tragfähigkeit bei überschreiten der Grenzlast erreicht.

### 3.2.2 Rechnerische Bestimmung der Grundbruchlast

Zur rechnerischen Bestimmung der Tragfähigkeit eines Bodens unter einem Fundament wurde von PRANDTL (1920) eine Gleichung für gewichtslosen Boden erstellt. Im Laufe der Zeit wurde diese Gleichung von vielen Autoren erweitert, unter anderem von MEYERHOF (1963) durch einen empirisch ermittelten Term zur Berücksichtigung des Bodeneigenweights.

$$p = c' \cdot N_c \cdot v_c \cdot \kappa_c + \gamma \cdot d \cdot N_d \cdot v_d \cdot \kappa_d + \gamma \cdot b \cdot N_b \cdot v_b \cdot \kappa_b \quad (3.1)$$

Die Grundbruchformel, Gleichung (3.1), gliedert sich hierbei in drei Teile. Ein Kohäsions-, ein Breiten- und ein Tiefenglied. Zur Bestimmung der Tragfähigkeit des Bodens werden hierbei die Einflüsse der effektiven Kohäsion  $c'$ , der Gründungsbreite  $d$  und der Gründungstiefe  $b$  als Funktion des Reibungswinkels  $\phi'$  des Untergrunds addiert. In den einzelnen Teilen sind somit vom Reibungswinkel  $\phi'$  abhängigen Tragfähigkeitsbeiwerten  $N$  zu bestimmen. Ausmittigt, bzw. schräg angreifende Lasten werden durch den Neigungsbeiwert  $\kappa$  berücksichtigt. Die Fundamentform wird durch den Formbeiwert  $v$  in die Berechnung mit einbezogen.

Beim Aufstellen mobiler Baumaschinen ist zu Beginn das Breitenglied Null, da die Maschinen auf den Untergrund aufgesetzt werden und keine Einbindetiefe vorhanden ist. Erst mit auftretenden Setzungen wird dieser Teil aktiviert, hat jedoch auf grund der kleinen Werte zunächst nur einen sehr untergeordneten Einfluss. In der DIN 4017, Blatt 1 und 2 ist der empfohlene Nachweis der Grundbruchsicherheit im Detail nachzulesen.

### 3.2.3 Form der erfassten Last-Setzungskurven

In KONDNER AND ZELASKO (1963) und KONDNER (1963) wird gezeigt, dass das Spannungs-Dehnungs-Verhalten im Triaxialversuch sowohl von Sanden als auch von Tonen anhand einer Hyperbel mit sehr großer Genauigkeit angenähert werden kann. DUNCAN AND CHANG (1970) haben Ihre Arbeit über das nichtlineare Verhalten von Böden mit auf die oben genannten Arbeiten gestützt. Die Hyperbel zur Darstellung des Bodenverhaltens wird durch Gleichung (3.2) beschrieben.

$$P = \frac{s}{a + b \cdot s} \quad (3.2)$$

P ist dabei die aufgebrachte Last, s sind die Setzungen und a und b sind Bodenkonstanten, welche aus Messungen bestimmt werden müssen. Anhand der Ergebnissen von Plattendruckversuchen welche VAN DEVENTER & MOLENKAMP (1984) durchgeführt und ausgewertet haben wurde überprüft, in wie weit die selbe hyperbolische Beziehung auch für Plattendruckversuche zutrifft. Dies erfolgte mit dem Hintergrund, da das Aufstellen von mobilen Baumaschinen auf die Stützbeine quasi einem Plattendruckversuch entsprechen.

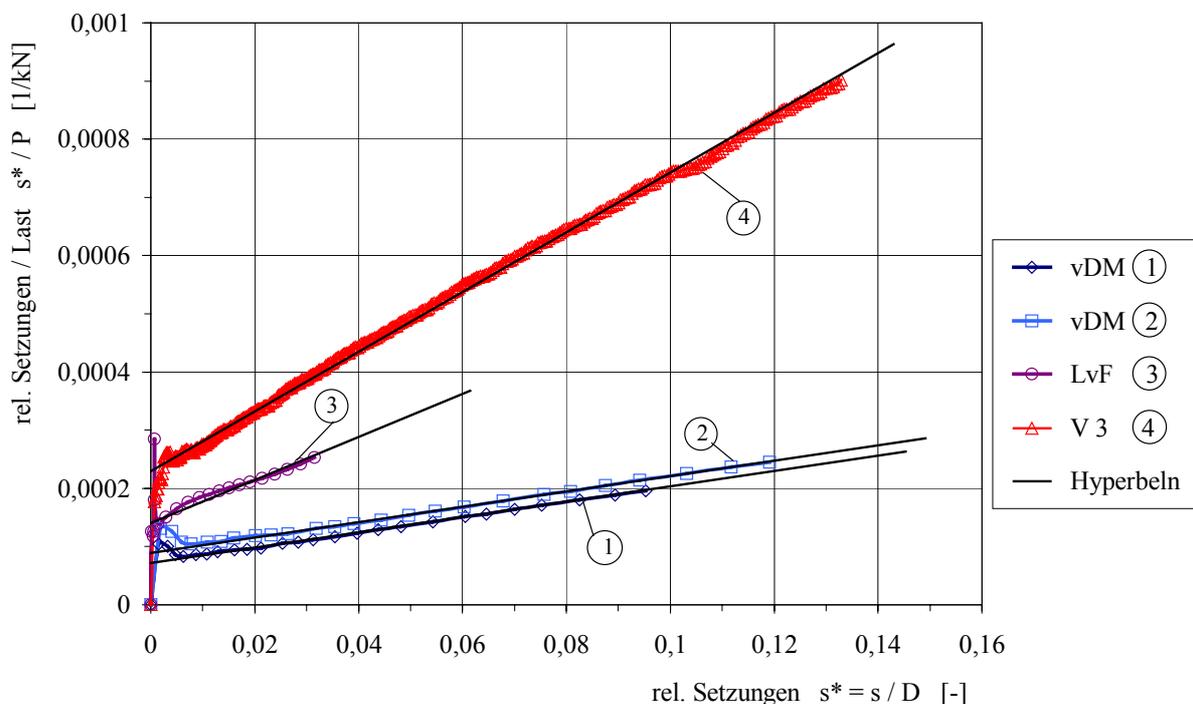


Bild 3.2.3 Transformiert hyperbolische Darstellung von Plattendruck-, Labor- sowie Feldversuchen



die Eigenschaften der Böden entscheidend sind. Für beide Bodenarten wurden Böden ausgesucht, welche bereits bei vielen Forschungsarbeiten verwendet wurden, und so ausreichende Kenntnisse über das Verhalten und die Eigenschaften dieser Materialien vorhanden sind. Somit können die bei diesem Forschungsvorhaben erzielten Messergebnisse gut bewertet und eingeschätzt werden.

Als nicht bindiger Versuchsboden wurde ein stark feinkiesiger, schwach feinsandiger Mittel- bis Grobsand (Ansprache nach DIN 4022) verwendet. Nach Einstufung infolge DIN 18196 ist der Rheinsand mit einer Ungleichförmigkeitszahl  $U$  von 7 als ein weitgestufter Sand (SW) zu bezeichnen. Eine repräsentative Kornverteilungskurve des Sandes ist in Bild 3.2.4 abgebildet. In VOGT-BREYER (1999) sind die Beschaffenheit und die aus Laborversuchen ermittelten Bodeneigenschaften ausführlich beschrieben. Das Last-Setzungsverhalten eines Bodens ist stark von der jeweiligen Lagerungsdichte abhängig. Um eine möglichst große Bandbreite abzudecken wurden bei den hier vorgestellten Versuchsergebnissen die Lagerungsdichten von sehr locker über dicht bis sehr dicht variiert.

Aus einem in der Nähe von Heilbronn gelegenen Steinbruch wurde ein Lösslehm als bindiger Boden entnommen. Aus der Kornverteilung lässt sich erkennen, dass es sich bei dem gewonnenen Versuchsboden um einen tonigen bis stark tonigen, sandigen Schluff handelt. Aus den Zustandsgrenzen, Fließgrenze  $w_L = 34,9\%$  und Ausrollgrenze  $w_P = 14,8\%$  kann die Plastizität des Bodens abgeleitet und im Plastizitätsdiagramm nach CASAGRANDE dargestellt und beurteilt werden. Der verwendete Lösslehm ist demnach nach DIN 18196 als leicht- bis mittelplastischer Ton (TL bis TM) zu klassifizieren, wie in Bild 3.2.5 zu sehen ist. Mit einer mittleren Konsistenzzahl von  $I_C = 0,9$  ist der Boden als steif zu bezeichnen. Diese Ergebnisse rühren von Proben des gewachsenen Bodens, wie auch von künstlich verdichteten Lösslehmproben. Eine ausführlichere Beschreibung des Lösslehms kann bei RILLING (1994) nachgelesen werden.

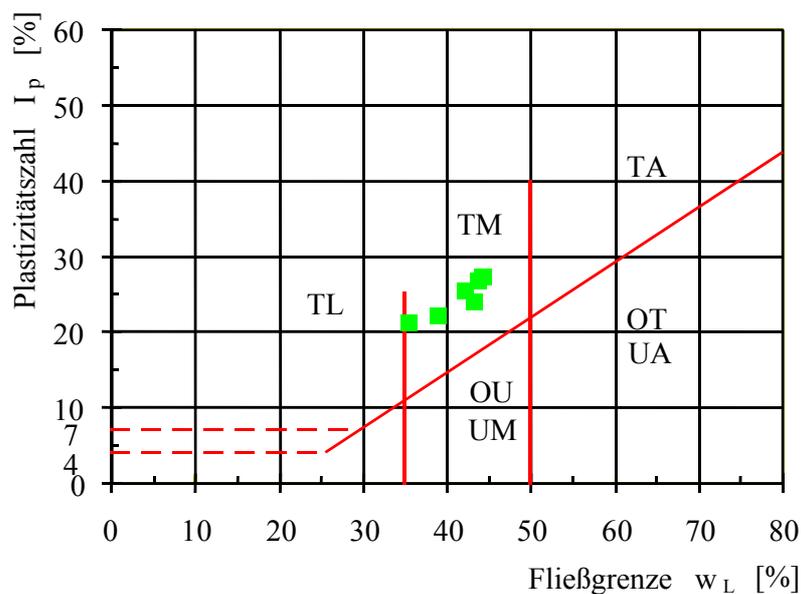


Bild 3.2.5 Heilbronner Lösslehm im Plastizitätsdiagramm nach CASAGRANDE

### 3.2.5 Versuchsaufbau im Labor

Zum Testen des entwickelten Messsystems wurden mehrere Messserien bei unterschiedlichen Untergrundverhältnissen durchgeführt. Die Messungen wurden in einer 3 x 3 m großen und bis maximal 1,4 m tiefen Versuchsgrube an der Forschungs- und Materialprüfanstalt Stuttgart (FMPA) gemacht. Die Grube selbst befindet sich in der Versuchshalle der FMPA und somit sind unerwünschte Witterungseinflüsse wie Regen, Kälte oder auch zu große Hitze, welche die Versuchsdurchführung und die Reproduzierbarkeit der Messergebnisse beeinträchtigen könnten ausgeschlossen.

Das jeweilige Bodenmaterial für die einzelnen Messserien wurde in einer Gesamtmächtigkeit von etwa 0,9 m lagenweise eingebaut. Jede Lage hat eine Mächtigkeit von ca. 30 cm. Diese Schichtmächtigkeiten werden gewählt, da hierbei noch eine annähernd gleichmäßige Verdichtung über die ganze Schicht erzielt werden kann. Zur Kontrolle des homogenen Einbaus wurden in jeder Schicht drei Dichtekontrollen durchgeführt.

Bei den Sandversuchen erfolgte dies durch das sogenannte Ballonverfahren. Hierbei wird die vorhandene Trockendichte aus dem entnommenen Bodenvolumen durch Wasserausgleich und der entnommenen Masse, unter Berücksichtigung des Wassergehalts, bestimmt. Die Bestimmung der Lagerungsdichte bei bindigen Böden erfolgte durch Ausstechzylinder, indem Stahlzylinder mit definiertem Volumen in den Boden geschlagen werden und dann die Masse bestimmt wird. Diese sind gängige Verfahren in der Geotechnik zur Bestimmung der Dichte und sind in DIN 18125, Teil 2 beschrieben. Die Differenzen der erzielten Lagerungsdichten nach dem Einbau spiegeln sich in den Messergebnissen wieder.

Ab einer Tiefe vom 2 bis 3-fachen Lastplattendurchmesser tritt keine signifikante Zunahme des Spannungsniveaus auf, so dass eine Beeinflussung des Setzungsmaßes bei einer Füllhöhe von etwa 0,9 m nicht zu erwarten ist (CHARLES, 1996). Eine Interaktion mit dem Betonboden der Versuchsgrube wird demnach vermieden.



Bild 3.2.6 Versuchsaufbau der Messungen an der FMPA

Der Versuchsaufbau (siehe Bild 3.2.6) bestand aus einer Druckplatte mit 300 mm Durchmesser und einem hydraulischen Druckstempel, der gegen eine rückverankerte Stahltraverse gespannt wird. Bei der Messserie IX wurde der EPL Stützlastsensor als Lastplatte verwendet. Die Lastaufbringung erfolgte weggesteuert mit einer maximalen Vorschubgeschwindigkeit von ca. 5 mm/s. Diese Vorschubgeschwindigkeit wurde so gewählt, um das Ausfahren eines hydraulischen Stützfußes einer mobilen Baumaschine simulieren zu können und war durch den maximalen Volumenstrom des vorhandenen Hydraulikaggregats begrenzt.

Insgesamt wurden 9 Messserien, jeweils aus 3 Messungen bestehend, in der beschriebenen Versuchsgrube durchgeführt. 5 dieser Serien wurden auf dicht bis sehr dicht eingebautem Sand, eine auf sehr dichtem Sand mit einem simulierten Hohlraum, eine Serie mit sehr lockerem Sand und bei zwei Serien wurden die Versuche auf Lösslehm durchgeführt. Nur bei 5 Messungen traten Probleme auf, so dass die Daten nicht eingelesen werden konnten und bei manchen Serien nur 2 Datenreihen zur Auswertung zur Verfügung standen. Letztendlich sind 22 Messungen erfolgreich an der FMPA durchgeführt worden, deren Ergebnisse im nächsten Abschnitt beschrieben und diskutiert werden.

Tabelle 3.1 Aufstellung der Versuchsdaten für alle Versuchsreihen im Labor

	<b>Bodenart</b>	<b>Versuchs- bezeichnung</b>	<b>Einbau- trockendichte <math>\rho_d</math> [g/cm<sup>3</sup>]</b>	<b>Einbau- wassergehalt w [%]</b>	<b>Bruchlast / Grenzlast <math>P_f</math> [kN]</b>
Messserie I	Sand sehr dicht	dicht I/1	1,821	3,7	120,7
		dicht I/2			137,5
Messserie II	Sand sehr dicht	dicht II/1	1,763	4,3	85,8
		dicht II/2			95,7
Messserie III	Sand sehr dicht	dicht III/1	1,791	4,8	116,6
		dicht III/2			107,0
Messserie IV	Sand sehr dicht	dicht IV/1	1,816	5,2	114,1
		dicht IV/2			122,0
		dicht IV/3			123,7
Messserie V	Sand sehr locker	locker I/1	1,552	4,0	18,0
		locker I/2			21,3
Messserie VI	Sand sehr dicht mit Hohlraum	hohl I/1	1,809	4,5	74,7
		hohl I/2			68,7
		hohl I/3			63,0
Messserie VII	Lösslehm	LL I/1	1,737	16,4	38,5
		LL I/2			40,3
		LL I/3			38,8
Messserie VIII	Lösslehm	LL II/1	1,745	15,4	61,6
		LL II/2			69,0
		LL II/3			62,6
Messserie IX	Sand dicht	dicht V/1	1,738	3,0	40,4
		dicht V/2			36,0

Allgemein kann gesagt werden, dass in allen Messserien eine sehr gute Reproduzierbarkeit erzielt werden konnte, was auf einen jeweils relativ homogenen Einbau schließen lässt. Die Messstellen wurden so angeordnet, dass eine Beeinflussung der Messergebnisse aus den einzelnen Versuchen und der räumlichen Ausdehnung der Versuchsgrube ausgeschlossen

werden kann. Eine Auflistung über die verwendeten Bodenarten und die Einbaubedingungen, wie die Trockendichte  $\rho_d$  und der Wassergehalt  $w$  sowie die erreichte Bruch-, bzw. Grenzlast sind in Tabelle 3.1 gegeben.

Bei der Versuchsserie mit Hohlraum im Untergrund wurden handelsübliche PVC-Rohre mit einem Durchmesser  $D$  von 200 mm und einem Meter Länge direkt unter den vorgesehenen Messstellen eingebaut. Das Überdeckungsverhältnis  $H/D$  lag bei 1, wobei  $H$  die Schichtmächtigkeit des Sandes oberhalb der Firste des Rohres ist.

### 3.2.6 Ergebnisse der Laborversuche

In diesem Kapitel werden die bei den Laborversuchen erzielten Ergebnisse dargestellt und diskutiert. Zunächst werden jedoch nur die Ergebnisse besprochen, welche mit den pot. Wegaufnehmern erreicht wurden. Die Resultate der Messungen mit dem Beschleunigungs- und den Neigungssensoren werden im Kapitel 3.3 zusammen mit der Erläuterung zum Auswerteprogramm aufgezeigt.

Wie schon kurz erwähnt wurde, konnte bei jeder Versuchsserie eine gute Reproduzierbarkeit der Messergebnisse erreicht werden. Zur Verdeutlichung sind die Last-Setzungskurven der Messserien IV und VII beispielhaft in Bild 3.2.7 dargestellt. Messserie IV ist auf sehr dicht eingebautem Sand durchgeführt worden. Deutlich zu erkennen ist ein steiler Anstieg der Arbeitslinie. Kurz vor Erreichen der Bruchlast nehmen die Setzungen stärker zu. Bei Erreichen des Bruchs sind unter der Lastplatte die aufnehmbaren Scherparameter des Bodens voll mobilisiert. Bei weiterer Belastung bildet sich eine Scherfuge aus, entlang welcher der Boden versagt. Es kommt zum Grundbruch.

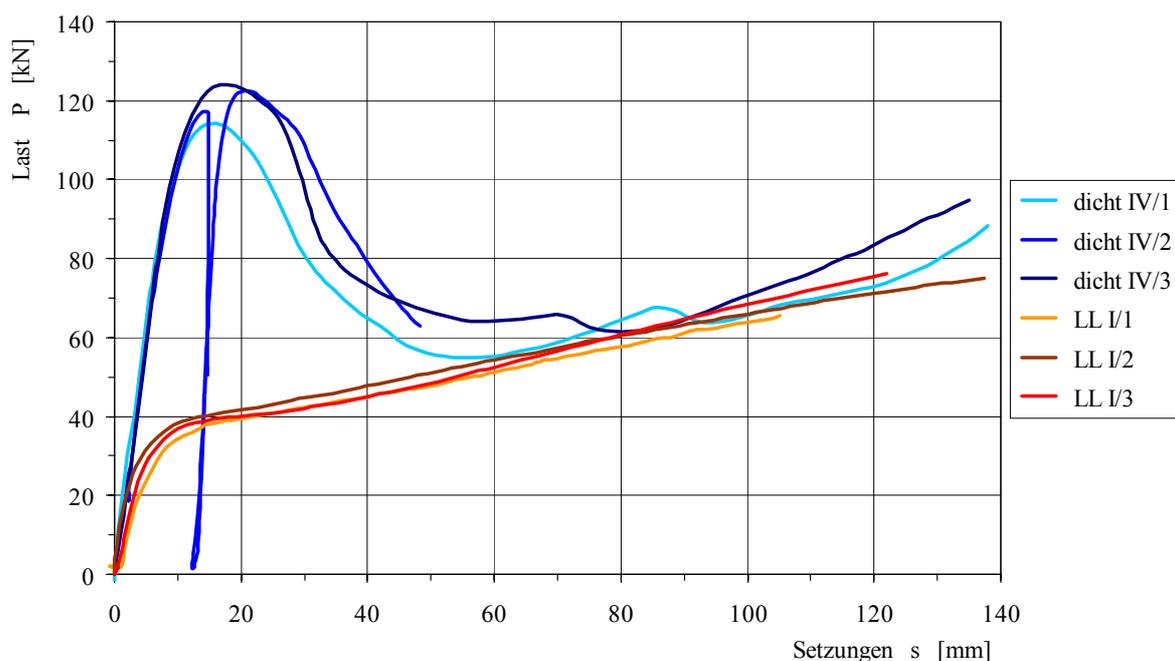


Bild 3.2.7 Reproduzierbarkeit der Messdaten dargestellt für eine Messung auf sehr dichtem Sand und auf Lösslehm



Bild 3.2.8 Bei Laborversuchen aufgetretener Grundbruch bei sehr dicht eingebautem Sand

Es handelt sich um einen Grundbruch des Typs A, da ein definierter Bruch zu erkennen ist und sich bei zunehmender Verformung um die Lastplatte herum der Boden hebt (Bild 3.2.8). Bei fortschreitenden Setzungen, in diesem Beispiel ab ca. 60 mm, nimmt die vom Boden aufnehmbare Last wieder zu. Dies resultiert aus der nun vorhandenen Einbindetiefe der Lastplatte, wodurch, wie aus Gleichung (3.1) hervorgeht, die Lastaufnahme des Bodens wieder ansteigt. Zusätzlich werden tiefer liegende Bodenschichten belastet und zur Lastabtragung herangezogen.

Bei einer Messung (dicht IV/2) wurde kurz vor Erreichen der Bruchlast eine Entlastung vorgenommen. Deutlich sichtbar ist, dass vor dieser fast vollständigen Entlastung fast nur plastische Verformungen aufgetreten sind. Das Verhalten des Bodens ist deutlich steifer als bei der Erstbelastung. Bei der Wiederbelastung treten schon vor Erreichen des ursprünglichen Lastniveaus deutlich größere Setzungen auf. Dies resultiert aus den, im Gegensatz zur Entlastung, eher plastisch auftretenden Verformungen bei der Wiederbelastung. Zu erkennen ist auch, dass die Kurve wieder auf den ursprünglichen Verlauf der Erstbelastung zurück kommt.

Die Unterschiede bei der Bruchlast resultieren einerseits aus den, wenn auch nur geringen, Differenzen in der Einbaudichte des Bodens. Andererseits wirkt im Sand infolge des geringen Wassergehalts eine scheinbare Kohäsion. Eine Abhängigkeit zwischen Porenvolumen und der Kohäsion ist nicht bekannt, leichte Schwankungen im Haftwasser (Wassergehalt) können aber einen Einfluss haben (MUHS & WEIß, 1971). Durch Verwendung von Gleichung (3.1) wurde die notwendige Kohäsion ermittelt. Dazu war eine Bestimmung des Reibungswinkels  $\varphi$  notwendig. Für den hier verwendeten Sand gibt es einen Zusammenhang zwischen der Porenzahl  $e$  und  $\cot \varphi$ , welche durch folgende lineare Beziehung

$$\cot \varphi = 2,7 \cdot e - 0,21 \quad (3.3)$$

nach SCHULZE (1968) bzw. dem DANISH CODE OF PRACTICE approximiert werden kann. Gleichung (3.3) wurde durch Ergebnisse von Triaxialversuchen am selben Sand wie er in dieser Studie verwendet wird in der Arbeit von VOGT-BREYER (1999) bestätigt. Für die



Bild 3.2.9 Grundbruchtyp C bei den Messungen auf Lösslehm und auf sehr locker eingebautem Sand

Ergebnisse der Messserie IV muss eine Kohäsion von etwa 3,5 kPa vorhanden gewesen sein. Diese Größenordnung ist realistisch und wurde durch die anderen Versuche bestätigt. Im ganzen wurden Werte zwischen 2 und 5 kPa ermittelt, wobei die Streuung in den einzelnen Versuchsserien unter 0,5 kPa liegt.

Die zweite Kurvenschar in Bild 3.2.7 stammt von einer Versuchsserie auf verdichtetem Lösslehm. Zu erkennen ist eine sehr gute Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse und dass keine eindeutige Bruchlast auftritt. Hier liegt Grundbruchtyp C, der Verformungsbruch vor. Es tritt eine Verdichtung des Untergrunds im Bereich unter und neben der Lastplatte auf. Dies wurde durch Entnahme von Ausstechzylinder nach den Versuchen bestätigt. Die Lagerungsdichte erhöhte sich direkt unter der Belastungsfläche infolge der Belastung von  $\rho_d = 1,74 \text{ g/cm}^3$  auf ein  $\rho_d$  von über  $1,88 \text{ g/cm}^3$ , was für den vorherrschenden Wassergehalt im Bereich der Sättigungslinie (ganzer Porenraum mit Wasser gefüllt) liegt. Die Setzungen nehmen nach überschreiten der Grenzlaster überproportional zu und die Arbeitslinie geht in eine lineare Endtangente über. An der Oberfläche sind in Bild 3.2.9 (links) neben der Lastplatte keinerlei Veränderungen, d.h. Hebungen zu erkennen. Das selbe Grundbruchphänomen wurde bei der Versuchsserie auf sehr locker eingebautem Sand wie deutlich in Bild 3.2.9 (rechts) zu erkennen ist. Lediglich ein paar Tangentialrisse sind zu sehen.

Um die Übersichtlichkeit bei der Betrachtung und dem Vergleich der Messergebnisse zu behalten, ist in Bild 3.2.10 für jede Messserie auf Sand nur je eine repräsentative Kurve dargestellt. Die erreichte Tragfähigkeit und die Steilheit der Arbeitslinien zeigen die Abhängigkeit der Lagerungsdichte des Sandes. Bei den Messserien I bis IV (dicht I - IV) wurde eine Lagerungsdichte  $D$  von mindestens 0,8 erreicht, was einem sehr dichten Einbau entspricht. Bestimmt wird die Lagerungsdichte von nichtbindigen Böden anhand des Verhältnisses zwischen dem vorhandenen Porenanteil  $n$  zum Porenanteil bei dichtester (min- $n$ ) und lockerster Lagerung (max- $n$ ) des Bodens laut Gleichung (3.4)

$$D = \frac{\text{max-}n - n}{\text{max-}n - \text{min-}n} \quad (3.4)$$

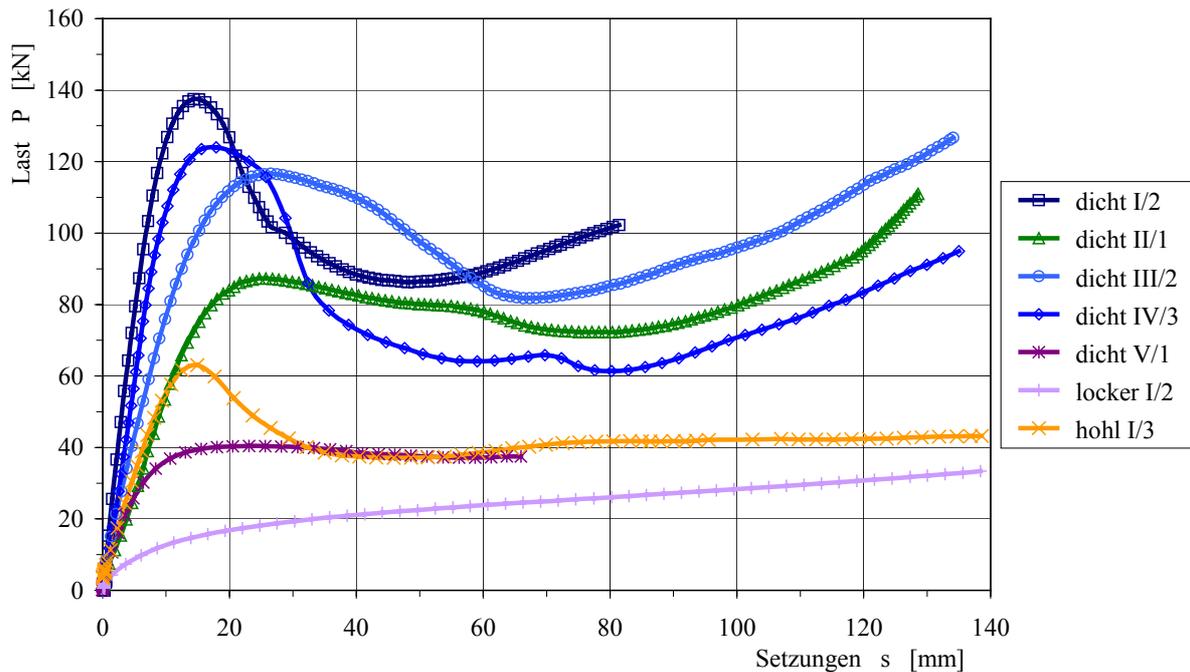


Bild 3.2.10 Repräsentative Auswahl der Arbeitslinien für jede der Messserien auf Sand

Die Grenzen für die Einteilung von sehr locker bis sehr dicht werden im Grundbautaschenbuch (SMOLTZYK, 2001) angegeben. Bei Messserie IX (dicht V) liegt die Lagerungsdichte  $D$  hingegen nur bei 0,76, so dass der Einbau lediglich als dicht bezeichnet wird. Eine besonders geringe Lagerungsdichte von etwa 0 wurde bei den Versuchen auf dem sehr locker eingebauten Sand erreicht.

Bei den Versuchen mit einem PVC-Rohr als Hohlraum im Untergrund wurde ebenfalls eine sehr dichte Lagerung des Sandes erzielt ( $D \approx 1$ ). Die geringe Tragfähigkeit des Systems Boden-Hohlraum ist auf das Nachgeben des Rohres zurück zu führen. Das Verhalten des Boden wirkt deutlich weicher als ohne Hohlraum, was sich in der flacher verlaufenden Arbeitslinie bei gleicher Lagerungsdichte bemerkbar macht. In Bild 3.2.11 ist das Versagensbild des Untergrunds und eines Rohres zu sehen. Der allgemeine Scherbruch bildet sich in Querrichtung des Rohres aus, wobei plastische Verformungen im Rohr aufgetreten sind.



Bild 3.2.11 Bruchfigur und verformtes Rohr nach Belastung des sehr dicht gelagerten Sands mit Hohlraum unter der Lasteinleitungsfläche

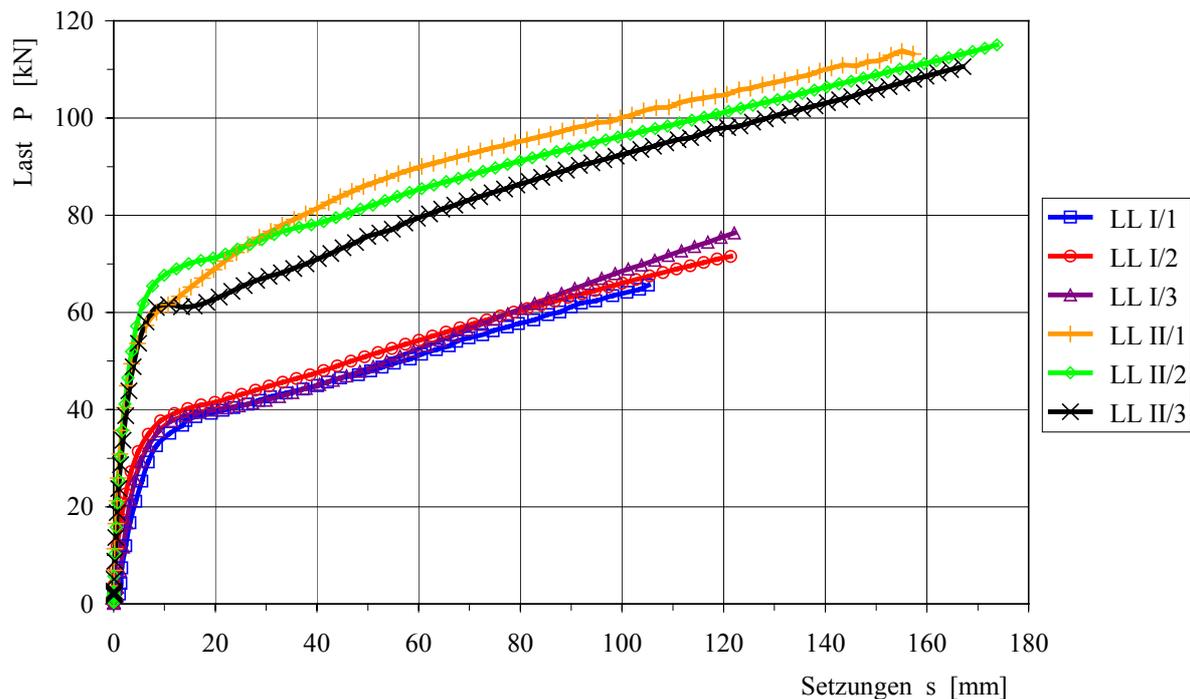


Bild 3.2.12 Last-Setzungskurven der Belastungsversuche mit Lösslehm als Untergrund

Des Weiteren wird aus den Verläufen der Arbeitslinien die Art des Grundbruchs deutlich. Die Versuche mit sehr dichten Lagerungsbedingungen besitzen eine definierte Bruchlast und können dem allgemeinen Scherbruch (Grundbruchtyp A) zugeordnet werden. Beim dichten Einbau der Versuche dicht V kann ein Übergang zum lokalen Scherbruch festgestellt werden und die Versuchsergebnisse mit dem lockeren Bodeneinbau weisen einen Grundbruch des Typs C (Verformungsbruch) auf. Diese Versagensart wurde wie schon erwähnt auch bei den Messserien auf Lösslehm angetroffen (Bild 3.2.12).

Im Mittel konnte bei den Versuchen auf Lösslehm die Grenzlast zu 39,2 bzw. 54,1 kN bestimmt werden. Die Differenz der Grenzlasten zwischen den beiden Versuchsserien ist jedoch erheblich und lässt sich durch die, wenn auch nur geringen, Unterschiede beim Einbauwassergehalt  $w$  von 16,4 und 15,4 % und der Ausgangstrockendichte  $\rho_d$  von 1,737 und 1,745 g/cm<sup>3</sup> erklären. Vor allem Tone, aber auch Schluffe können sehr empfindlich auf den sich ändernden Wassergehalt reagieren.

### 3.2.7 Ergebnisse der Feldversuche

Im Laufe des Forschungsvorhabens sind in Kooperation mit mehreren Herstellerfirmen von mobilen Baumaschinen, welche im projektbegleitenden Arbeitskreis zusammen arbeiten, acht Messreihen im Felde unter realen Bedingungen durchgeführt worden. Eine Messreihe führte infolge eines Schadens an der eingesetzten Maschine zu keinen verwertbaren Ergebnissen und wird daher weder in der Nummerierung, noch in der Auswertung berücksichtigt. Versuchsreihe I diente der Untersuchung der minimalen Anforderungen an die Messausrüstung und der Machbarkeit der Messungen. Diese Ergebnisse wurden zwar mit in die Aufstellung aller

Feldmessungen in Tabelle 3.2 aufgenommen, bei der Auswertung aber nicht weiter beschrieben.

In der Zusammenstellung sind die Versuchsbezeichnung, der anstehende Untergrund, die aufgebrauchte Belastung, die erreichte rel. Last sowie die Kantenlänge der Lastfläche und inwiefern die Tragfähigkeit des Untergrunds erreicht wurde aufgelistet. Bei der aufgebrauchten Belastung ist angegeben, ob mit der maximalen Last, oder nur dem Eigengewicht bzw. nur der Last infolge des Ausfahrens des instrumentierten Stützbeins belastet wurde.

Tabelle 3.2 Zusammenstellung der Ergebnisse aller Versuchsserien im Feld

Versuchsreihe	Versuchsbezeichnung	Untergrund	aufgebrauchte Belastung	rel. Last $P / P_{\text{Masch}}$	Kantenlänge Lastfläche	Tragfähigkeit erreicht
Versuchsserie I	I 1	Schotter	Max.	0,903	0,6 m	Nein
	I 2	Lösslehm	Eigenlast	0,649		Ja
Versuchsserie II	II 1	Auffüllung Lösslehm	Eigenlast	0,769	0,6 m	Ja
	II 2			0,726		
	II 3	Schotter	Max.	0,887		Nein
	II 4			0,933		
Versuchsserie III	III 1	Schotter	Max.	0,978	0,5 m	Nein
	III 2			0,966		
	III 3			0,971		
	III 4			0,962		
	III 5			0,981		
	III 6	Sand dicht		0,990		
	III 7			0,964		
Versuchsserie IV	IV 1	Auffüllung Lösslehm	Eigenlast	0,792	0,5 m	Ja
	IV 2			0,781		
Versuchsserie V	V 3	Mutterboden, feucht	Stützbein	0,202	0,6 m	Ja
	V 6		Eigenlast	0,346	1,2 m	Nein
Versuchsserie VI	VI 1	Auffüllung Lösslehm, sehr feucht	Stützbein	0,593	0,6 m	Ja
	VI 2			0,586		
	VI 3			0,588		
	VI 4			0,650		
	VI 5			0,626		
	VI 6			0,672		
	VI 7			0,621		
	VI 8			0,614		
	VI 9			0,608		
	VI 10			0,605		
Versuchsserie VII	VII 1	Schotter	Stützbein	0,443	0,6 m	Nein
	VII 2			0,448		
	VII 3			0,450		
	VII 4	Auffüllung Lösslehm, sehr trocken		0,474		
	VII 5			0,437		
	VII 6			0,459		
	VII 7			0,425		
	VII 8			0,460		

Einige der Messreihen wurden schon vor Beginn des Förderungszeitraums des Forschungsvorhabens zur Ermittlung der Last-Setzungscharakteristik von verschiedenen Maschinentypen auf verschiedenen Untergründen, in einem durch die Forschungsstelle und den am Projekt

beteiligten Arbeitskreis geförderten Vorprojekt, durchgeführt. Einige Ergebnisse sind in Bild 3.2.13 und 3.2.14 aufgeführt. Dabei sind in Bild 3.2.13 die Ergebnisse von Messungen auf relativ weichem Untergrund und in Bild 3.2.14 auf weniger nachgiebigem Boden zu sehen. Die Bandbreite der untersuchten Böden reicht von mehrere Meter mächtigen, nachgiebigen Auffüllungen aus Lösslehm, über dichte Sande bis annähernd 1 m mächtigen Schottertragsschichten über den ursprünglichen Bodenschichten. Es wurde so eine relativ gute Bandbreite über mögliche Untergrundbedingungen an Aufstellörtlichkeiten mobiler Baumaschinen abgedeckt.

Die Darstellung der Arbeitslinien erfolgt durch Auftragung der relativen Last, wobei die gemessene Last mit der maximalen maschinenspezifischen Last  $P_{\text{Masch}}$  ins Verhältnis gesetzt wurde, über die aufgetretenen Setzungen. Die maximale maschinenspezifische Last  $P_{\text{Masch}}$  ist jene Last, welche im Extremfall an dem betrachteten Stützbein auftreten kann. Im Verlauf des Förderungszeitraumes wurden weitere Messungen durchgeführt, um die jeweils neuen Entwicklungsstufen der Messsensorik unter realen Bedingungen zu testen.

In Bild 3.2.13 sind drei Arbeitslinien dargestellt. Die Last-Setzungsverläufe 1 und 2 sind Messungen über den ganzen Aufstellvorgang der Maschine, sowie das Ausfahren und Schwenken des Armpaketes über das instrumentierte Stützbein mit den dabei auftretenden Ent-, Wiederbelastungsschleifen. Ausgeprägte Lastschwankungen treten hauptsächlich beim Ausfahren der weiteren Stützbeine auf. Mit dem Ausfahren des Messstützbeins wurden schon etwa 35 bis 40 % der maximalen Stützbeinlast aufgebracht. Im Gegensatz dazu wird bei Messung 3 nur 20 % erreicht. Diese Arbeitslinie wurde an einer anderen Maschine gemessen. Hier wurde auch nur der Aufstellvorgang des instrumentierten Stützbeines erfasst, da wie auch bei den beiden anderen Kurven die Arbeitslinien die Steigungen mit zunehmenden

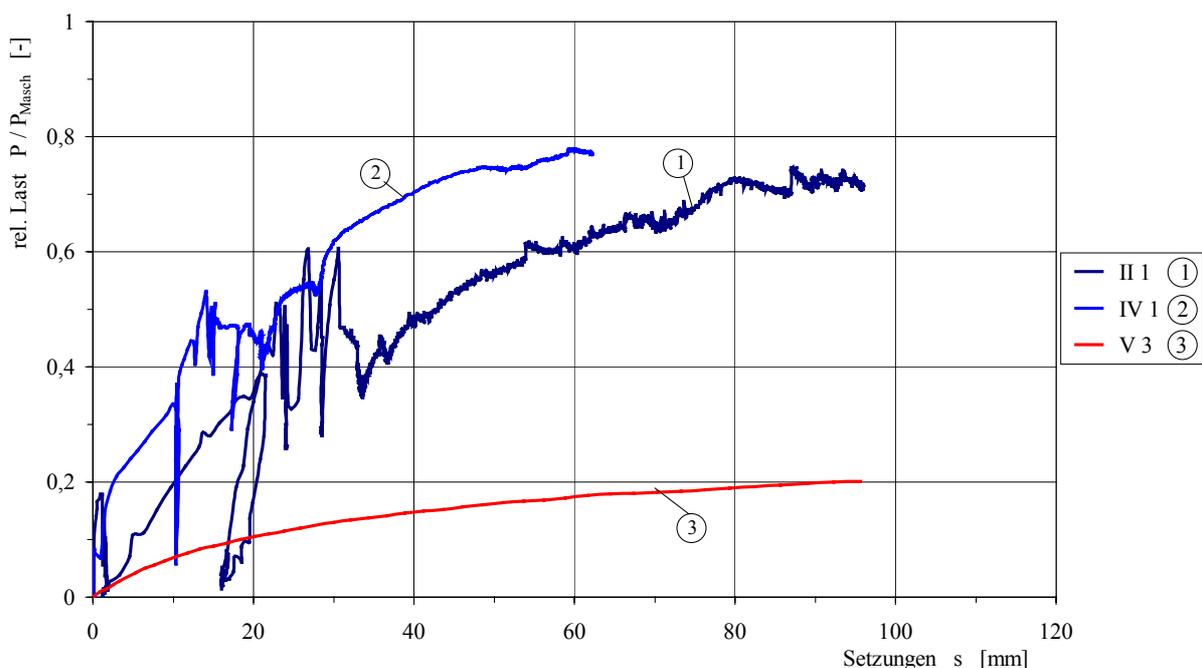


Bild 3.2.13 Last-Setzungsverläufe verschiedener mobiler Baumaschinen auf relativ weichem Untergrund

Setzungen ab nehmen und langsam in einen horizontalen Verlauf über gehen. Dies bedeutet, dass der anstehende Untergrund kurz vor, oder bereits am Überschreiten der Tragfähigkeit ist. Weitere Laststeigerungen sind demnach nicht mehr möglich. Die gewählte Aufstellfläche ist somit bei allen hier dargestellten Messungen zu gering gewählt worden. Kurve 3 wurde schon in Bild 3.2.3 in der transponierten hyperbolischen Darstellung präsentiert, um aufzuzeigen, dass der Last-Setzungsverlauf des Aufstellvorgangs eines Stützbeines mit einer Hyperbel beschrieben werden kann.

Der Verlauf der Last-Setzungskurven ist grundlegend vom anstehenden Untergrund abhängig. Alle Messungen auf steiferem Untergrund in Bild 3.2.14 zeigen bei Vernachlässigung der Ent-, Wiederbelastungsschleifen einen quasi linearen Trend im Kurvenverlauf. Die Schleifen entstehen durch Lastwechsel beim Aufstellen der Maschine auf die restlichen Stützbeine und durch das Drehen des Auslegers nach dem Ausfahren über das instrumentierte Stützbein um eine möglichst große Last auf das Stützbein zu bringen. Durch das Anhängen von entsprechenden Lasten konnte die maximale relative Stützbeinbelastung  $P / P_{\text{Masch}}$ , welche während der Arbeitsphase auftreten kann, realitätsgetreu simuliert werden.

Das erreichte Lastniveau beim Ausfahren des instrumentierten Stützbeines liegt zwischen 35 und 55 % vom Maximum. Aus diesem Anteil soll mit dem entwickelten Expertensystem die Tragfähigkeit des anstehenden Untergrunds bestimmt werden. Der Aufbau des Expertensystems mit der entwickelten Software und den zur Auswertung eingesetzten Verfahren werden in Kapitel 3.3 beschrieben.

Durch eine zunehmende Belastung würde der lineare Verlauf der Arbeitslinie durch Annäherung an die Tragfähigkeit des Bodens in eine Krümmung übergehen. Das Ergebnis entspräche

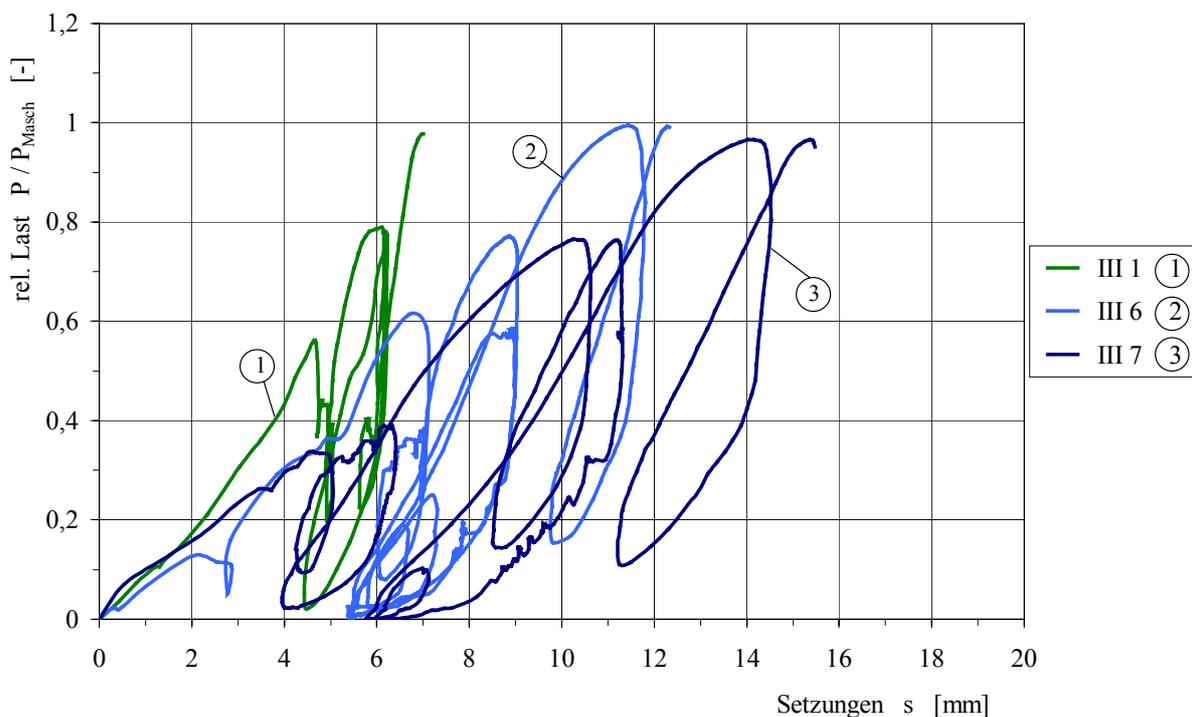


Bild 3.2.14 Arbeitslinien von mobilen Baumaschinen auf steifem Untergrund

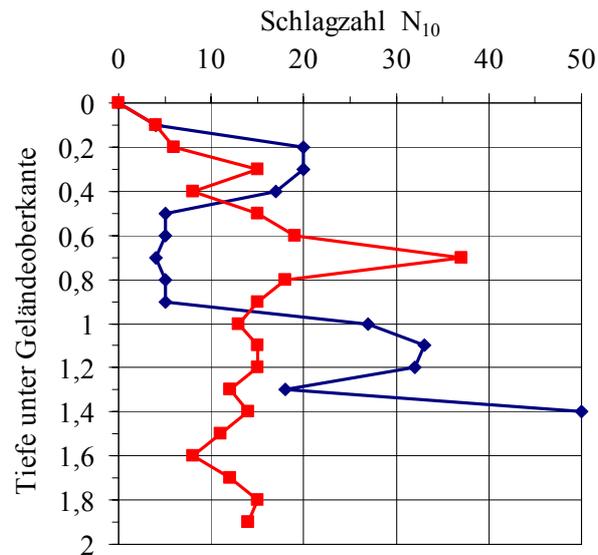


Bild 3.2.15 Ergebnisse mit der leichten Rammsonde zur Darstellung der inhomogenen Verdichtung der Aufschüttung

den Messresultaten auf relativ weichem Boden, mit dem Unterschied, dass das Lastniveau deutlich höher läge und die bis dahin aufgetretenen Setzungen deutlich kleiner wären. Der Übergang zum Versagen des Bodens würde erheblich plötzlicher auftreten, d.h. der Boden zeigt ein deutlich spröderes Verhalten als ein Boden mit einer geringeren Festigkeit und Steifigkeit.

Die beiden letzten Messserien im Feld wurden teilweise auf dem selben Untergrund durchgeführt und können deshalb gut miteinander verglichen werden. Einzig der Einsatz von verschiedenen Maschinen macht den Vergleich schwieriger, was jedoch durch die Darstellung der relativen Lasten über den Setzungen möglich wird. Der anstehende Untergrund besteht bei einer Messfolge aus einer mehrere Meter mächtigen Auffüllung aus dem örtlich anstehenden Lösslehm, welcher im Zuge einer Werkserweiterung ausgehoben und an anderer Stelle wieder eingebaut wurde. Die Verdichtung erfolgte Lagenweise, jedoch sind der Verdichtungsgrad und damit auch die Lagerungsbedingungen über den ganzen Bereich relativ inhomogen, was die Ergebnisse der Rammsondierungen in Bild 3.2.15 bestätigen.

Unter einer oberflächlichen relativ festen Schicht tritt einmal ein starker Rückgang der Schlagzahlen auf, bevor diese wieder sehr stark ansteigen. Bei der anderen Kurve nehmen die Schlagzahlen stetig zu, bevor sie wieder auf ein Niveau einer relativ gleichmäßig verdichteten Schichtung abfallen. Eine Messfolge wurde auf einer sehr steifen mindestens 0,7 m mächtigen Schottertragschicht durchgeführt. Darunter befindet sich die selbe verdichtete Auffüllung aus Lösslehm wie bei den anderen im folgenden beschriebenen Messergebnissen.

All diese Messungen sind an verschiedenen Stellen durch Ausfahren des instrumentierten Stützbeines durchgeführt worden. Auf eine Variation der Abstützfläche wurde verzichtet. In Messserie VI wurden die Messungen nach dem Aufstellvorgang abgebrochen, da die Tragfähigkeit des Untergrunds schon erreicht war, was aus den Kurven 1 - 3 in Bild 3.2.16

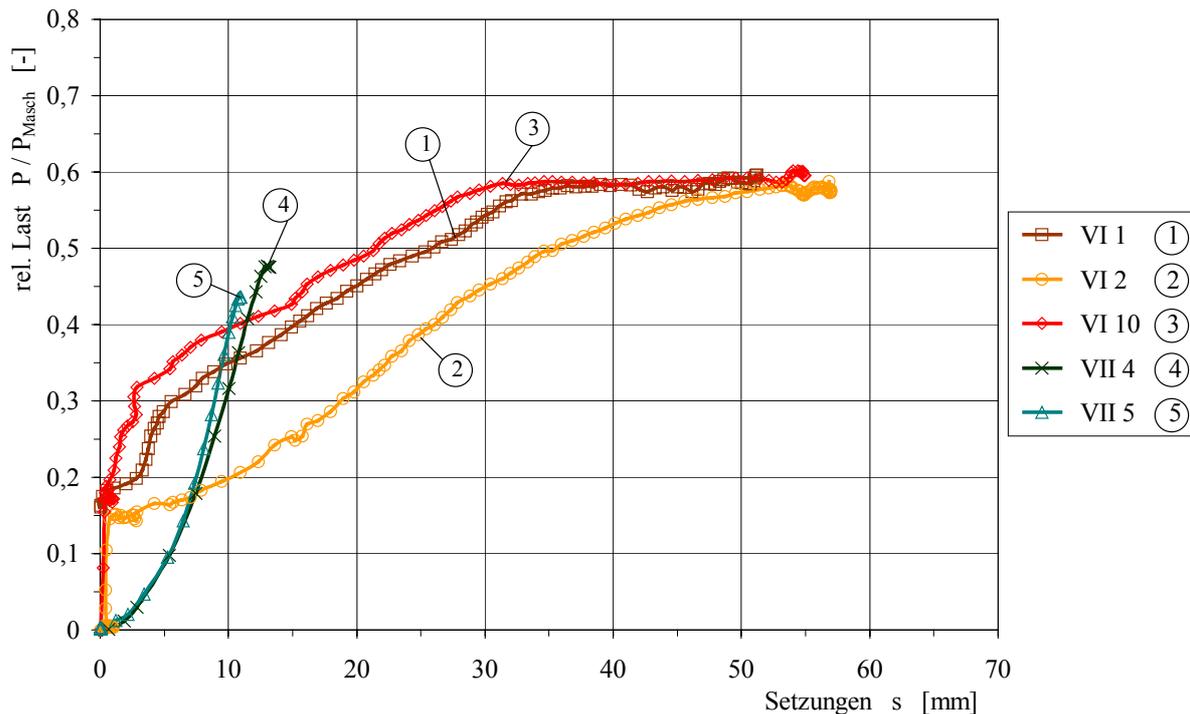


Bild 3.2.16 Arbeitslinien auf einer Auffüllung aus Lösslehm bei unterschiedlichen Witterungsverhältnissen

deutlich wird. Ein Aufstellen der Maschine auf alle Stützbeine und die Belastung bis zum Maximum durch Schwenken des Auslegers über das betrachtete Stützbein war somit nicht möglich. Das Risiko des Umstüzens der Maschine war gegeben und wurde unter anderem aus wirtschaftlichen Gründen nicht eingegangen. Bei Erreichen der Tragfähigkeit waren knapp 60 % der maximalen Maschinenlast  $P_{\text{Masch}}$  als Stützbeinlast aufgebracht.

Vor allem Kurve 2, aber auch Kurve 1 und in ganz geringem Maße auch Kurve 3 zeigen am Anfang einen Lastsprung auf, wonach erst verzögert Setzungen auftreten. Dieser schnelle Lastanstieg lässt sich mittels der Erfassung der Lasten bei dieser Messserie durch den Hydraulikdruck in den Stützzyindern erklären. Durch das Öffnen eines Ventils kommt es vor allem bei unregelmäßigen Ventilen zu Druckstößen. Die Arbeitslinien kehren bei zunehmender Belastung jedoch auf den hyperbolischen Ast der Last-Setzungskurve zurück.

An fast der selben Stelle wurden zu einem späteren Zeitpunkt ein Teil der Messungen der Messserie VII durchgeführt. Diese Messserie VII diente einerseits der Überprüfung der Einsatzmöglichkeit des neu entwickelten Lastsensors welcher in Kapitel 3.2.1 beschrieben wurde und andererseits sollten die in Messserie VI erzielten Ergebnisse verifiziert werden. Die Abstützflächen wurden jeweils mit  $0,6 \cdot 0,6$  m gleich groß gewählt und bestanden aus den bei diesen Maschinen üblichen Abstützplatten aus Kunststoff bzw. verleimtem Holz. Der gleiche Maschinentyp stand leider nicht zur Durchführung beider Messserien zur Verfügung. Der Vergleich der Ergebnisse wird anhand der Darstellung über die relativen Lasten dennoch möglich.



Bild 3.2.17 „Flügelbildung“ an der Ecke einer Abstützplatte aus Kunststoff mit abgestützter Baumaschine und Stützlastsensor

Die Kurven 4 und 5 sind die Ergebnisse der Messserie VII. Das Last-Setzungsverhalten zeigt zu Beginn einen konkaven und geht dann in einen linearen Verlauf über. Dieser konkave Teil resultiert einerseits aus dem nicht hundertprozentig flächigen Kontakt der Abstützfläche mit dem Untergrund und andererseits aus den Eigenverformungen der Abstützplatten bei der Belastung. In Bild 3.2.17 ist die Durchbiegung der Abstützplatten und das Hochbiegen der Ecken der Stützplatte („Flügelbildung“) zu erkennen.

Bei etwa 46 % relativer Last ist das instrumentierte Stützbein ausgefahren. Im Gegensatz zu den Ergebnissen der vorhergehenden Messungen ist das Bodenverhalten eindeutig steifer und die Tragfähigkeit des Untergrunds liegt deutlich höher. Eine Ursache kann darin liegen, dass der Untergrund nicht gleichmäßig gut verdichtet ist, was allerdings nicht so große Unterschiede hervorrufen würde.

Viel entscheidender ist, dass bei Betrachtung der vor und während der beiden Messungen herrschenden Witterungsbedingungen es große Unterschiede gab. Zeitlich liegen die Messungen mehrere Monate auseinander. Vor der ersten Messserie war die Witterung unbeständig mit mehreren Regenperioden. Die Messungen selbst konnten bei trockenen Bedingungen und Sonnenschein durchgeführt werden. Trockenheit und große Hitze über einen längeren Zeitraum hinweg, mit nur seltenen kurzen Gewitterschauern, waren charakteristisch für die Zeit vor der zweiten Messserie. Es wurden Wassergehaltsbestimmungen während beider Serien durchgeführt. Es stellte sich heraus, dass eine Differenz von im Mittel über 3 % zwischen den Messserien festgestellt werden kann. Schon bei der Betrachtung der Ergebnisse der Laborversuche auf Lösslehm wurde gezeigt, dass nur geringe Änderungen der Lagerungsdichte und des Wassergehalts einen relativ großen Einfluss auf die Tragfähigkeit des bindigen Bodens haben kann.

Weiter sind Messungen auf einer Schottertragschicht durchgeführt worden, deren Ergebnisse in Bild 3.2.18 dargestellt sind. Auch hier ist wie bei den Messungen auf bindigem Boden erst ein, wenn auch schwächer ausgeprägt, konkaver Kurvenverlauf zu erkennen, der bei

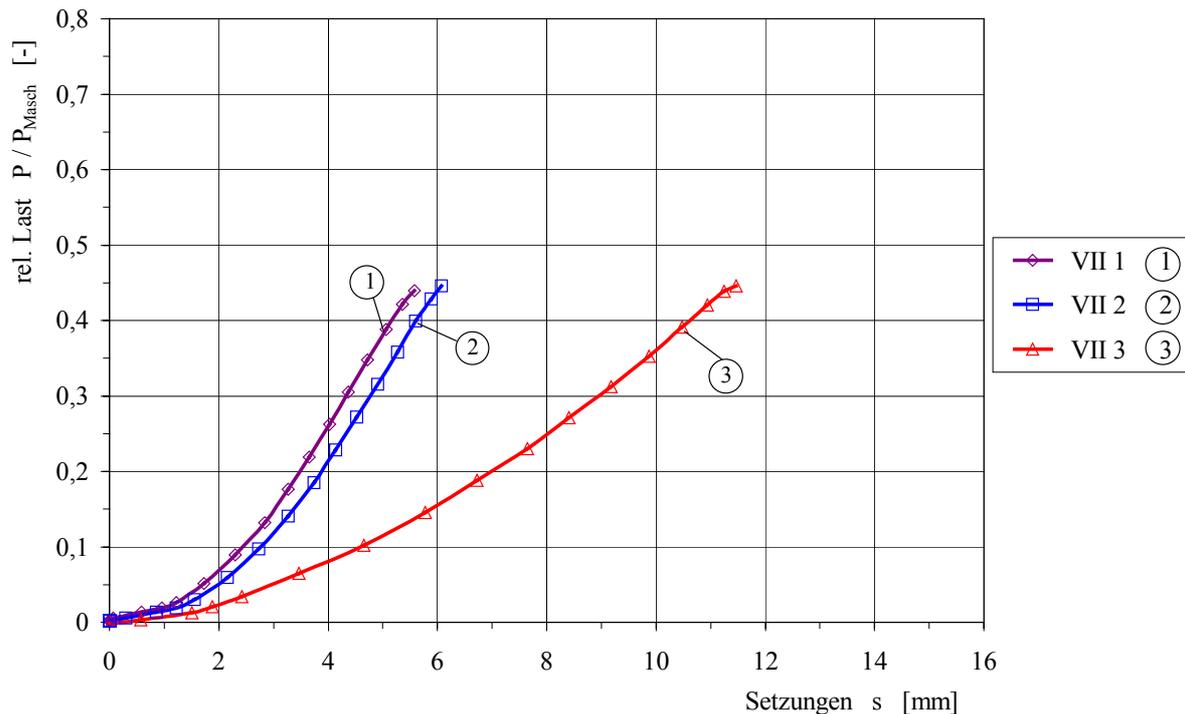


Bild 3.2.18 Last-Setzungsverläufe auf einer Schottertragschicht mit Lasteinleitungsflächen aus Kunststoff 1, 2 und verleimtem Holz 3

zunehmender Belastung in einen linearen Bereich übergeht. Bei Erreichen der Stützlast beim Ausfahren des Stützbeins (bei etwa 45 % von  $P_{Masch}$ ) sind nur wenige Millimeter Setzung aufgetreten. Hierbei kann unterschieden werden aus welchem Material die Abstützplatte war. Kurven 1 und 2 entstanden bei Messungen mit einer Kunststoffplatte und bei der Messung von Kurve 3 war eine verleimte Holzplatte unter den Stützlastsensor gelegt worden. Die Kunststoffplatte zeigt ein deutlich steiferes Verhalten, was zu geringeren Setzungen führt. Die Last-Setzungskurve mit der Holzplatte weist deutlich größere Eigenverformungen auf.

Auch bei diesen Messungen ist kein hyperbolischer Kurvenverlauf zu erkennen, was bei der Auswertung mit dem Expertensystem zu Problemen führen kann. Eine nähere Betrachtung dieser Versuchsergebnisse und die Lösungsansätze zu diesem Problem werden im folgenden Kapitel 3.3 beschrieben.

### 3.3 Software zur Datenerfassung und Erstellung der Tragfähigkeitsprognose

Der zweite wichtige Teil des Forschungsvorhabens bestand in der Erstellung eines Softwareprogramms für die Auswertung der Daten, welche zur Bestimmung der Standsicherheit einer mobilen Baumaschine notwendig sind. Im folgenden werden zunächst die Inhalte sowie der Aufbau des Programms beschrieben, bevor die Ergebnisse, welche bei der Anwendung der Software erzielt wurden, im Detail analysiert werden. Das Programm wurde als Visual Basic Programm programmiert und entwickelt.

### 3.3.1 Programmaufbau und -ablauf

#### Grundlagen der Signalauswertung

Ziel der Setzungsmessung ist die Vorhersage der Bodenfestigkeit aus der gemessenen Setzungslinie. Hierzu wird davon ausgegangen, dass die Setzungslinien durch Gl. (3.2) beschrieben werden können. Aus Gl. (3.2) erhält man

$$s = \frac{1}{E_i} \cdot \frac{P \cdot P_f}{P_f - P} \quad (3.5)$$

Der Parameter  $E_i$  entspricht der Anfangssteifigkeit des Bodens,  $P_f$  ist die maximale, vom Boden aufnehmbare, Last. Die Aufgabe der Signalauswertung besteht darin, aus dem gemessenen Beschleunigungsverlauf  $a(t)$  eine Schätzung der Parameter  $E_i$  und  $P_f$  unter Berücksichtigung des Ansatzes nach Gl. (3.5) auf der Grundlage eines Best-fit Verfahrens vorzunehmen. Dabei werden die Parameter  $E_i$  und  $P_f$  so bestimmt, dass die Messwerte, d.h. die aus den gemessenen Beschleunigungen abgeleiteten Größen möglichst genau durch den Ansatz in Gl. (3.5) erklärt werden. Hierzu stehen 3 Methoden zur Verfügung.

In Methode I werden die Beschleunigungssignale durch zweifache Integration über die Zeit in Setzungen umgerechnet. Mit einer Best-fit Analyse wird anhand von Gleichung (3.5) die Hyperbel an die Messkurve angepasst und die Parameter  $P_f$  und  $1/E_i$  bestimmt. Die Best-fit Anpassung erfolgt durch die kleinste Fehlerquadratmethode wobei das Fehlerintegral

$$\psi_I(E_i, P_f, s) = \int_{t_0}^{t_1} \left( \int_{t_0}^{t'} a(t'') dt'' dt' + c_I - s(E_i, P_f, P) \right)^2 dt \quad (3.6)$$

im Intervall  $t_0$  bis  $t_1$  anhand der Bedingungen

$$\frac{\partial \psi_I}{\partial E_i} = 0; \quad \frac{\partial \psi_I}{\partial P_f} = 0; \quad \frac{\partial \psi_I}{\partial c_I} = 0 \quad (3.7)$$

zu einem absoluten Minimum gebracht wird.

Für die Anwendung von Methode II wird zunächst Gleichung (3.5) nach der Zeit abgeleitet, woraus sich

$$\dot{s} = \frac{1}{E_i} \cdot \frac{P_f^2 \cdot \dot{P}}{(P_f - P)^2} \quad (3.8)$$

ergibt. Die Hyperbelgleichung (3.8) bezieht sich nun auf die Setzungsgeschwindigkeit und die Laständerungen. Im nächsten Schritt werden eine erste Ableitung der Lasten und eine einfache Integration der Beschleunigungen, jeweils über die Zeit, gebildet. Diese sind notwendig um mit

$$\psi_{II}(E_i, P_f, \dot{s}) = \int_{t_0}^{t_1} \left( \int_{t_0}^{t'} a(t'') dt'' dt' + c_{II} - \dot{s}(E_i, P_f, P) \right)^2 dt \quad (3.9)$$

eine Best-fit Analyse zur Bestimmung der Parameter  $P_f$  und  $1/E_i$  der Hyperbel durchzuführen. Ein absolutes Minimum

$$\frac{\partial \psi_{II}}{\partial E_i} = 0; \quad \frac{\partial \psi_{II}}{\partial P_f} = 0; \quad \frac{\partial \psi_{II}}{\partial c_{II}} = 0 \quad (3.10)$$

muss auch hier gefunden werden. Durch eine zweite Ableitung von Gleichung (3.5) entsteht

$$\ddot{s} = \frac{1}{E_i} \cdot \frac{P_f^2}{(P_f - P)^2} \cdot [\ddot{P} + 2 \cdot \frac{\dot{P}^2}{P_f - P}], \quad (3.11)$$

womit in Methode III die für die Regressionsanalyse benötigten Parameter der Hyperbel bestimmt werden können. Diese Gleichung bezieht sich auf die Beschleunigungen und die zweite Ableitung der Lasten. Mit Gleichung (3.12) werden anhand der kleinsten Fehlerquadratmethode und der Suche nach einem Minimum anhand der Bedingungen aus Gleichung (3.13) die Parameter  $P_f$  und  $1/E_i$  gefunden.

$$\psi_{III}(E_i, P_f, \ddot{s}) = \int_{t_0}^{t_1} (a(t) - \ddot{s}(E_i, P_f, P))^2 dt \quad (3.12)$$

$$\frac{\partial \psi_{III}}{\partial E_i} = 0; \quad \frac{\partial \psi_{III}}{\partial P_f} = 0 \quad (3.13)$$

Da jedoch nicht alle Daten für die Auswertung relevant sind, muss der entsprechende Zeitraum festgelegt werden. Beim Ausfahren des Stützbeines auf die vorbereitete Aufstellfläche treten die signifikanten Setzungen auf. D.h. in diesem Zeitraum treten nicht unerheb-

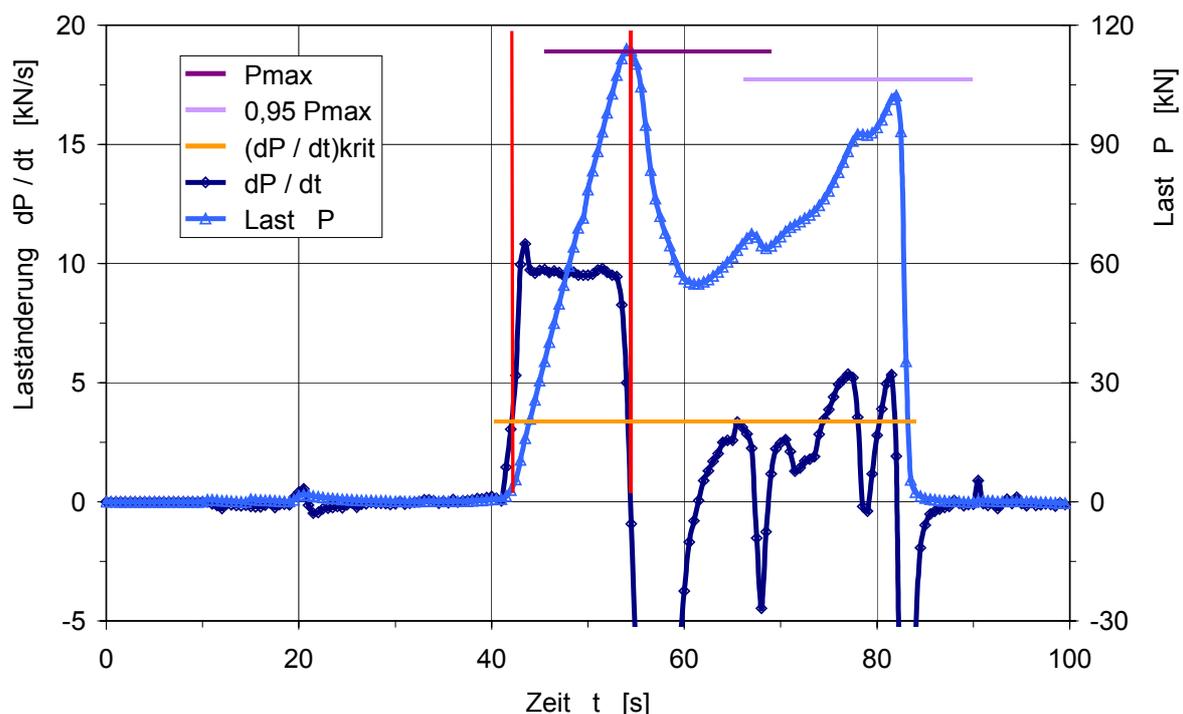


Bild 3.3.1 Laständerungs-Zeitdiagramm zur Bestimmung der kritischen Laständerung

liche Laständerungen auf. Für die Analyse der Tragfähigkeit des Untergrunds werden die Bereiche herausgenommen, in denen folgende Bedingungen erfüllt sind.

$$\frac{dP}{dt} = \dot{P} \geq \dot{P}_{\text{krit}} \quad (3.14)$$

$$P_n \geq 0,95 \cdot P_{\text{max}} \quad (3.15)$$

Bedingung 1 in Gleichung (3.14) bedeutet, dass nur die Daten zur Auswertung herangezogen werden, bei denen die Lastanstiegsgeschwindigkeit über einer festzulegenden kritischen Anstiegsgeschwindigkeit liegen. Die vorhandene Last muss zu diesem Zeitpunkt, laut Gleichung (3.15), mindestens 95 % von der bisher maximal gemessenen Last betragen. In Bild 3.3.1 ist ein Zeitdiagramm mit der Laständerung  $dP / dt$  auf der linken und der Last  $P$  auf der rechten Abszisse dargestellt. Die Grenzen der Abbruchbedingungen nach Gleichungen (3.14) und (3.15) sind darüber hinaus dargestellt. Es ist ersichtlich, dass nur die erste Belastung, in diesem Fall bis zum Bruch, für die spätere Auswertung herangezogen werden.

In Bild 3.3.2 ist das Flussdiagramm über den Ablauf der Software dargestellt. Sofern nicht anders gesagt, wird im weiteren die Auswerteprozedur nur für ein Stützbein beschrieben, da sie für jedes Stützbein analog erfolgt. Im ersten Schritt speichert das Softwareprogramm alle erfassten Daten als Zeitreihen für die Auswertung ab. Je Stützbein sind 4 Messkanäle (Kraft, Beschleunigung, 2 Neigungssensoren) notwendig. Messkanal 1 ist die Stützlast welche relativ einfach, z.B. über den Hydraulikdruck in den Stützzyllindern, erfasst werden kann. Die Notwendigkeit Neigungssensoren infolge des verwendeten Messprinzips des Beschleunigungssensors einzusetzen, wurde ausführlich in Kapitel 3.2.2 beschrieben. Diese Sensoren belegen die Kanäle 3 und 4.

Die Datenerfassung erfolgt mit einer Messfrequenz von 200 Hz damit alle Informationen erfasst werden können. Hochfrequente Störeinflüsse, welche während der Messungen auftreten, sind unvermeidbar und müssen für die Auswertung eliminiert werden. Ebenso muss das unerwünschte Bitrauschen, das aus der elektronischen Datenerfassung resultiert, reduziert werden. Dazu wird die Methode der gleitenden Mittelwertbildung eingesetzt, wobei der erste Wert durch einen Mittelwert über 1 bis  $n$  Werte gebildet wird. Der zweite Wert ist der Mittelwert aus den Werten 2 bis  $n + 1$  usw. Bei den im folgenden ausgewerteten Daten wurde der gleitende Mittelwert über 100 Werte gebildet. In einem weiteren Schritt werden die Datenreihen vom Spannungssignal in die jeweils entsprechenden Einheiten (kN, mm/s<sup>2</sup>, usw.) skaliert.

Die entstandene Fülle von Messdaten ist jedoch schwer zu handhaben. Aus diesem Grund wurden die Daten durch Mittelwertbildung in dieser Arbeit um den Faktor 100 reduziert. Es stehen somit alle 0,5 s Informationen, unter anderem zur Lage der Lastplatte, der Auflast und der Beschleunigung, für die Auswertung und Bestimmung der Tragfähigkeit des Untergrunds zur Verfügung. Ziel des Programms ist jedoch nicht nur die Erfassung und Archivierung der Messdaten sondern aus den erfassten Beschleunigungs- und Lastsignalen auf die Tragfähigkeit des Untergrundes schließen zu können.

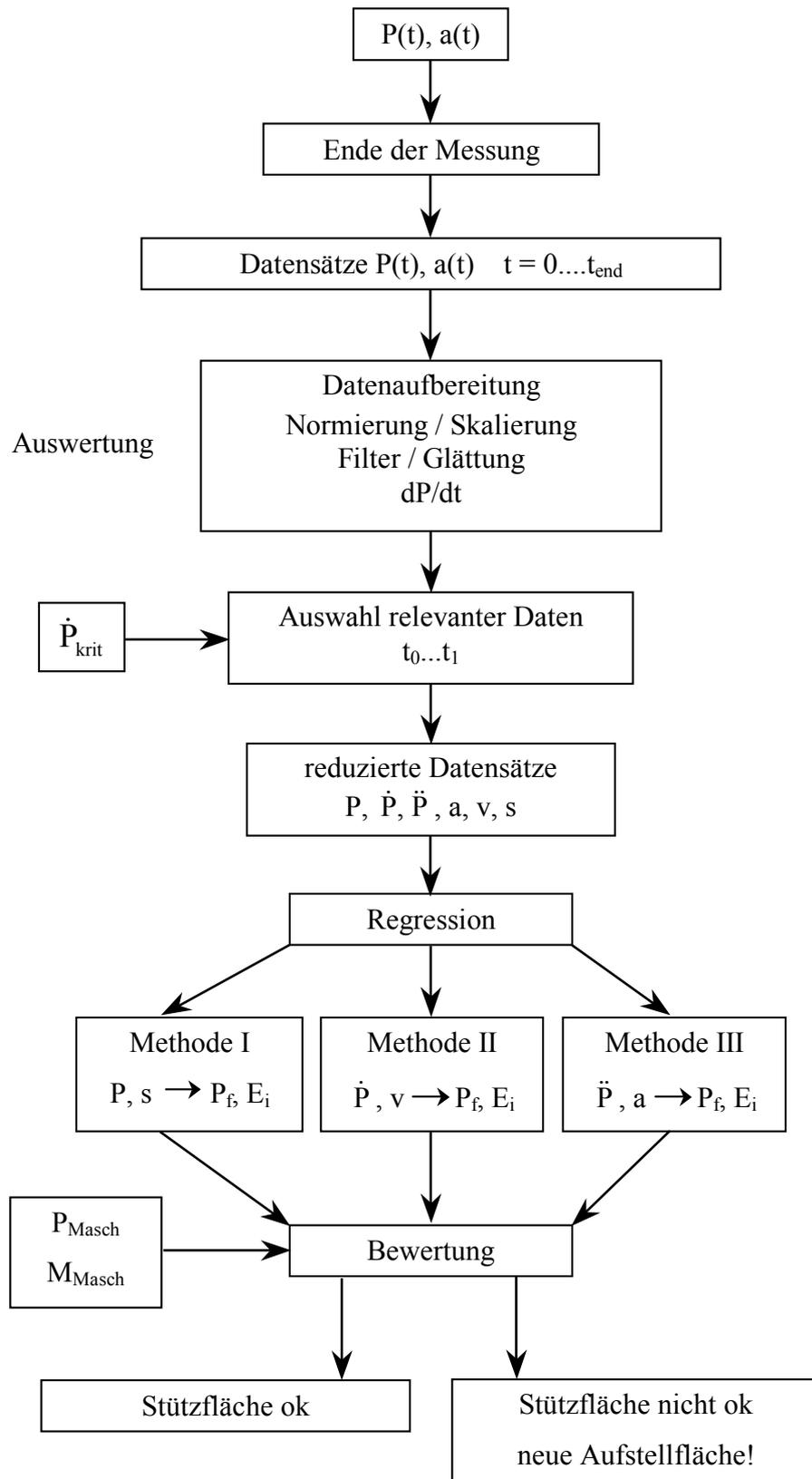


Bild 3.3.2 Flussdiagramm der Auswertesoftware

Hierbei sind  $P_f$  und  $1/E_i$  die Asymptoten der durch Best-fit Anpassung ermittelten Hyperbeln.  $P_f$  stellt dabei die Bruchlast des Bodens dar. Zur Bestimmung der Werte  $P_f$  und  $1/E_i$  stehen die beschriebenen drei Methoden zur Verfügung, anhand welcher die Regressionsanalysen durchgeführt werden.

Im Anschluss an die Regressionsanalyse erfolgt eine Bewertung der erhaltenen Ergebnisse. Ein wichtiges Kriterium wird dabei aus der Summe der maximalen maschinenspezifischen Lasten, infolge Eigengewicht und auf das Stützbein wirkende Momente,  $P_{\text{Masch}}$  gewonnen. Die aus der Prognose erhaltenen Werte für die Tragkraft des Untergrunds werden mit den maschinenspezifischen Werten  $P_f / P_{\text{Masch}}$  ins Verhältnis gesetzt.

Liegt die ermittelte Tragkraft des Untergrunds deutlich über  $P_{\text{Masch}}$ , so ist die Aufstellung sicher und es erfolgt eine Ausgabe an den Maschinenführer, dass die Abstützfläche ausreichend groß gewählt wurde. Sollte die prognostizierte Tragfähigkeit jedoch unter oder im Bereich der maximalen Maschinenlast liegen, so muss eine Warnung an den Maschinenführer gegeben werden. Die Aufstellfläche des betrachteten Stützbeines der Maschine muss dann unbedingt vergrößert werden, da ansonsten die Gefahr des Umstürzens der Maschine besteht. Die Folgen aus einem Umstürzen bleiben letztendlich unkalkulierbar.

### 3.3.2 Erzielte Ergebnisse mit dem Auswerteprogramm

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse in zwei Schritten präsentiert. Zuerst werden die Labor- und im Anschluss die Feldmessungen betrachtet. Die Laborversuche wurden bis über das Erreichen der Bruch- bzw. Grenzlast durchgeführt. Bei der Auswertung wird sowohl der volle Lastbereich bis  $P_f$  wie auch nur Teilbereiche davon zur Bewertung mit dem Softwareprogramm herangezogen (KEEFER, 2003). Die Feldmessungen werden bei der Auswertung in zwei Kategorien aufgeteilt. In der ersten Kategorie sind die Ergebnisse der Messungen ohne Honeywell Beschleunigungssensor, und in der zweiten Kategorie jene welche mit dem Beschleunigungssensor der Firma Honeywell. In Kategorie eins sind die Resultate der Versuchsserien I - VI, in Kategorie zwei die Versuchsserie VII.

Für alle durchgeführten Laborversuche wurden bei der Auswertung mit Hilfe des erstellten Programms anhand der drei bereits beschriebenen Methoden die Bruchlast  $P_f$  und die Anfangssteifigkeit  $1/E_i$  ermittelt. Die daraus erhaltenen Werte sind in Tabelle 3.3 aufgelistet. Die Ermittlung der Arbeitslinien erfolgte unter Berücksichtigung einer kritischen Lastanstiegsgeschwindigkeit von

$$\frac{dP}{dt}_{\text{krit}} = \frac{1}{3} \cdot \frac{dP}{dt}_{\text{max}} \quad (3.16)$$

Dieser Wert hat sich als günstig bei der Bestimmung der gesuchten Hyperbelparameter erwiesen.

Zu Beginn werden die Ergebnisse gezeigt, bei denen die volle Belastung, sprich bis zum Erreichen von  $P_f$ , zu Grunde gelegt wurde. Auf den ersten Blick erkennt man in Tabelle 3.3, dass zur Bestimmung der Anfangssteifigkeit  $1/E_i$  Methode I, bei welcher die gemessenen

Beschleunigungen zweifach integriert wurden, die schlechtesten Ergebnisse liefert. Bei insgesamt zehn der 22 Messungen ermittelte das Verfahren einen negativen Wert für die Anfangssteifigkeit. Dies hat mit einer Hyperbel im bodenmechanischen Sinn nichts zu tun. Methode II und III zeigen diese Problematik nur bei je drei der Messungen. Generell ist im Vergleich mit den Ergebnissen aus den Messungen mit pot. Wegaufnehmern anzumerken, dass die Werte der Anfangssteifigkeiten stark schwanken. Die Anfangssteifigkeit aus dem Versuch entspricht der Steigung der Arbeitslinie im Ursprung. Des weiteren sind die Verläufe der gemessenen und der aus der Best-fit Anpassung erhaltenen Kurven nicht immer deckungsgleich, woraus sich die teilweise sehr großen Abweichungen erklären lassen.

Tabelle 3.3 Zusammenstellung der prognostizierten und gemessenen Ergebnisse der Laborversuche anhand von Methode I - III

Versuchs- bezeichnung	Methode I		Methode II		Methode III		pot. Wegmessung	
	$P_f$	$1 / E_i$	$P_f$	$1 / E_i$	$P_f$	$1 / E_i$	$P_f$	$1 / E_i$
dicht I/1	112,3	0,000001	171,3	0,65	112,3	< 0	120,7	0,047
dicht I/2	126,2	0,000051	188,4	< 0	139,1	0,013	137,5	0,036
dicht II/1	68,0	0,00028	152,4	5,21	72,1	0,000079	85,8	0,107
dicht II/2	82,3	0,000025	97,0	0,053	89,2	0,00002	95,7	0,104
dicht III/1	98,8	< 0	123,5	0,32	121,1	0,25	107,0	0,038
dicht III/2	88,2	< 0	143,4	< 0	80,8	0,00016	116,6	0,025
dicht IV/1	105,3	< 0	122,3	0,0057	121,0	0,0018	114,1	0,055
dicht IV/2	102,6	0,000002	300,0	0,78	116,1	0,000004	122,0	0,08
dicht IV/3	101,2	0,0000003	141,6	0,01	136,2	0,0038	123,7	0,11
dicht V/1	31,0	0,000013	45,3	0,026	49,3	0,024	40,4	0,071
dicht V/2	29,7	< 0	39,6	0,057	39,9	0,03	36,0	0,13
locker I/1	14,0	< 0	-	-	18,5	< 0	18,0	0,8
locker I/2	14,4	0,000058	24,9	0,61	21,1	0,07	21,3	0,6
hohl I/1	72,9	0,000016	94,8	0,036	84,9	0,0068	74,7	0,13
hohl I/2	63,7	< 0	86,1	0,046	76,3	0,0055	68,7	0,06
hohl I/3	50,0	0,000013	98,1	0,044	71,1	0,004	63,0	0,08
LL I/1	33,9	< 0	41,5	0,015	45,6	0,025	38,5	0,1
LL I/2	35,6	< 0	49,4	0,044	52,1	0,038	40,3	0,06
LL I/3	36,9	< 0	42,9	0,0078	36,1	0,0000018	38,8	0,1
LL II/1	65,8	0,0000006	92,8	0,05	77,8	< 0	61,6	0,02
LL II/2	58,3	< 0	76,2	0,022	75,8	0,011	68,7	0,02
LL II/3	59,6	0,000016	101,2	0,086	141,0	0,085	62,6	0,03

Bei der Betrachtung der ermittelten Bruch- bzw. Grenzl原因, sehen die Ergebnisse besser aus. Tendenziell lässt sich hier feststellen, dass Methode I in der Regel die Bruchlast im Vergleich mit den Messergebnissen unterschätzt. Im Mittel sind es -13,3 % bei einer Standardabweichung von 8,9 %. Die Methoden II und III hingegen überschätzen fast immer die gemessenen Bruchlasten. Methode II schneidet dabei relativ schlecht mit einer mittleren Abweichung von 32,1 % und einer Standardabweichung von 33,1 % ab. Hier wird jedoch bei Betrachtung der aus der Hyperbel bestimmten Last-Setzungskurve der Kurvenverlauf am besten an die wirkliche Arbeitslinie angepasst. Die beste Übereinstimmung der ermittelten

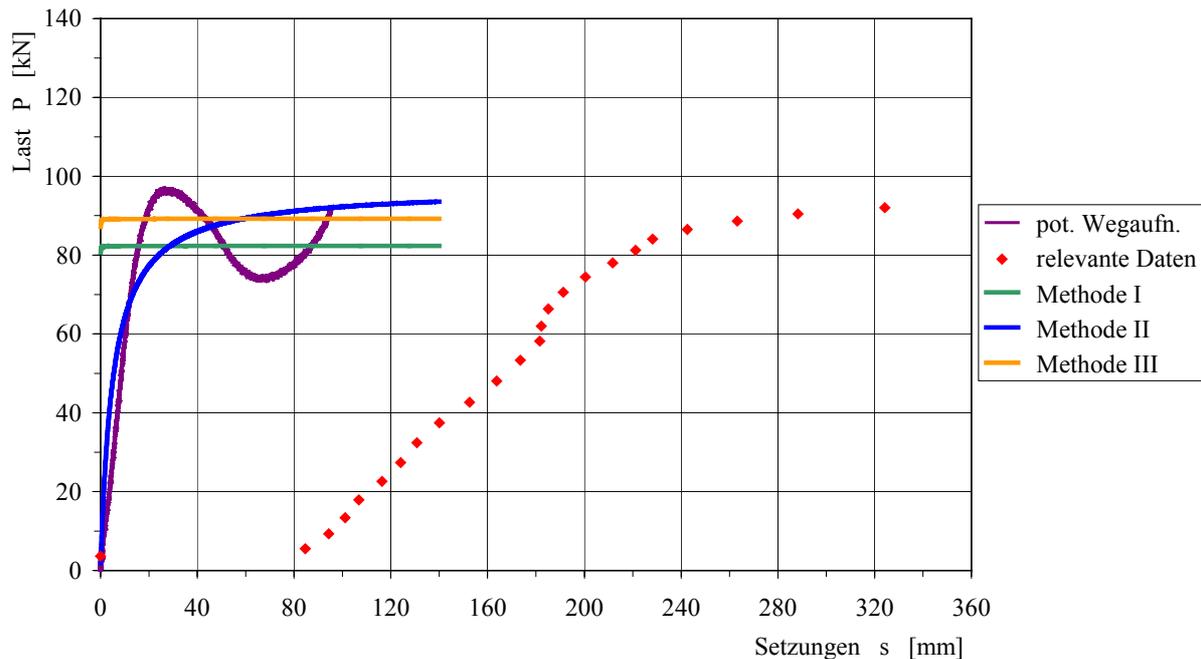


Bild 3.3.3 Last-Setzungsverläufe der Auswertung mit dem entwickelten Programm am Beispiel der Messung dicht II/2

Bruchlasten wird mit Methode III erzielt. Die mittlere Abweichung beträgt 10,9 %, jedoch mit einer Standardabweichung von 29,1 %.

In den Bildern 3.3.3 bis 3.3.6 sind eine Auswahl an Last-Setzungsverläufen dargestellt, um die Verbesserungen bei der Datenerfassung und der Auswertung zu dokumentieren. Gezeigt werden jeweils die Messkurven der pot. Wegaufnehmer als Referenz, die relevanten Daten der aus den Beschleunigungen integrierten Setzungen und die Ergebnisse der Best-fit Anpassung der Methoden I bis III.

Bei den ersten Messreihen (siehe Bild 3.3.3) wurde noch eine Messkarte mit einer Auflösung von 12 Bit verwendet und die gewählte Auflösung des Beschleunigungssensors lag bei 2 V/g. Die Bruchlast wird anhand von Methode II und III ziemlich gut erfasst. Methode I unterschätzt diese deutlich. Wie schon erwähnt, so spiegelt der Verlauf der Ergebnisse von Methode II den realen Verlauf der Arbeitslinie bis zumindest 70 % der Bruchlast sehr gut wieder.

Jedoch bei Betrachtung der relevanten Daten der aus den Beschleunigungen integrierten Setzungen, so ist zu erkennen, dass die Setzungswerte mindestens um einen Faktor 10 überschätzt werden. Diese Ergebnisse gaben den Anlass, die Messausrüstung dahingehend zu verbessern, dass die Datenerfassung mit einer 16 Bit-Messkarte ausgerüstet wurde und die Auflösung des Beschleunigungssensors auf 7,5 V/g erhöht wurde.

Die erzielten Verbesserungen sind in Bild 3.3.4 zu erkennen. Hier dargestellt ist das Ergebnis der dritten Messung der Messreihe IV auf sehr dichtem Sand. Infolge der höheren Auflösung und der verbesserten Datenerfassung wird bei Erreichen der Bruchlast diese, durch die integrierten Beschleunigungen, nur noch gering überschätzt. Methode I liefert anhand der Extra-

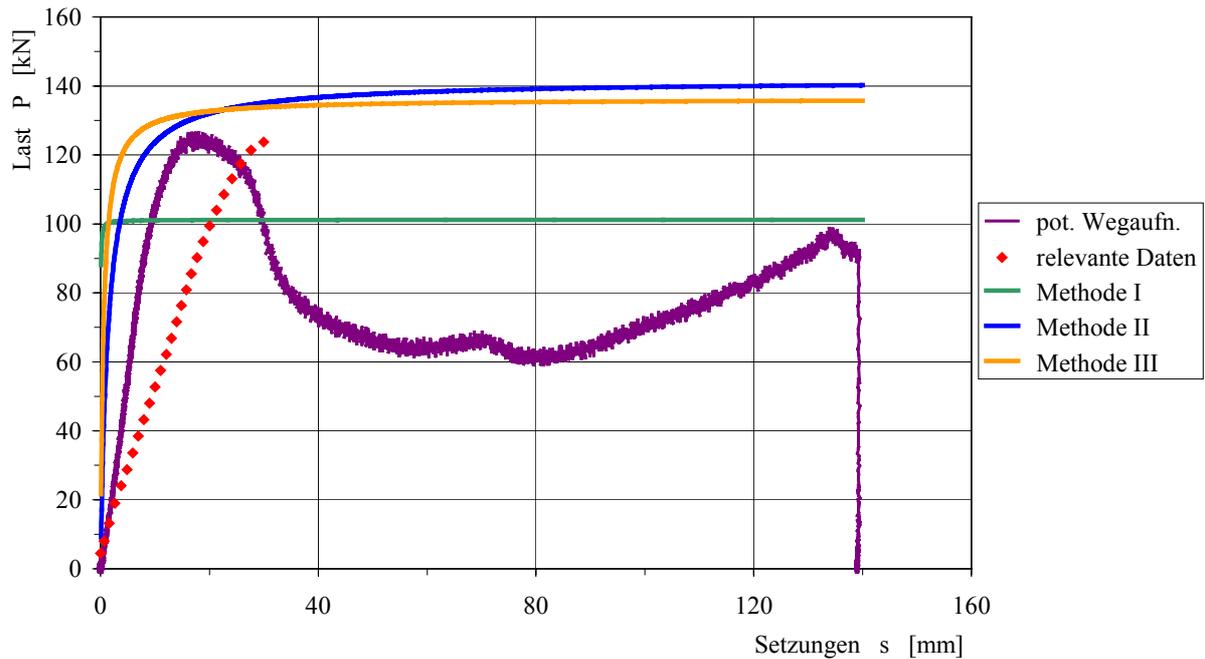


Bild 3.3.4 Ergebnisse der Auswertung einer Messungen auf sehr dicht gelagertem Sand (dicht IV/3) mit dem entwickelten Programm

polation eine deutlich zu geringe Bruchlast, wohingegen die beiden anderen Methoden nur wenig darüber liegen. Der exakte Kurvenverlauf konnte in diesem Beispiel jedoch nicht genau nachempfunden werden, was aber für die Genauigkeit der Ergebnisse nicht ganz ausschlaggebend ist.

Noch besser sind die Resultate, welche in Bild 3.3.5 zu sehen sind. Dieses Ergebnis wurde bei

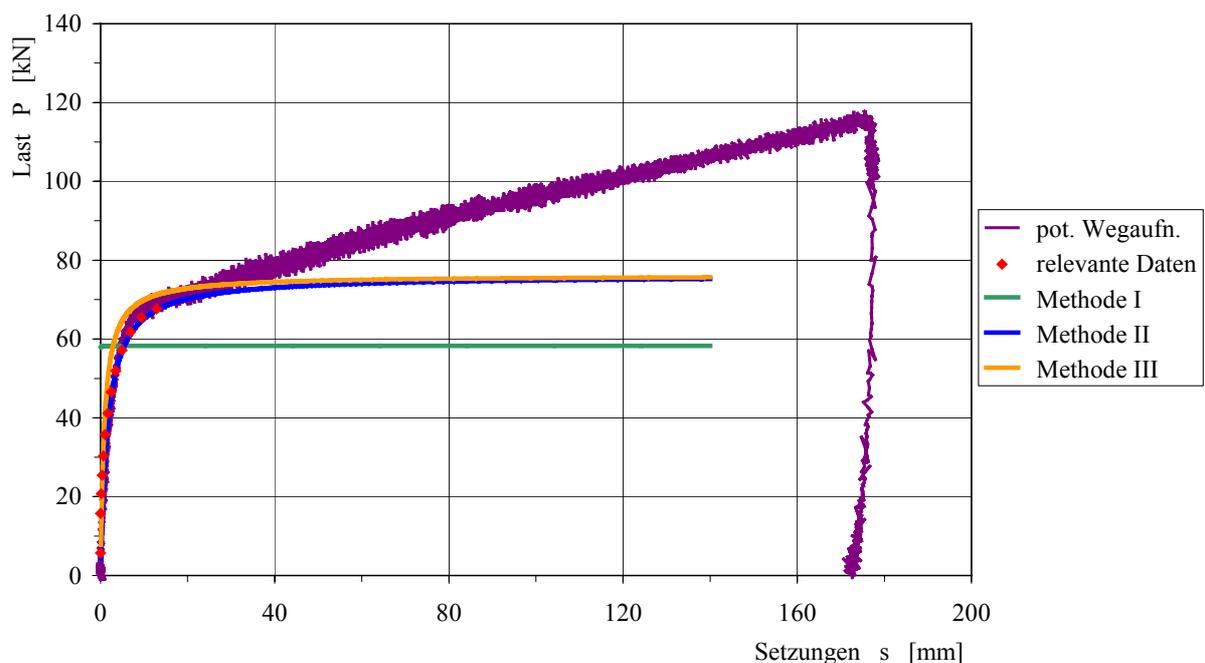


Bild 3.3.5 Mit der Auswertesoftware erzielte Ergebnisse auf Lösslehm (LL II/2) zur Bestimmung der Bruchlast

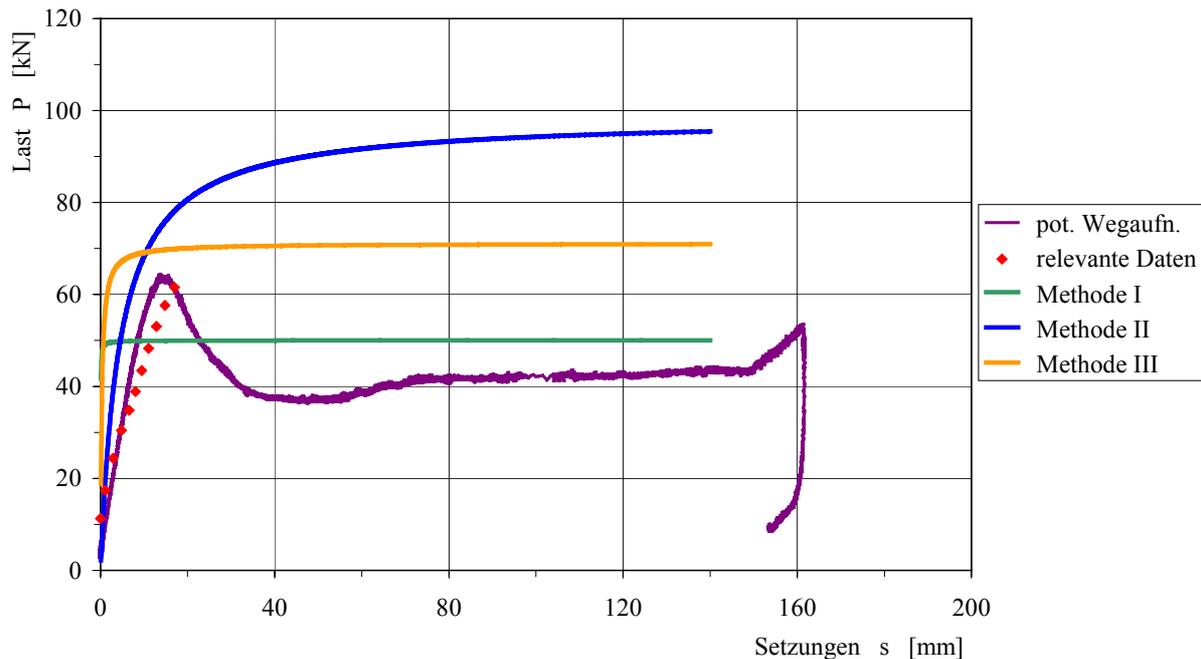


Bild 3.3.6 Arbeitslinien aus Messung und der Auswertung anhand der entwickelten Software mit simuliertem Hohlraum im Untergrund (hohl I/3)

der Messung II/2 auf Lösslehm erzielt. Hier wurde mit der Auswertung anhand von Methode II und III sowohl die Grenzlast, als auch der Verlauf der Last-Setzungslinie sehr gut getroffen. Es ist offensichtlich, dass die Arbeitslinie fast exakt einer Hyperbel entspricht. Mit Methode I werden wie schon erläutert auch hier keine so guten Ergebnisse erzielt.

Aus Tabelle 3.3 wird darüber hinaus deutlich, dass bei Messung II/3 auf dem Lösslehm die mit den pot. Wegaufnehmern ermittelte Grenzlast von 62,6 kN durch Methode II mit 101,2 kN und Methode III mit 141,0 kN total überschätzt werden. Nach genauerer Betrachtung der Messdaten konnte festgestellt werden, dass der Kurvenverlauf am Anfang der Messung sich etwas stärker von dem einer Hyperbel unterscheidet, woraus sich diese erheblichen Abweichungen bei der Auswertung ergeben können.

Bei der Messserie mit einem simulierten Hohlraum im Untergrund werden ebenso zufriedenstellende Ergebnisse erzielt, wie aus Bild 3.3.6 zu erkennen ist. Die aus den Beschleunigungen ermittelten Setzungen entsprechen beinahe jenen, welche mit den pot. Wegaufnehmern ermittelt wurden. Mit Methode III wird die Bruchlast von 63,0 kN mit 71,1 kN ziemlich gut bestimmt. Die Ergebnisse der beiden anderen Methoden weisen wesentlich größere Abweichungen auf.

In Bild 3.3.7 ist der Vergleich zwischen den Ergebnissen der Extrapolation nach Methode I - III und der Messung mit den pot. Wegaufnehmern dargestellt. Dabei sind all jene Daten bis zum Erreichen der Bruch-, bzw. Grenzlast berücksichtigt worden. Zusätzlich ist die Linie eingezeichnet worden, auf welcher die Ergebnisse der Extrapolation hätten im Idealfall liegen sollen. An den darüber hinaus eingetragenen Linien ist zu erkennen, dass die meisten Ergebnisse im Bereich von  $\pm 20\%$  liegen.

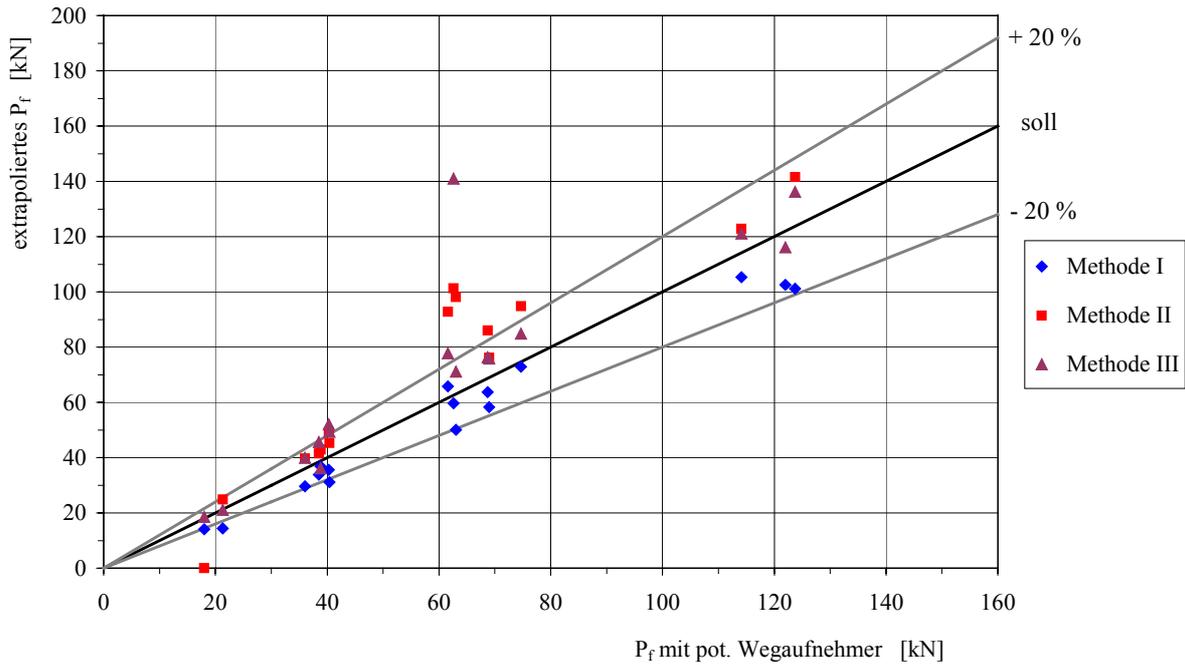


Bild 3.3.7 Vergleich der mit Methode I - III extrapolierten und der wirklichen Bruchlast P<sub>f</sub> unter Berücksichtigung aller Messdaten bis zur Bruchlast

Lediglich ein paar Resultate mit Methode II und ein Messergebnis mit Methode III weisen deutlich größere Abweichungen auf. Für den Fall das die komplette Arbeitslinie bekannt ist, kann eine gute Vorhersage der Tragfähigkeit des Untergrunds gemacht werden.

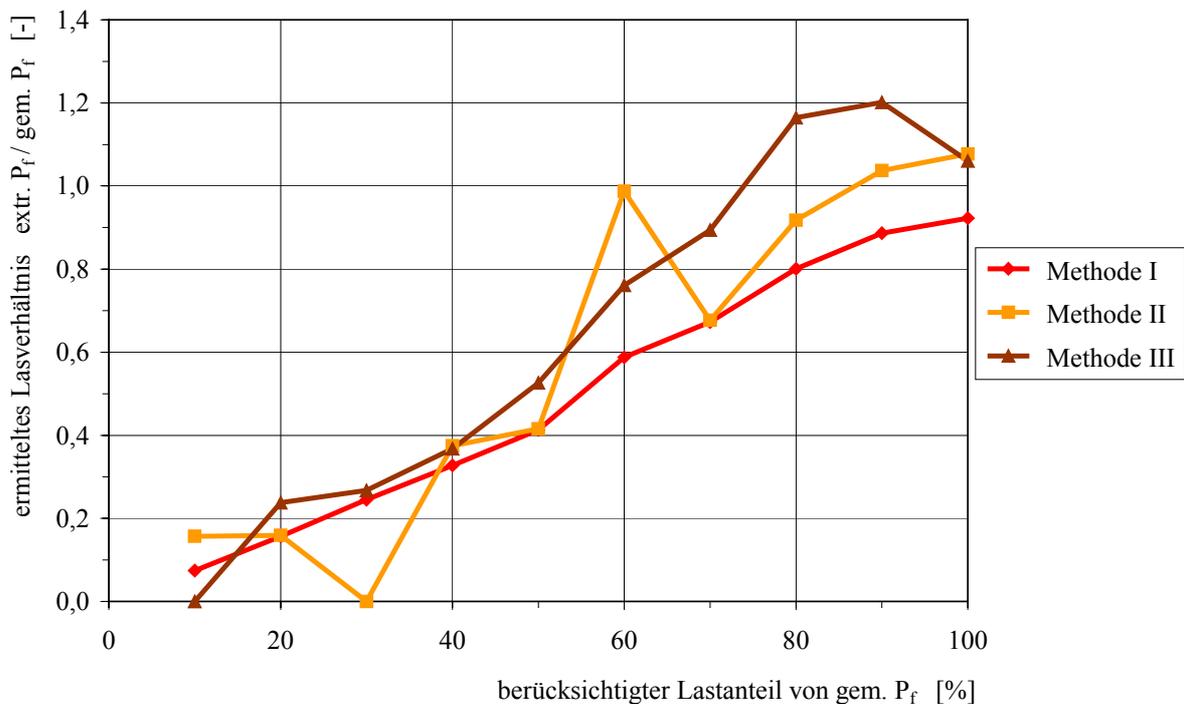


Bild 3.3.8 Ergebnisse der Prognose der Bruchlast unter Teilbelastung eines steifen Untergrunds am Beispiel von Messung dicht IV/1

Im nächsten Schritt der Auswertung wurde nun untersucht, in wie weit eine zuverlässige Vorhersage zur Tragfähigkeit des Untergrunds gemacht werden kann, wenn nur ein Teilbereich der Arbeitslinie bekannt ist. Betrachtet werden die Messreihen bei denen die verbesserte Messeinrichtung, also ab Messreihe dicht IV, verwendet wurde. Mit den Bildern 3.3.8 und 3.3.9 werden für die unterschiedlichen Versagensarten, allgemeiner Scherbruch bei den dicht gelagerten, spröden Versuchsbedingungen und Verformungsbruch bei den lockerer gelagerten Böden, Beispiele für den Einfluss der Betrachtung von Teilbelastungen auf das Extrapolationsergebnis der Versagenslast gezeigt. Die Darstellung erfolgt durch Auftragen des Verhältnisses der extrapolierten zur gemessenen Versagenslast  $\text{extr. } P_f / \text{gem. } P_f$  über den prozentualen Anteil der zur Extrapolation berücksichtigten Versagenslast  $\text{gem. } P_f$ .

In Bild 3.3.8 ist das Ergebnis auf einem steifen Untergrund aus sehr dicht gelagertem Sand dargestellt. Je geringer die für die Extrapolation herangezogene Belastung, desto geringer war die damit ermittelte Versagenslast. Für Methode I liegt sie immer niedriger als die Last, welche zur Extrapolation herangezogen wurde. Die beiden anderen Methoden liegen in der Regel über dem berücksichtigten Lastanteil, aber selbst mit 70 % der Bruchlast werden maximal 90 % der Tragfähigkeit prognostiziert. Wird der Lastanteil noch geringer, so nähern sich die ermittelten Versagenslasten an den zur Verfügung stehenden Betrag an.

Liegt ein nachgiebigerer Untergrund z.B. aus locker gelagertem Sand oder Lösslehm vor, so sehen die Ergebnisse besser aus (Bild 3.3.9). Nach Methode I werden bei einer Abnahme der Teillast bis 50 % immer noch 80 % der Bruchlast vorhergesagt. Stehen weniger als diese 50 % zur Verfügung, so nimmt die prognostizierte Versagenslast fast linear ab, bis bei einer

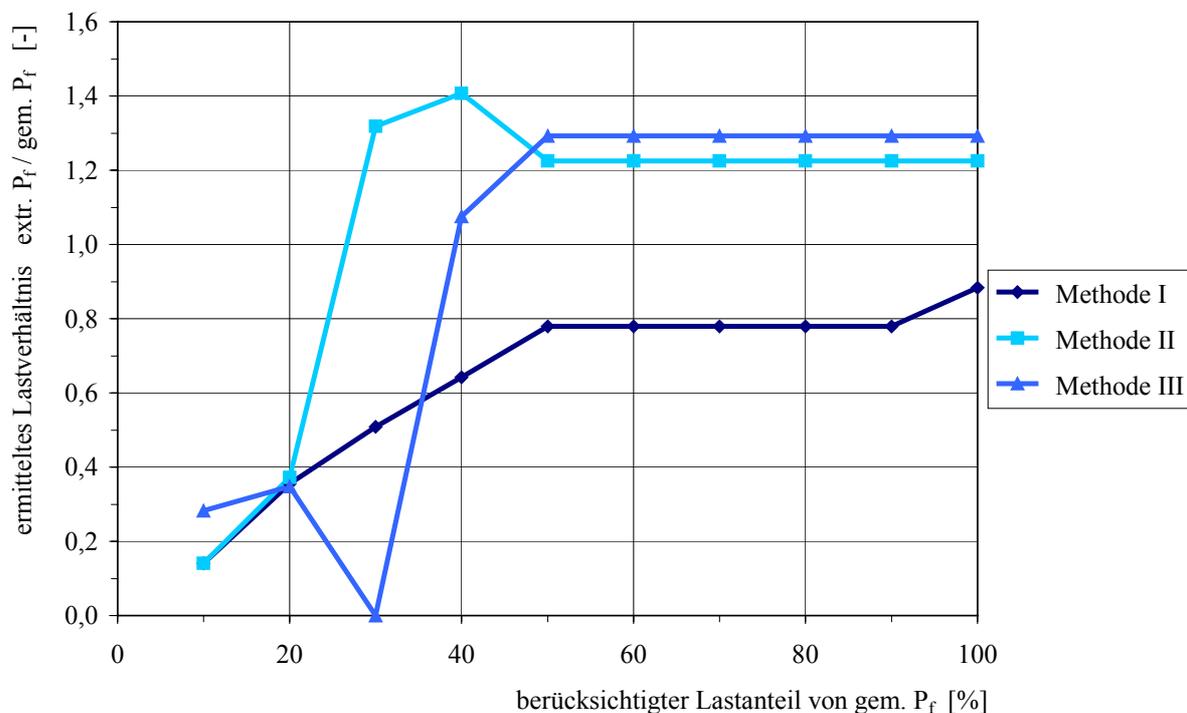


Bild 3.3.9 Ergebnisse der Prognose der Bruchlast unter Teilbelastung eines weichen Untergrunds am Beispiel von Messung LL I/2

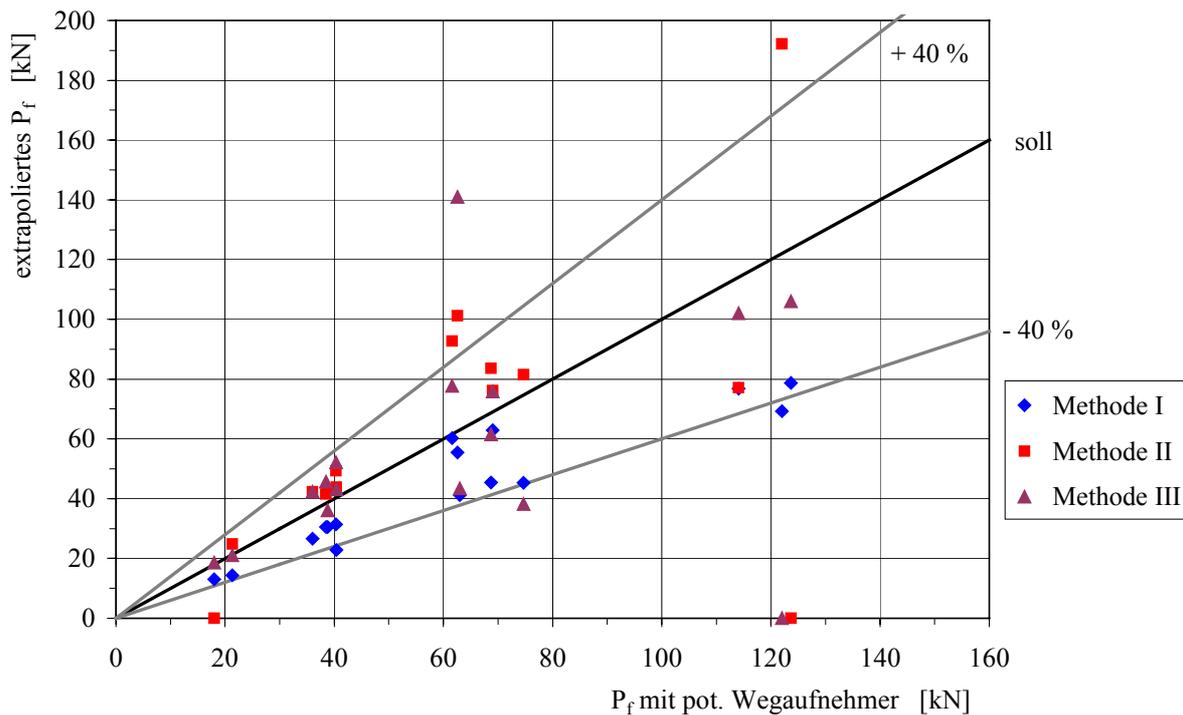


Bild 3.3.10 Vergleich der mit Methode I - III extrapolierten und der wirklichen Bruchlast  $P_f$  unter Berücksichtigung der Messdaten bis 70 % der Bruchlast

berücksichtigten Teillast von 10 % nur noch 14 % der vorhandenen Grenzlast vorhergesagt wird. Mit den Methoden II und III wird im hier gezeigten Beispiel die tatsächliche Grenzlast bis zu einer Teillast von 50 % sogar um ca. 20 % überschätzt. Bei Methode II nimmt die prognostizierte Last sogar zu, bevor sie bei 20 % auf 0,38 abnimmt. Bei der Auswertung mit Methode III wird bei einer Teillast von 30 % eine nicht vorhandene Tragfähigkeit des Untergrunds von 0 vorhergesagt. Dieses Ergebnis ist nicht realistisch und folgt aus einer numerischen Unzulänglichkeit. Somit wäre mit dieser Methode eine Vorhersage mit 30 % der wirklichen Tragfähigkeit nicht möglich.

Um die Extrapolationsergebnisse unter Berücksichtigung einer Teillast von 70 bzw. 30 % der gemessenen Grenzlast zusammenfassend darzulegen, sind die Resultate in den Bildern 3.3.10 bzw. 3.3.11 für alle Messungen in Abhängigkeit von der angewandten Methode angegeben.

Wie schon in Bild 3.3.7 ist die Solllinie auf der die Ergebnisse hätten liegen sollen angegeben. Der Streubereich ist aber im Vergleich deutlich größer geworden. So treten bei Berücksichtigung von 70 % der Grenzlast Unterschätzungen bis etwa -40 % auf. Die Überschätzungen liegen im Gegensatz zur Darstellung in Bild 3.3.10 im Mittel nur bei etwa 20 %. Werden nur 30 % der vorhandenen Tragfähigkeit zur Extrapolation herangezogen, so wird diese mit bis zu 80 % unterschritten. Nur bei ein paar wenigen Messungen gelingt es mit dieser Teillast anhand von Methode II und III die wirkliche Tragfähigkeit des Untergrunds zu bestimmen. Mit Methode I werden stets zu geringe Traglasten ermittelt.

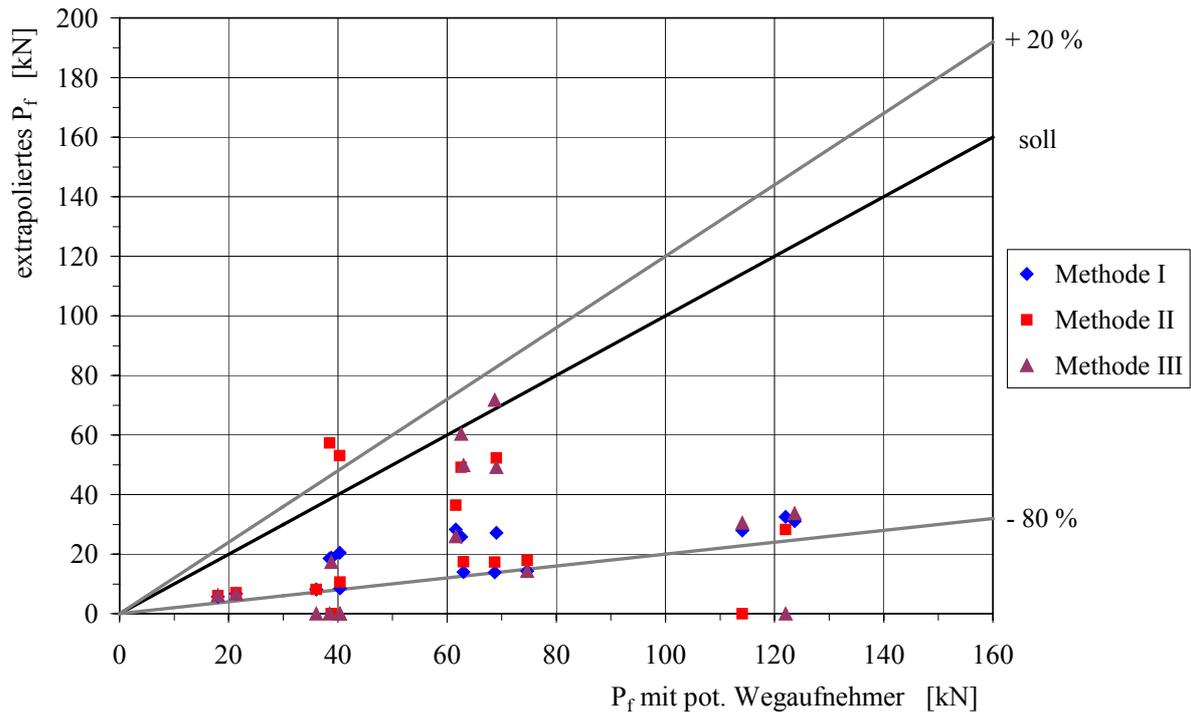


Bild 3.3.11 Vergleich der mit Methode I - III extrapolierten und der wirklichen Bruchlast  $P_f$  unter Berücksichtigung der Messdaten bis 30 % der Bruchlast

In Tabelle 3.4 sind für alle Labormessungen die aus Extrapolation ermittelten Bruch-, bzw. Grenzlaster unter Berücksichtigung von 100, 70 und 30 % der gemessenen Maximallast angegeben. Bei einigen Berechnungen (in etwa 7 % aller Berechnungen) konnte auf Grund der zur Verfügung stehenden Daten numerisch kein Ergebnis errechnet werden. Jenen Fälle wurden mit einer 0 in den vorhergehenden Diagrammen und in Tabelle 3.4 dargestellt.

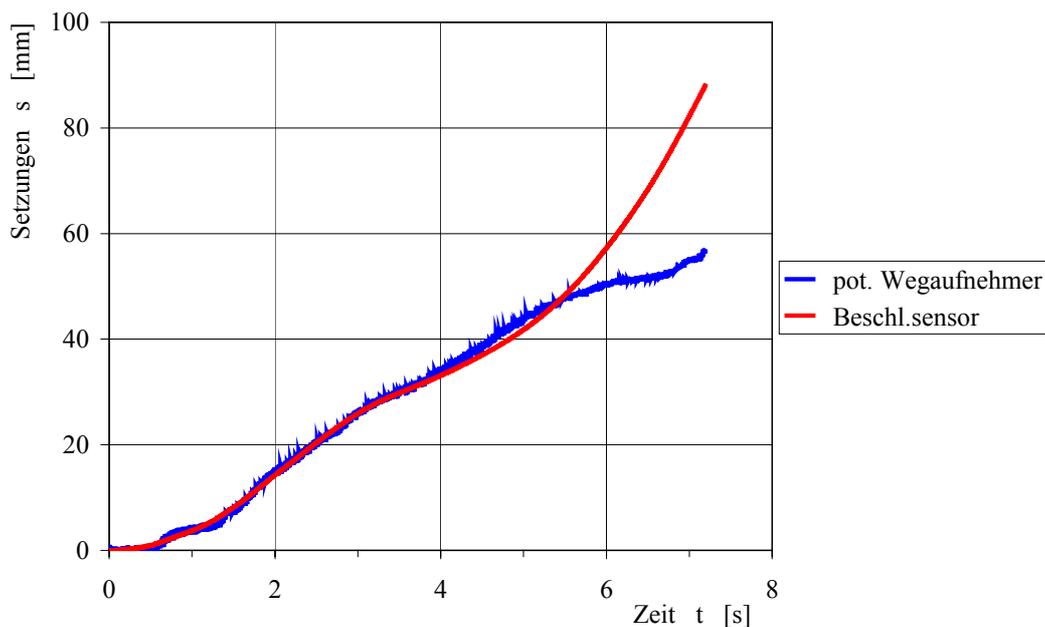


Bild 3.3.12 Vergleich des Zeit-Setzungsverlaufs eines Beschleunigungssensors geringerer Auflösung mit dem Ergebnis der pot. Wegaufnehmer

Tabelle 3.4 Zusammenstellung der prognostizierten Ergebnisse der Laborversuche anhand von Methode I - III unter Berücksichtigung von 100, 70 bzw. 30 % der Messdaten

Versuchsbezeichnung	Teilbelastung [%]	Methode I [kN]	Methode II [kN]	Methode III [kN]	Bruch-, Grenzlast $P_f$ [kN]
dicht IV/1	100	105,3	122,9	121,0	114,1
	70	76,8	77,2	102,0	
	30	28,0	0,0	30,5	
dicht IV/2	100	102,6	300,0	116,1	122,0
	70	69,3	192,2	0,0	
	30	32,5	28,2	0,0	
dicht IV/3	100	101,2	141,6	136,2	123,7
	70	78,8	0,0	106,0	
	30	31,1	278,7	33,6	
dicht V/1	100	31,1	45,3	49,4	40,4
	70	22,9	43,8	43,1	
	30	8,5	10,6	0,0	
dicht V/2	100	29,7	39,6	39,9	36,0
	70	26,6	42,3	42,4	
	30	8,2	8,2	0,0	
locker I/1	100	14,4	24,9	21,1	21,3
	70	14,4	24,9	21,1	
	30	6,7	7,1	6,7	
locker I/2	100	14,0	0,0	18,5	18,0
	70	13,0	0,0	18,5	
	30	5,7	6,0	6,2	
hohl I/1	100	72,9	94,8	84,9	74,7
	70	45,3	81,5	38,1	
	30	14,3	17,8	14,3	
hohl I/2	100	63,7	86,1	76,3	68,7
	70	45,5	83,6	61,4	
	30	13,9	17,3	71,7	
hohl I/3	100	50,0	98,1	71,1	63,0
	70	41,3	605,0	43,5	
	30	13,9	17,4	49,8	
LL I/1	100	33,9	41,5	45,6	38,5
	70	30,5	41,5	45,6	
	30	18,6	57,4	0,0	
LL I/2	100	35,6	49,4	52,1	40,3
	70	31,4	49,4	52,1	
	30	20,5	53,1	0,0	
LL I/3	100	36,9	42,9	36,1	38,8
	70	30,5	42,9	36,1	
	30	18,8	0,0	17,3	
LL II/1	100	65,8	92,8	77,8	61,6
	70	60,2	92,8	77,8	
	30	28,3	36,4	26,0	
LL II/2	100	58,3	76,2	75,8	69,0
	70	63,0	76,2	75,8	
	30	27,1	52,2	49,2	
LL II/3	100	59,6	101,2	141,0	62,6
	70	55,5	101,2	141,0	
	30	25,9	49,2	60,3	

Anhand der bei Feldmessungen erzielten Messergebnisse wurde die Effektivität der entwickelten Auswertesoftware weiter überprüft. Bevor der Beschleunigungssensor von Honeywell eingesetzt wurde, sind Erfahrungen mit anderen Sensoren gemacht worden. Es stellte sich heraus, dass die Genauigkeit dieser Sensoren nicht ausreichend ist. In Bild 3.3.12 ist beispielhaft ein Zeit-Setzungsverlauf einer solche Messung dargestellt. Nach nur wenigen Sekunden driftet das aus den Beschleunigungen ermittelte Signal markant ab. Hieraus ist eine vernünftige Extrapolation der vorhandenen Tragfähigkeit aus der Arbeitslinie nicht möglich.

Tabelle 3.5 Prognostizierte Versagenslasten aus der Auswertung der Feldmessserie VII

Versuchsbezeichnung	max. gemessene rel. Last $P / P_{\text{Masch}} [-]$	Methode I $P_f / P_{\text{Masch}} [-]$	Methode II $P_f / P_{\text{Masch}} [-]$	Methode III $P_f / P_{\text{Masch}} [-]$
VII 1	0,443	0,403	0,499	0,473
VII 2	0,448	0,438	0,613	0,832
VII 3	0,450	0,365	0,752	0,482
VII 4	0,474	0,426	0,587	0,584
VII 5	0,437	0,385	0,513	0,459
VII 6	0,459	0,398	0,475	0,469
VII 7	0,425	0,365	0,502	0,511
VII 8	0,460	0,377	0,561	0,858

Es wird daher gleich auf die Ergebnisse der Feldmessungen eingegangen, welche mit dem Honeywellsensor erzielt wurden. Eine Zusammenstellung der Auswerteergebnisse aller Messungen wird in Tabelle 3.5 gegeben. Die Versuche VII 1 - 3 wurden auf einer Schottertrag-

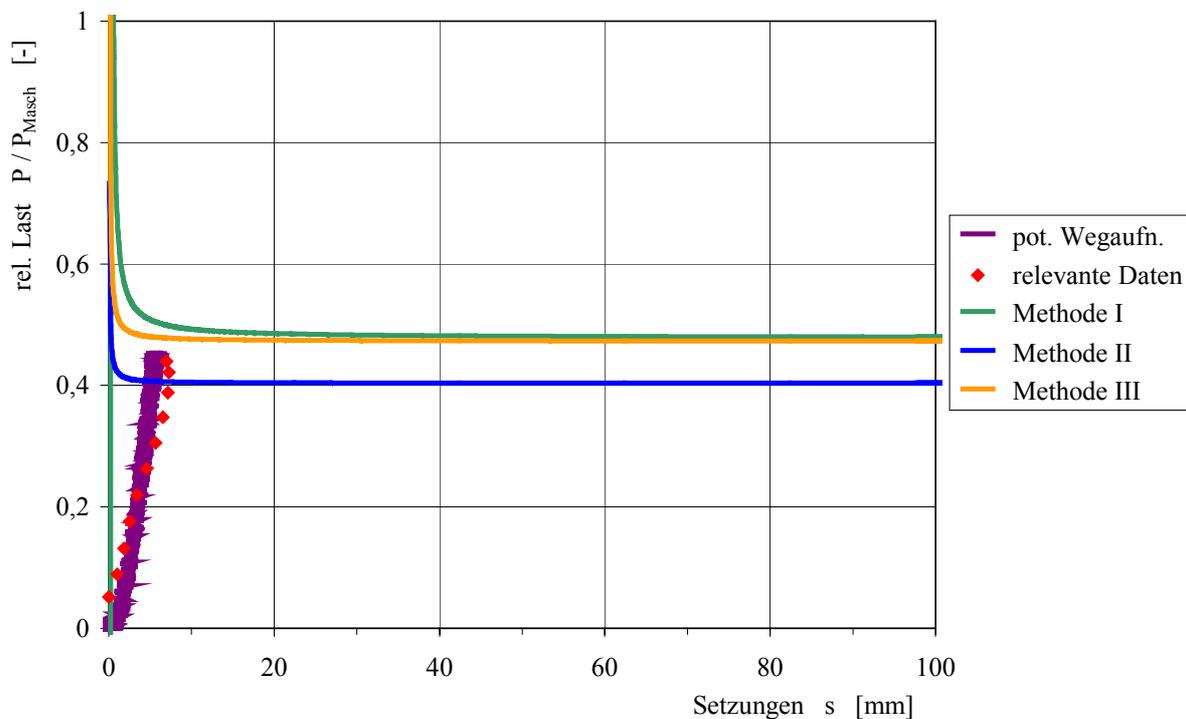


Bild 3.3.13 Ergebnis der Prognose der Tragfähigkeit einer Schottertragschicht (VII 1) anhand der erstellten Auswertesoftware mit den Methoden I - III

schicht und die Versuche VII 4 - 8 auf der Auffüllung aus Lösslehm. Für jeden Untergrund wird anhand eines Beispiels die erzielten Erkenntnisse dargestellt. Die gemessenen bzw. aus der Extrapolation ermittelten relativen Lasten beziehen sich immer auf die spezifische Maschinenlast.

Das Ergebnis der Auswertung auf der Schottertragschicht ist in Bild 3.3.13 zu sehen. Der konkave Verlauf, der mit den potentiometrischen Wegaufnehmern gemessenen Setzungen wird durch die doppelt integrierten Beschleunigungen recht gut wiedergegeben. Die daraus ermittelte Versagenslast anhand der Methoden I und III liegt jedoch nur ganz knapp über der gemessenen Teillast, mit Methode II wird sogar eine geringere Tragfähigkeit prognostiziert. Aus der Darstellung ist darüber hinaus zu erkennen, dass bei der Auswertung die Werte für  $1/E_i$  negativ ermittelten wurden, was zwar numerisch richtig ist, im bodenmechanischen jedoch keinen Sinn macht.

Bei den Messungen auf der Auffüllung aus Lösslehm bei sehr trockenen Verhältnissen ergibt sich das selbe Verhalten (Bild 3.3.14). Die gemessenen Setzungen werden relativ gut aus den Beschleunigungen bestimmt. Das geringe Überschätzen der Setzungen aus den Beschleunigungen ist nicht falsch, da bei diesen Versuchen die Beschleunigungen in der Mitte der Lastfläche gemessen wurden und die pot. Wegaufnehmer am Rand der Lastplatte positioniert waren. Die Versagenslast wurde auch hier nicht richtig bestimmt. Hier liegen die Methoden II und III mit einer relativen Last von 0,587 bzw. 0,583 etwas über den gemessenen relativen Lasten, Methode I hingegen prognostiziert lediglich eine Tragfähigkeit von 0,426 im Vergleich zur gemessenen Aufstelllast von 0,474.

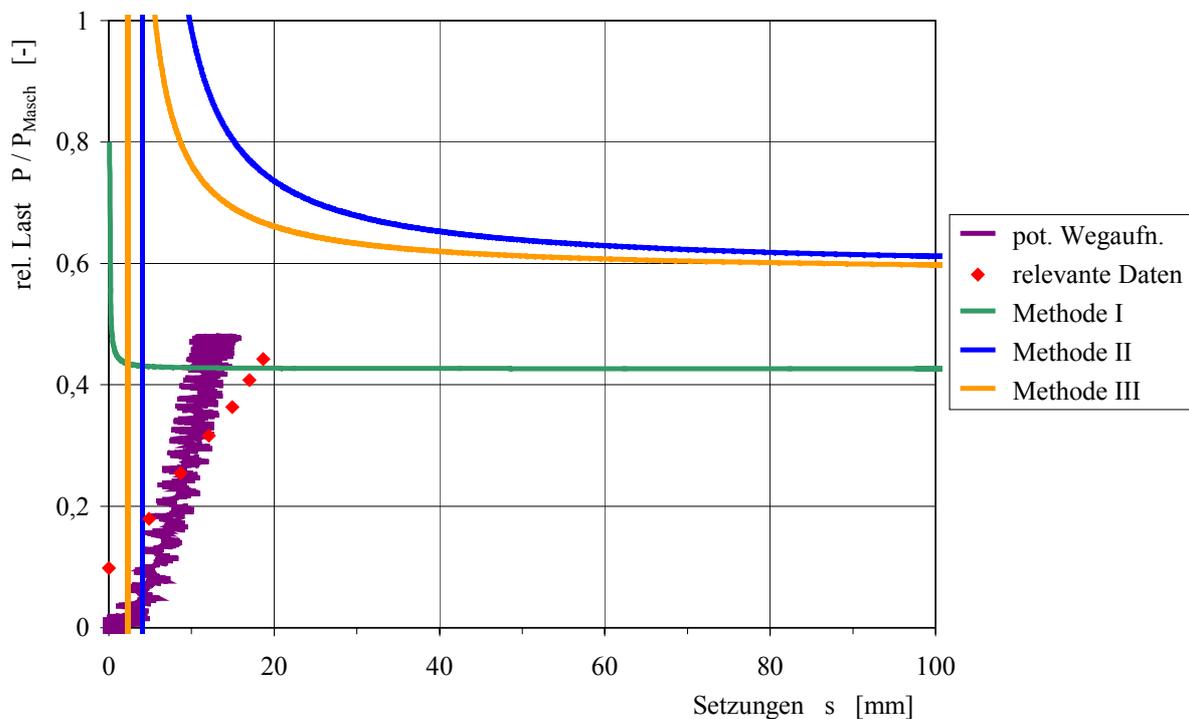


Bild 3.3.14 Arbeitslinie und Prognose der Tragfähigkeit des Untergrunds auf einer sehr trockenen Auffüllung aus Lösslehm (Messung VII 4)

Der bei all diesen Messungen auftretende konkave Beginn der Arbeitslinie resultiert aus den neuen Randbedingungen, wie sie bei den Laborversuchen nicht angetroffen wurden. Bei den Laborversuchen wurden die aufgebrachten Lasten über eine im Verhältnis zum Boden extrem steife Stahlplatte eingeleitet. Wie schon beschrieben wurde erstens eine Platte aus Kunststoff bzw. bei einer Messung eine Platte aus verleimtem Holz als Lasteinleitungsfläche gewählt. Bei den hier vorliegenden Untergrundbedingungen, einer stark verdichteten Schottertragschicht und einer sehr trockenen Auffüllung aus Lösslehm, ist das Verhältnis der Steifigkeiten zwischen Lastplatte und Boden relativ gering und die Lasteinleitungsfläche verhält sich wie eine weiche Platte. Es treten dadurch Eigenverformungen der Lasteinleitungsfläche auf und bei zunehmenden Setzungen neigt die Lastfläche zur „Flügelbildung“.

Zweitens ist besonders stark auf der Schotterschicht zu beobachten, dass es ein Kontaktproblem gibt. Die bedeutet, dass es ohne nennenswerten Anstieg der Lasten schon zu Verformungen kommt, die beim Anpressen der Lasteinleitungsfläche an den anstehenden Untergrund gemessen werden, aber jedoch noch keine Aussagekraft über die Tragfähigkeit des Bodens bringen.

Es wird daher infolge der letzten aufgezeigten Messergebnisse notwendig die Auswertesoftware hinsichtlich der gegebenen Randbedingungen im realen Einsatz zu verbessern. Die Bewertung des Programms fällt hinsichtlich der ermittelten Tragfähigkeit zu konservativen aus. In einem ersten Schritt soll dabei eine numerische Verbesserung der 1. und 2. Differentiationen durch höherwertige Ansätze eingebracht werden. Weiter wird bei der Beurteilung der Beschleunigungen ein Ansatz gewählt, bei dem im betrachteten Intervall eine mittlere Beschleunigung bestimmt und berücksichtigt werden soll. Somit wird die Ermittlung der Anfangsbeschleunigung nicht mehr erforderlich und es muss somit auch keine Ruhephase vor der Messung erfasst werden. Vorhergehende Schiefstellungen der Sensorik spielen somit z.B. keine Rolle mehr. Eine während der Messung auftretende Drift der Messsignale kann ebenso ermittelt und beseitigt werden. Durch all diese Maßnahmen werden einerseits die zu verwertenden Daten und andererseits auch die aus der Extrapolation der Daten erstellten Prognosen verbessert.

### **3.4 Einfluss der Horizontallasten auf das Last-Setzungsverhalten**

In Bezug auf den Mittelpunkt einer Lastfläche wirkt die Lastresultierende nicht immer senkrecht. Diese ergeben sich einerseits aus schräg angreifenden Lasten, d.h. es treten neben den Vertikallasten zusätzliche Horizontalkräfte auf und andererseits kann die Lasteinleitung außermittig erfolgen. Demzufolge kann es zu einer Verkippung der Lasteinleitungsfläche kommen. Bei Überschreiten einer gewissen Neigung ist, z.B. bei mobilen Baumaschinen, die Gefahr des Abrutschens des betroffenen Stützbeines gegeben.

Des weiteren wird infolge der zunehmenden Neigung der Lastresultierenden in einem immer geringer werdender Teil der maximale Scherwiderstand des Bodens aktiviert und somit verringert sich die Tragfähigkeit der gewählten Lasteinleitungsfläche. Die Versuchsergebnisse

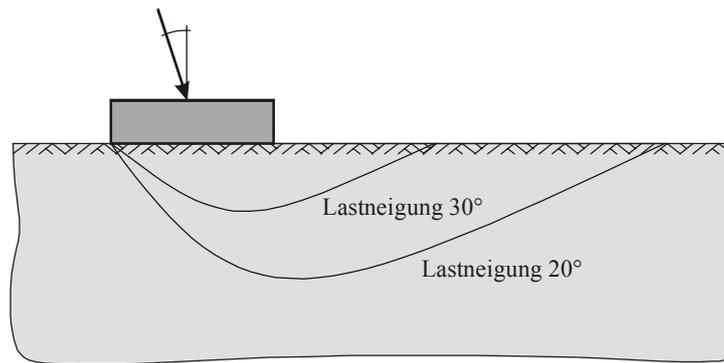


Bild 3.4.1 Einfluss der Lastneigung auf die Verkleinerung des aktivierten Bruchkörpers nach Versuchen von MUHS & WEIB (1975)

von MUHS & WEIB (1975) im Berliner Sand zeigen genau dieses Verhalten, welches zur Verdeutlichung in Bild 3.4.1 dargestellt wird.

Eine Untersuchung hinsichtlich des Auftretens und der Größe von Horizontallasten ist folglich von großem Interesse. Der in Kapitel 3.1 beschriebene Lastsensor zur Messung der Vertikal- und Horizontallasten wurde zu diesem Zweck gebaut. Die Horizontallast wird dabei in zwei Komponenten, welche um  $90^\circ$  zueinander versetzt sind, gemessen. Dadurch ist es sogar möglich die Richtung der auftretenden Horizontallast fest zu stellen.

Bei den ersten Tests unter Laborbedingungen stellte sich schnell heraus, dass bei diesen Versuchen infolge der zentrischen, vertikalen Lasteinleitung keine Horizontallasten auftreten.

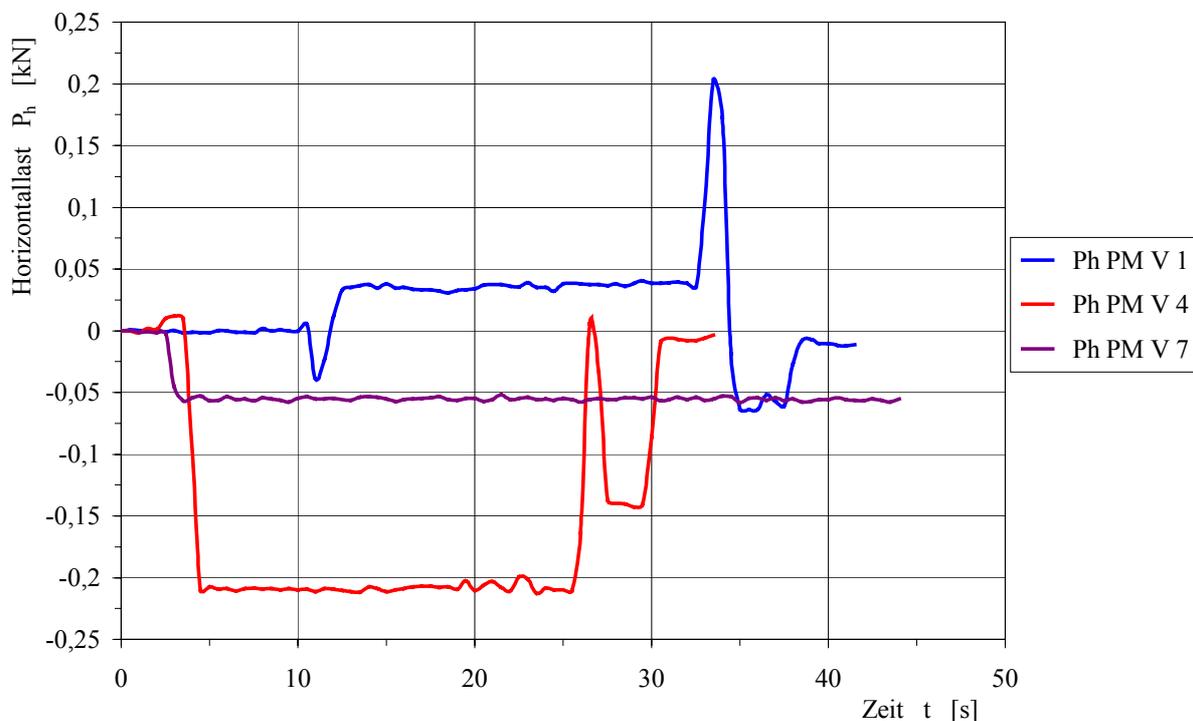


Bild 3.4.2 Auswahl von Horizontallast-Zeitverläufen von Messungen bei den Feldmessungen

Die vernachlässigbar kleinen Werte welche gemessen wurden,  $P_h \approx 0,12$  kN, resultieren rein aus dem Übersprechen der DMS des Lastsensors. Bei einer reinen Vertikalbelastung von 300 kN (Volllast) treten gemessene Horizontallasten in der Größenordnung von maximal 1 kN auf. Durch lineare Interpolation des Übersprechsignals wird genau das gemessene Ergebnis erreicht.

Für die letzten Feldmessungen, welche in Zusammenarbeit mit einem der Projektpartner durchgeführt werden konnten, war der neue dreiaxige Lastsensor eingesetzt worden. Hier wurden unter realitätsnahen Bedingungen die Horizontallasten während dem Aufstellen der mobilen Baumaschine mit erfasst. Wie schon in Kapitel 3.2.6 beschrieben, wurden die Messungen auf unterschiedlichen Böden durchgeführt. In Bild 3.4.2 sind hieraus, der Übersichtlichkeit wegen, nur eine Auswahl der Horizontallast-Zeitverläufe dargestellt. Gerechtfertigt wird dies, da alle Messungen, unabhängig vom anstehenden Untergrund und der verwendeten Abstützfläche, das selbe Ergebnis zeigen.

Horizontallasten von maximal 0,20 kN sind während der Abstützphase gemessen worden. Die Spitzenwerte kurz vor dem Ende der Messungen resultieren aus der Entlastung, welche dort einsetzt. Eindeutig zu erkennen ist, dass selbst dadurch während des Abstützvorgangs keine signifikanten Horizontallasten erzeugt werden. Aus Beobachtungen während des Aufstellvorgangs wurde ersichtlich, dass die Stützteller der Stützbeine auf der Lastauflagefläche durch Lastumlagerungen kurz abgleiten und mögliche Horizontalkräfte dadurch erst gar nicht entstehen.

Im weiteren Abstützverlauf, und vor allem später in der Arbeitsphase, können trotzdem Horizontalkräfte auftreten, welche eventuell das Last-Setzungsverhalten mit beeinträchtigen könnten. Schon aber die nicht ganz zentrisch auf die Lasteinleitungsfläche aufgestellten Stützbeine führen zu einer möglichen Verkippung der Abstützfläche.

### 3.5 Numerische Simulationen

Neben den experimentellen Untersuchungen wurden auch numerische Berechnungen durchgeführt. Diese wurden genutzt, um zu zeigen, dass mit Hilfe der Finite Elemente Berechnungen die im Versuch erzielten Ergebnisse verifiziert werden können. Dazu zählt auch, dass mit den vorhandenen Stoffgesetzen der im Versuch ermittelte hyperbolische Last-Setzungsverlauf auch numerisch erzielt werden kann. Alle Berechnungen wurden mit dem FE-Code PLAXIS durchgeführt.

Bei der Durchführung der numerischen Berechnungen wurden zwei verschiedene Stoffgesetze verwendet. Das erste Modell ist das sogenannte Mohr-Coulomb Modell (MC), welchem ein linear elastisch, ideal plastisches Materialverhalten zugrunde liegt. Es wird hierbei zwischen elastischen und plastischen Dehnungen unterschieden (Bild 3.4.1 links). Das Verhalten bis zur Fließspannung  $\sigma_f$  wird durch die lineare Elastizität nach Hooke beschrieben. Mit Hilfe der Mohr-Coulomb'schen Grenzbedingung wird die Fließspannung  $\sigma_f$ , in welche die effektiven Scherfestigkeitsparameter  $c'$  und  $\varphi'$  eingehen, bestimmt. Innerhalb der Fließfläche, welche die

Grenzbedingung darstellt, verhält sich der Boden elastisch. Bei Spannungszuständen auf der Fließfläche kommt es zu plastischen Verformungen. Ein Spannungszustand außerhalb der Grenzbedingung kann nicht erreicht werden. Diese Grenzbedingung ist in Bild 3.5.1 (rechts) im dreidimensionalen Spannungsraum dargestellt.

Als Eingangparameter werden im Mohr-Coulomb Modell neben den effektiven Scherparametern  $c'$  und  $\varphi'$  zur Beschreibung des plastischen Verhaltens zwei weitere Parameter, der Elastizitätsmodul  $E$  des Bodens und die Querdehnzahl  $\nu$  zur Beschreibung des elastischen Verhaltens, benötigt. Alternativ für  $E$  oder  $\nu$  kann auch der Steifemodul  $E_s$  oder der Schubmodul  $G$  des Bodens eingegeben werden.  $E$ ,  $E_s$ ,  $G$  und  $\nu$  sind über folgende Gleichungen miteinander verknüpft.

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (3.16)$$

$$E_s = \frac{(1 - \nu) \cdot E}{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot (1 + \nu)} \quad (3.17)$$

Beim MC-Modell wird angenommen, dass die Steifigkeit des Untergrunds mit der Tiefe konstant bleibt, was nicht ganz der Realität entspricht. Es muss daher in den jeweiligen Bodenschichten ein mittlerer Steifemodul eingesetzt werden. Durch die Definition von mehreren Schichten kann die Spannungsabhängigkeit jedoch relativ gut berücksichtigt werden.

Als zweites Stoffgesetz wurde das Hardening-Soil Modell (HS) eingesetzt. Dieses höherwertige Stoffgesetz beinhaltet ebenso das Mohr-Coulomb'sche Bruchkriterium ( $c'$  und  $\varphi'$ ) und basiert auf der hyperbolischen Beziehung zwischen der vertikalen Dehnung und den deviatorischen Spannungen im triaxialen Spannungszustand (Bild 3.5.2 links). Das Modell ist dahingehend höherwertig, da bereits vor Erreichen der Mohr-Coulomb Gerade zusätzlich zu den elastischen auch plastische Dehnungen auftreten. Dies gilt sowohl für deviatorische, als auch für volumetrische Verfestigung des Bodens. Die Fließfläche im Raum ist in Bild 3.5.2

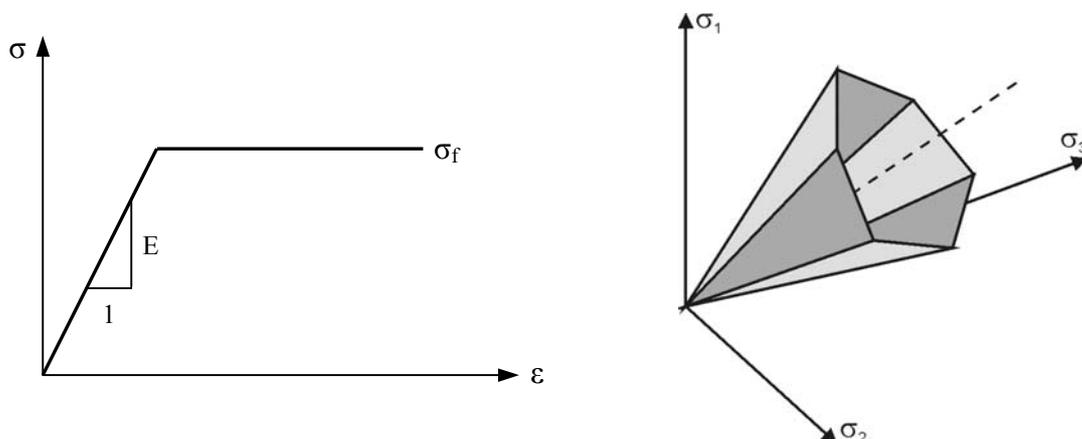


Bild 3.5.1 Grundlagen des linear elastisch, ideal plastischen Mohr-Coulomb Modells (links) und Fließfläche des Modells (ohne Kohäsion) im Hauptspannungsraum (rechts)

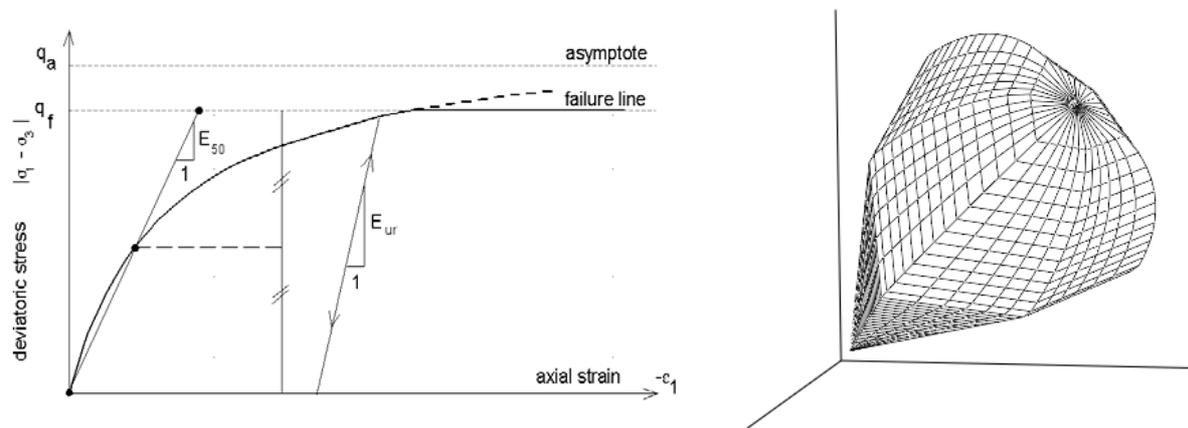


Bild 3.5.2 Hyperbolische Spannungs-Dehnungsbeziehung des HS-Modells (links) und Fließfläche mit Kappe im Hauptspannungsraum für kohäsionslosen Boden (rechts)

rechts dargestellt. Verschiedene von der Spannung abhängige Steifigkeitsmodule, wie der Oedometermodul  $E_s$  und der Ent-, Wiederbelastungsmodul  $E_{ur}$  als Tangentenmodule und der elastische Steifemodul  $E_{50}$  als Sekantenmodul, werden für sich ändernde Belastungszustände eingesetzt. D.h. im Gegensatz zum MC-Modell wird zwischen Erst-, Ent- und Wiederbelastungszustand unterschieden. Die Steifigkeitsparameter werden anhand Gleichungen (3.18) bis (3.20) bestimmt.

$$E_s = E_s^{\text{ref}} \cdot \left( \frac{c \cdot \cot \varphi - \sigma_1}{c \cdot \cot \varphi + p^{\text{ref}}} \right)^m \quad (3.18)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{\text{ref}} \cdot \left( \frac{c \cdot \cot \varphi - \sigma_3}{c \cdot \cot \varphi + p^{\text{ref}}} \right)^m \quad (3.19)$$

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \cdot \left( \frac{c \cdot \cot \varphi - \sigma_3}{c \cdot \cot \varphi + p^{\text{ref}}} \right)^m \quad (3.20)$$

Die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit wird durch den Parameter  $m$  berücksichtigt. Für Sande liegt dieser bei 0,4 bis 0,6 und für Tone zwischen 0,8 und 1. Alle spannungsabhängigen Parameter werden für eine Referenzspannung  $p^{\text{ref}}$ , welche in der Regel bei 100 kPa gewählt wird, bestimmt. Eine detaillierte Beschreibung der bei diesen Berechnungen verwendeten Stoffgesetze gibt es sowohl bei BRINKGREVE UND VERMEER (1998) als auch bei SCHANZ (1998).

Im Laufe des Forschungsvorhabens wurden 2D- und 3D-Berechnungen durchgeführt. Zunächst werden die Ergebnisse der Nachrechnung der Laborversuche 2D sowie 3D vorgestellt. Anschließend auf die Ergebnisse der Untersuchungen zu einem Kranunfall eingegangen, bevor abschließend der Einfluss von Böschungen auf das Last-Setzungsverhalten präsentiert wird.

Aufgrund der in den Laborversuchen eingesetzten Kreisplatte konnten bei den 2D-Berechnungen axialsymmetrische Randbedingungen berücksichtigt werden. Bei Bruchlastberechnungen wird nach VERMEER, VAN LANGEN (1989) und DE BORST (1982) geraten, Elemente mit möglichst hohem Verschiebungsansatz zu verwenden. Im verwendeten Code sind dies 15 knotige Dreieckselemente mit einem kubischen Verschiebungsansatz. In Bild 3.5.3 ist ein FE-Netz beispielhaft dargestellt. Zur Vermeidung von nicht realistischen, numerischen Spannungsspitzen am Rand der Lastplatte, wurde ein Interfacelement eingefügt. Für die Berechnung mit dem Mohr-Coulomb Modell ist die Geometrie in drei Schichten à 0,3 m unterteilt worden. Damit die Ergebnisse mit dem Hardening-Soil Modell vergleichbar sind, wurde diese Einteilung mit dem selben Netz beibehalten. Das Modell hat eine Tiefe von 0,9 m und eine Breite von 1,2 m. Dargestellt ist aufgrund der axialsymmetrischen Betrachtung nur das halbe System. Die Lastplatte aus Stahl ( $D = 0,3$  m) wurde als ein im Vergleich zum Untergrund sehr steifes Balkenelement modelliert. Die seitlichen Ränder sind vertikal verschieblich gelagert mit behinderten Horizontalverschiebungen und die Basis wurde mit unverschieblichen Randbedingungen versehen.

In Tabelle 3.6 sind die verwendeten Bodenparameter beider Stoffgesetze für die Berechnungen der Messserie VII, auf Lösslehm, gegeben. Ziel dieser Berechnung war es die Ergebnisse beider Stoffgesetze vergleichen zu können. Die Bodenwichte  $\gamma$ , sowie die Scherparameter  $c'$  und  $\phi'$  sind für beide Modelle gleich groß. Der hier angegebene E-Modul für das MC-Modell entspricht dem Wert in der mittleren Schicht. Aufgrund der sehr geringen Initialspannungen aus Eigengewicht weichen die Werte für die obere und die untere Schicht nur um  $\pm 1.500$  kN/m<sup>2</sup> ab, so dass auf eine gesonderte Darstellung verzichtet wird. Die Querdehnung  $\nu$  wurde zu 0,3 bestimmt.

Die Steifigkeiten im HS-Modell werden bei einem Referenzspannungsniveau von  $p^{\text{ref}} = 100 \text{ kN/m}^2$  bestimmt. Der Oedometermodul  $E_s^{\text{ref}}$  und der Sekantenmodul  $E_{50}^{\text{ref}}$  konnten zu  $90.000 \text{ kN/m}^2$  ermittelt werden. Aus Erfahrung ist bekannt, dass der Ent-, Wiederbelastungsmodul etwa 3 mal so groß ist wie die beiden anderen Steifigkeiten. Bei diesem Boden liegt die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeiten bei  $m = 0,6$  und die im Hardening-Soil Modell von der Ent-, Wiederbelastung abhängige Querdehnung ist zu  $0,2$  bestimmt worden.

Tabelle 3.6 Modellparameter für die Berechnungen der Messserie VII auf Lösslehm mit dem MC- und dem HS-Modell

Mohr-Coulomb Modell		
$\gamma = 19,5 \text{ kN/m}^3$	$\varphi' = 25^\circ$	$c' = 14 \text{ kN/m}^2$
$\nu = 0,3$	$E = 45.000 \text{ kN/m}^2$	$\psi = 0^\circ$
Hardening Soil Modell		
$\gamma = 19,5 \text{ kN/m}^3$	$\varphi' = 25^\circ$	$c' = 14 \text{ kN/m}^2$
$E_s^{\text{ref}} = 90.000 \text{ kN/m}^2$	$E_{50}^{\text{ref}} = 90.000 \text{ kN/m}^2$	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 270.000 \text{ kN/m}^2$
$\nu_{\text{ur}} = 0,2$	$m = 0,6$	$p^{\text{ref}} = 100 \text{ kN/m}^2$

In Bild 3.5.4 sind die beiden aus den numerischen Berechnungen erhaltenen Arbeitslinien in transformierter hyperbolischer Darstellung (siehe Kapitel 3.2.3) im Vergleich mit einer exakten Hyperbel abgebildet. Dass die mit dem HS-Modell erzielte Kurve diesen Verlauf beinahe aufweist, ist angesichts der im Stoffgesetz implementierten hyperbolischen Spannungs-Dehnungsbeziehung kaum verwunderlich. Jedoch auch die Arbeitslinie der Berechnungen mit dem MC-Modell kann recht gut an eine Hyperbel angepasst werden.

Numerische Berechnungsergebnisse können demnach unseren hyperbolischen Ansatz zur Beschreibung des Last-Setzungsverhaltens eines Bodens verifizieren. Zum Vergleich der

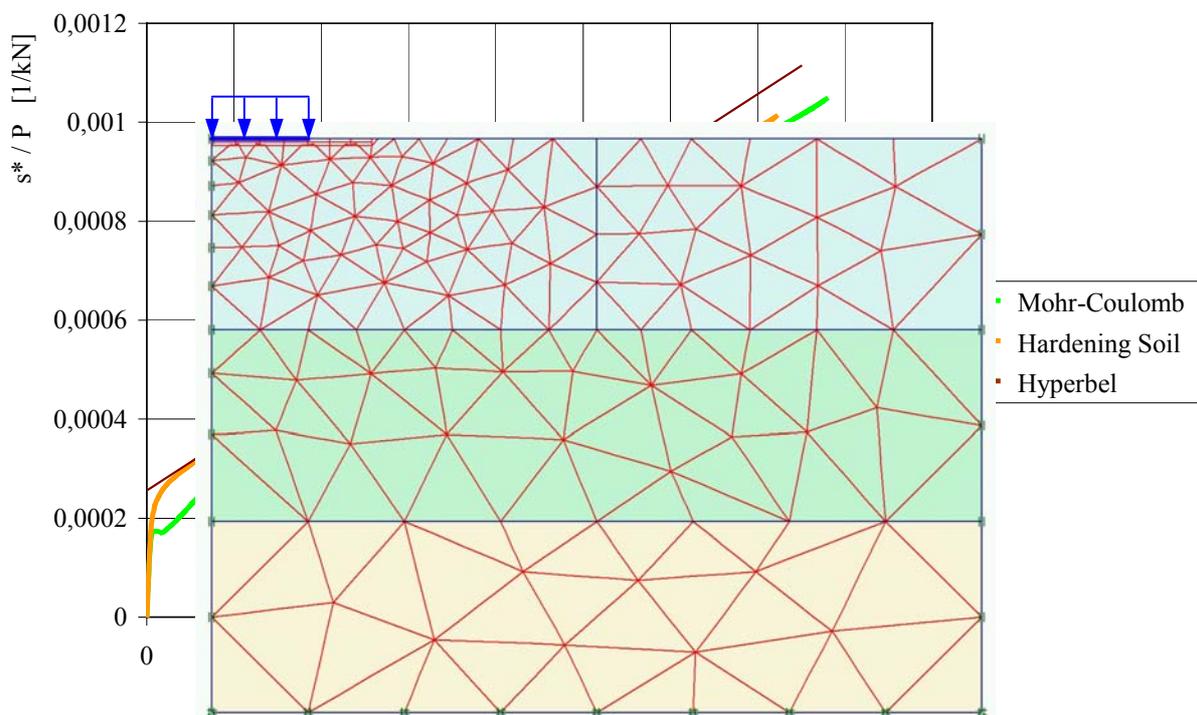


Bild 3.5.3 Axialsymmetrisches FE-Netz zur Berechnung der Laborversuche mit aufgebrachtter Last

numerischen Ergebnisse mit den experimentellen Versuchskurven LL I/1 und LL I/2 wurden sie in Bild 3.5.5 gegenüber gestellt. Die numerischen Kurven haben fast einen identischen Verlauf und erzielten auch genau das Ergebnis der Kurven aus dem Versuch bis zum Erreichen der Grenzlast. Ein weiteres Ansteigen der Last nach Erreichen der Grenzlast ist bei den numerischen Simulationen nicht möglich, da dieses Verhalten von Böden in den Stoffgesetzen nicht implementiert ist.

Neben gleich verlaufenden Arbeitslinien tritt bei den numerischen Berechnungen auch das selbe Bruchbild auf. Die Belastung des Untergrunds bewirkt eine Verdichtung der anstehenden Bodenschichten. Infolge dieser Verdichtung der in der Regel nicht sehr dicht gelagerten Böden treten große Setzungen auf und es entsteht ein reiner Verformungsbruch (Bild 3.2.9). In Bild 3.5.6 sind die totalen Verformungen des numerischen Modells dargestellt. Im Vergleich mit den Versagensbildern der Experimente auf Lösslehm, und analog für locker gelagerten Sand, sind die Ergebnisse der Simulation quasi deckungsgleich. Es treten nur unterhalb der Lasteinleitungsfläche Verformungen auf, die sich nicht bis an die Oberfläche des Modells bemerkbar machen.

Im weiteren Verlauf wurden die 2D-Berechnungen nur mit dem Hardening-Soil Modell gerechnet, da hier eine etwas höhere Genauigkeit der Ergebnisse erzielt wird. Es sind in Tabelle 3.7 die Bodenparameter für die Berechnung der Versuche der Messserie IV auf sehr dicht gelagertem Sand gegeben. Um den Inhomogenitäten aus dem lageweisen Einbau Rechnung zu tragen werden die einzelnen Schichten modelliert. Die Parameter der Scherfestigkeit wurden durch Rückrechnung mit den Gleichungen (3.1) und (3.3) ermittelt. Die Steifigkeiten

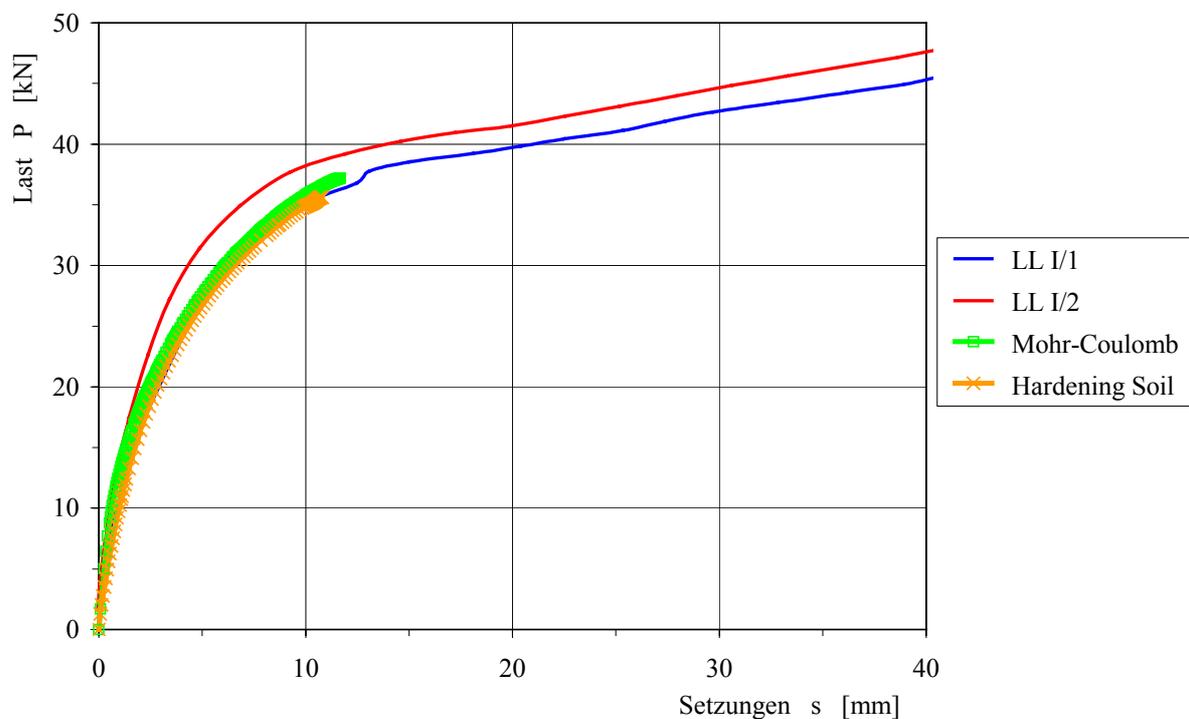


Bild 3.5.5 Vergleich der Ergebnisse aus Experiment und numerischer Simulation am Beispiel von Versuchen an Lösslehm

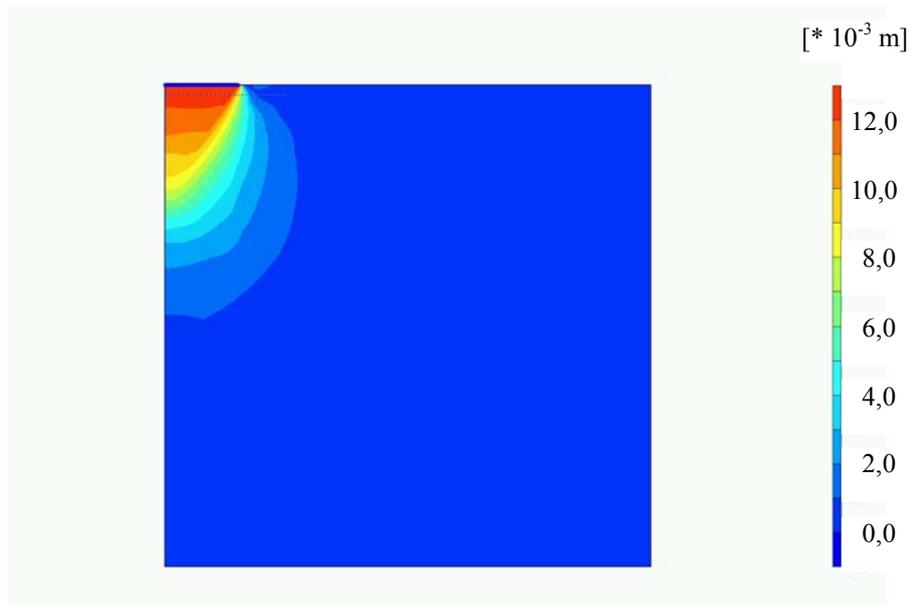


Bild 3.5.6 Totale Verformungen aus der Simulation der Versuche auf Lösslehm

wurden durch Auswertung von vorhandenen Korrelationen bestimmt.

Aus versuchstechnischen Gründen wurde der Sand feucht eingebaut, so dass sich zwischen den Sandkörnern eine sogenannte scheinbare Kohäsion entwickeln konnte. Diese wird durch eine Kohäsion  $c'$  von  $3,5 \text{ kN/m}^2$  berücksichtigt. Durch die starke Verdichtung des Sandes vor den Versuchen wurde der Boden vorbelastet. Diese Vorbelastung kann im Programm durch einen Überkonsolidierungsfaktor OCR (over consolidation ratio) bei der Bestimmung der Initialspannungen berücksichtigt werden. Für alle Berechnungen auf sehr dicht eingebautem Sand wurde OCR zu 4 gewählt.

Tabelle 3.7 Parameter für die Berechnung der Messungen dicht IV mit dem HS-Modell

	Schicht oben	Schicht mitte	Schicht unten
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	19,5	18,7	18,4
$\varphi'$ [°]	42,5	40,5	40
$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	3,5	3,5	3,5
$E_s^{\text{ref}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	125.000	100.000	75.000
$E_{50}^{\text{ref}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	125.000	100.000	75.000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	375.000	300.000	225.000
$p^{\text{ref}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	100	100	100
$\nu_{\text{ur}}$ [-]	0,2	0,2	0,2
$m$ [-]	0,43	0,43	0,43
OCR	4	4	4

Bei der Betrachtung der Arbeitslinien in Bild 3.5.7 wird deutlich, dass die Kurve aus den numerischen Berechnungen bis zum Erreichen der Bruchlast des Untergrundes die Versuchsergebnisse sehr gut widerspiegelt. Nachdem die Tragfähigkeit des Sandes überschritten wurde, sind bei den Experimenten die aufnehmbaren Kräfte stark abgefallen. Dieses

sogenannte „Softening“ des Bodens kann mit den hier verwendeten Stoffgesetzen nicht nachvollzogen werden. Es wird jedoch ein deutlich zu erkennendes Plateau erreicht. Die berechneten Lasten schwanken beim Maximum hin und her und sie resultieren aus der Problematik der Konvergenzbildung im Grenzbereich der Tragfähigkeit.

Wie auch schon bei den Ergebnissen auf Lösslehm bzw. auf locker gelagertem Sand stimmen die numerischen Berechnungen mit den Versuchsergebnissen bei Betrachtung der totalen Verformungen über ein (Bild 3.5.8). Bis zum Erreichen der Bruchlast tritt eine weitere Verdichtung des dicht gelagerten Bodens auf. Bei Überschreitung der Scherfestigkeit bildet sich eine Scherzone aus, entlang welcher der darüber liegende Boden nach oben abgleitet. Die auftretende Scherfuge tritt sowohl im Versuch, als auch bei der FE-Simulation im Abstand von etwa dem doppelten Lastplattendurchmesser an die Oberfläche (Bild 3.2.8). Die Scherzone reicht bis in eine Tiefe von 0,45 m, etwa dem 1,5-fachen Plattendurchmesser. Diese Ergebnisse deckten sich mit eigenen Erfahrungen und den Ergebnissen von Untersuchungen aus der Literatur.

Anhand der Messungen mit einem Hohlraum im Untergrund wurden 3D-Berechnungen durchgeführt, da hier weder ein axialsymmetrisches, noch ein ebenes Verformungsproblem, sondern ein wirklicher dreidimensionaler Spannungszustand herrscht. Im Grundriss besitzt das Modell die Abmessungen 1,2 x 1,2 m und es ist 0,9 m tief. In Bild 3.5.9 ist das erstellte Modell mit dem generierten Netz dargestellt. Im verwendeten FE-Code wird das 3D-Modell aus einer 2D-Ansicht in die dritte Ebene extrudiert. Somit kann nur eine rechteckige Lastplatte generiert werden, deren Kantenlänge zur verwendeten Kreisplatte flächengleich

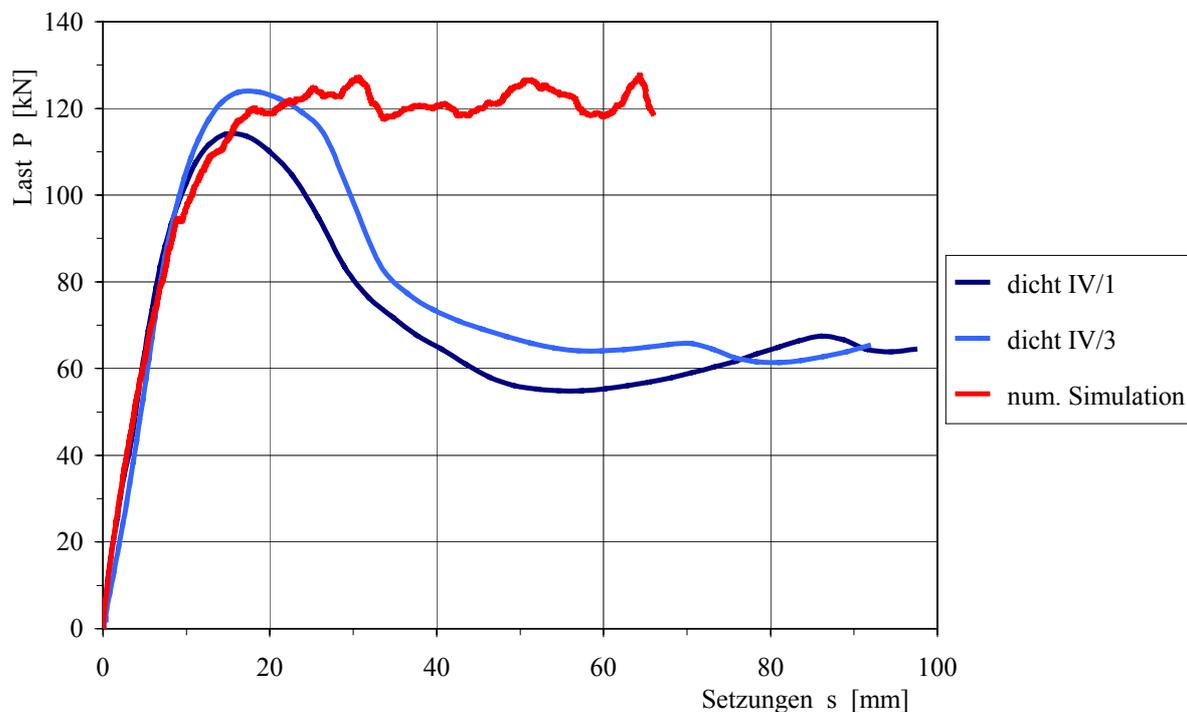


Bild 3.5.7 Arbeitslinien aus Experiment und numerischer Berechnung auf sehr dicht gelagertem Sand am Beispiel der Messserie IV

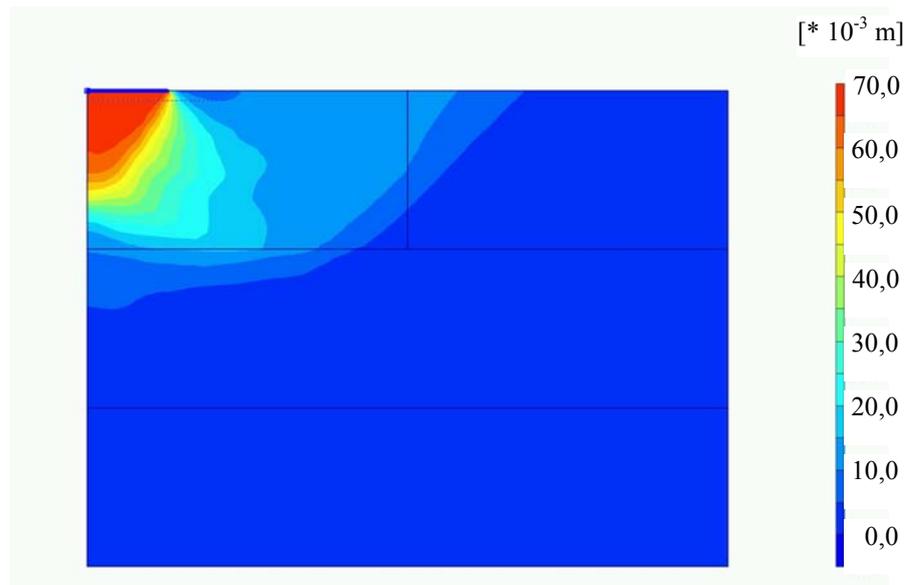


Bild 3.5.8 Totale Verformungen im Untergrund bei Auftreten des Bruches auf sehr dicht gelagertem Sand am Beispiel der FE-Simulation von Messserie dicht IV

umgerechnet wurde. In die dritte Ebene kann das Modell durch verschieden dicke Ebenen beliebig fein generiert werden. Zur Anwendung kommen hier dreieckförmige Prismenelemente.

Aufgrund der komplexeren Berechnung wurde für diese Analyse das einfachere Mohr-Coulomb Modell verwendet. Die Parameter für die einzelnen Schichten sind in Tabelle 3.8 angegeben und wurden wie bei den anderen Berechnungen aus Rückrechnung ( $c'$  und  $\phi'$ ) bzw. aus Korrelationen und Erfahrungswerten ( $E$ ,  $\nu$ ,  $\psi$ , OCR) bestimmt.

Tabelle 3.8 Parameter für die 3D Berechnung der Hohlraumversuche mit dem MC-Modell

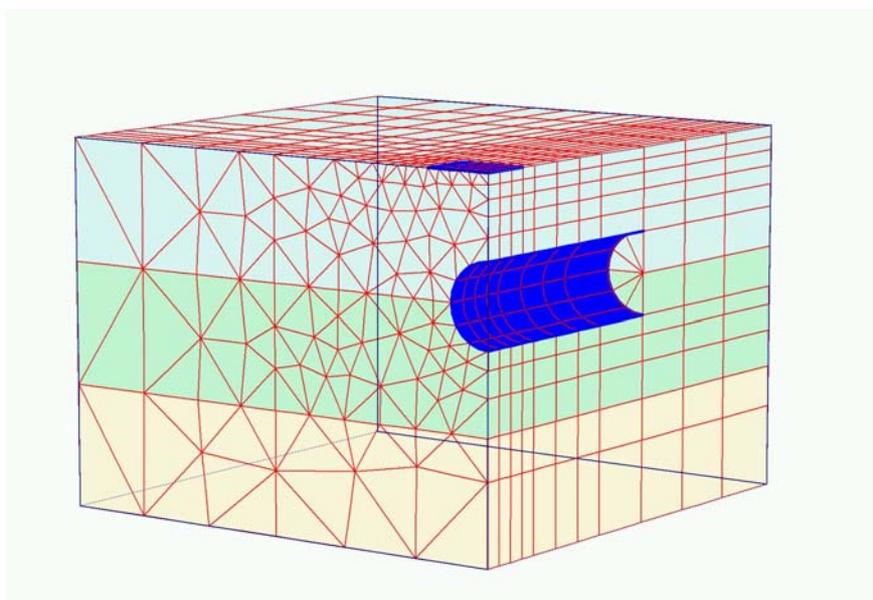


Bild 3.5.9 3D-FE Modell zur Berechnung der Tragfähigkeit des Untergrunds mit einem durch ein PVC-Rohr simulierten Hohlraum

	Schicht oben	Schicht mitte	Schicht unten
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18,9	18,8	18,5
$\varphi'$ [°]	44	42	41
$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	2	2	2
E [kN/m <sup>2</sup> ]	45.000	40.000	38.000
$\nu$ [-]	0,33	0,33	0,33
$\psi$ [°]	8	8	8
OCR	4	4	4

Wie bei den vorhergehenden Berechnungen ist auch hier eine gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen aus Versuch und der numerischen Berechnung zu erkennen (Bild 3.5.10). Der Anstieg ist zwar zu Beginn etwas steiler, jedoch wird das selbe Lastniveau im Bruchzustand erreicht. Des Weiteren kann bei Betrachtung der inkrementellen Verschiebungen im letzten Lastschritt der auftretende dreidimensionale Bruchkörper in Bild 3.5.11 betrachtet werden. Die Ausdehnung der Bruchfigur ist in Querrichtung zum Rohr ausgeprägter als in Längsrichtung. Auch dieses Phänomen wurde bei den Experimenten erkannt und bereits in Bild 3.2.11 gezeigt.

Neben der Nachrechnung der Laborversuche wurden numerische Untersuchungen zu einem Kranunfall durchgeführt. Durch einen Maschinenhersteller aus dem projektbegleitenden Arbeitskreis wurde dieser Unfall durch Umstürzen eines Kranes bekannt. Wie sich herausstellte war unter der Fahrbahn in einer Tiefe von 0,4 m ein Hohlraum, auf den abgestützt

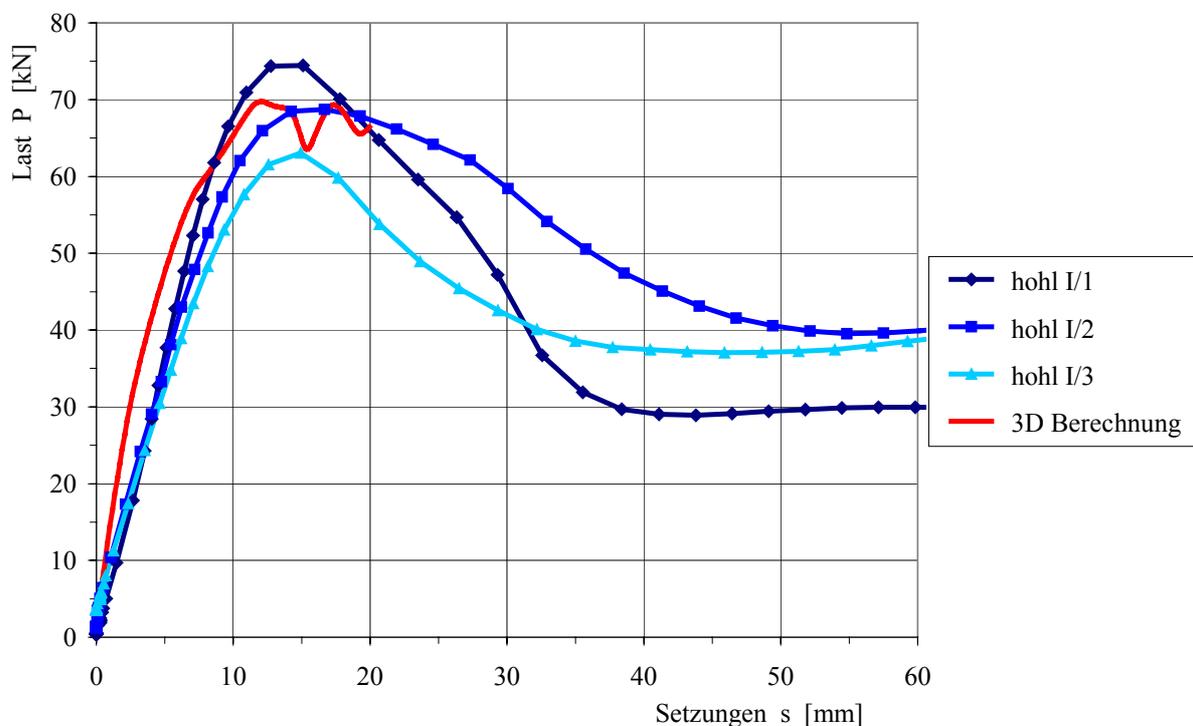


Bild 3.5.10 Last-Setzungsverläufe der Messungen und der 3D Berechnung mit einem simulierten Hohlraum im Untergrund aus sehr dicht gelagertem Sand

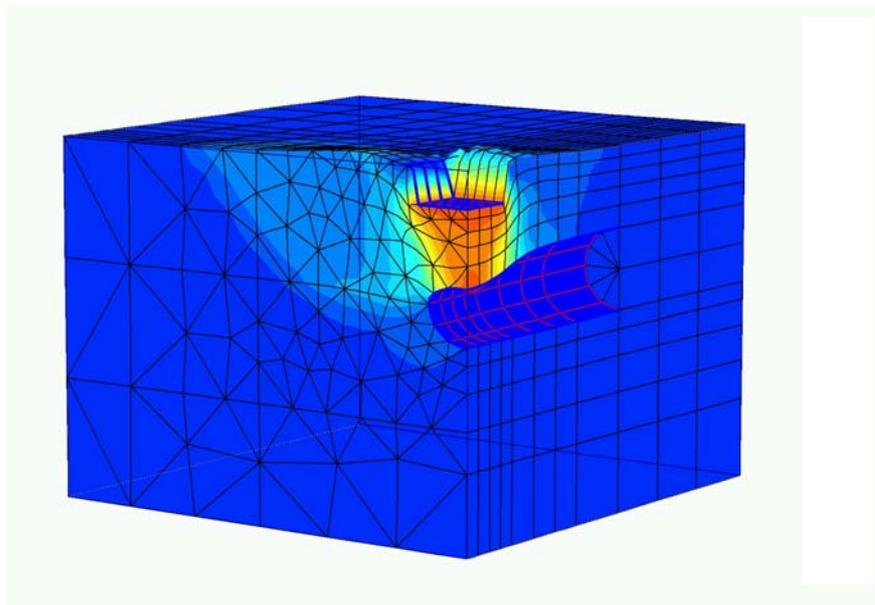


Bild 3.5.11 Darstellung des Bruchkörpers am 3D-Modell durch die totalen inkrementellen Verschiebungen im letzten Berechnungsschritt mit Hohlraum im Untergrund

wurde. Die Frage, ob das Versagen hätte vorhergesagt werden können lag auf der Hand.

Tabelle 3.9 Kennwerte der Parameterstudie eines Kranunfalls mit MC-Modell

	<b>Asphalt</b>	<b>bindiges Material</b>
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	23	17
$\varphi'$ [°]	0	30
$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	1000	40
E [kN/m <sup>2</sup> ]	5 - 10 · 10 <sup>5</sup>	10 - 30
$\nu$ [-]	0,49	0,3

Leider gab es keine detaillierten Angaben zu den Parametern des Untergrunds und über die Abmessungen des Hohlraums, so dass Erfahrungswerte herangezogen und ein paar Parameterstudien durchgeführt wurden. Die verwendeten Bodenkennwerte und der Streubereich der variierenden Steifigkeiten des Asphalts und des bindigen Materials sind in Tabelle 3.9 angegeben. Das verwendete Stoffgesetz ist das Mohr-Coulomb Modell. Infolge einer defekten Wasserleitung ist der Hohlraum unter der Fahrbahn ausgewaschen worden. Die Darstellung des Problems in Bild 3.5.12 ist somit nur eine Annahme über die Form des entstandenen Hohlraumes.

In Bild 3.5.12 sind die vertikalen Verschiebungen als Schattierungen aufgetragen. Es ist zu erkennen, dass selbst in der numerischen Berechnung die Verschiebungen fast ausschließlich im Lasteinleitungsbereich auftreten. Es tritt ein sogenanntes Durchstanzen als Versagensbild auf. Die Tragfähigkeit des ungestörten Untergrunds ist um ein Vielfaches größer, als beim Aufstellen über dem Hohlraum (Bild 3.5.13). Die Aufstelllast betrug 150 kN. Bei Betrachtung der dort aufgetretenen Setzungen lässt sich feststellen, dass die Setzungen im ungestörten

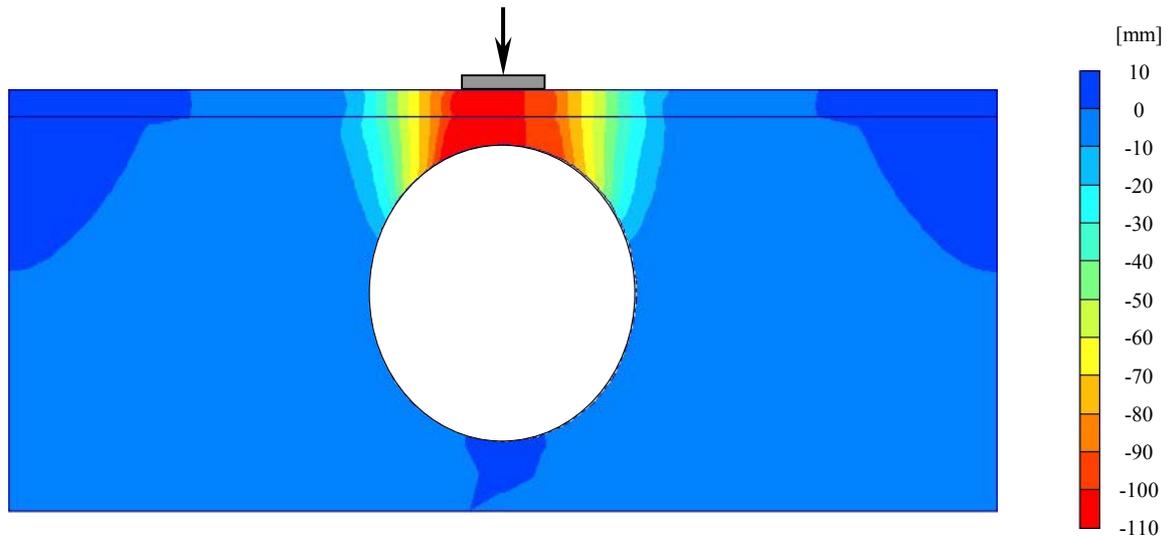


Bild 3.5.12 Schattierungen der vertikalen Verschiebungen nach dem letzten Berechnungsschritt bei Versagen des Hohlraumes

Bereich nach dem Aufstellen etwa um den Faktor 1,5 bis 3 kleiner als am Stützbein über dem Hohlraum sind. Die Variation der Steifigkeit zeigt somit den Einfluss dieses Parameters auf die Größe der Setzungen bei diesem relativ spröden Versagen des Systems.

Inwiefern ein Versagen des Untergrundes hätte vorausgesagt werden können ist reine Spekulation. Zumindest hätte aufgrund der ermittelten Differenzsetzung des Stützbeins über dem Hohlraum im Vergleich zu den anderen Stützbeinen ein Warnung an den betroffenen Maschinenführer ausgegeben werden müssen.

Weitere numerische Betrachtungen wurden hinsichtlich dem Einfluss von Böschungen auf

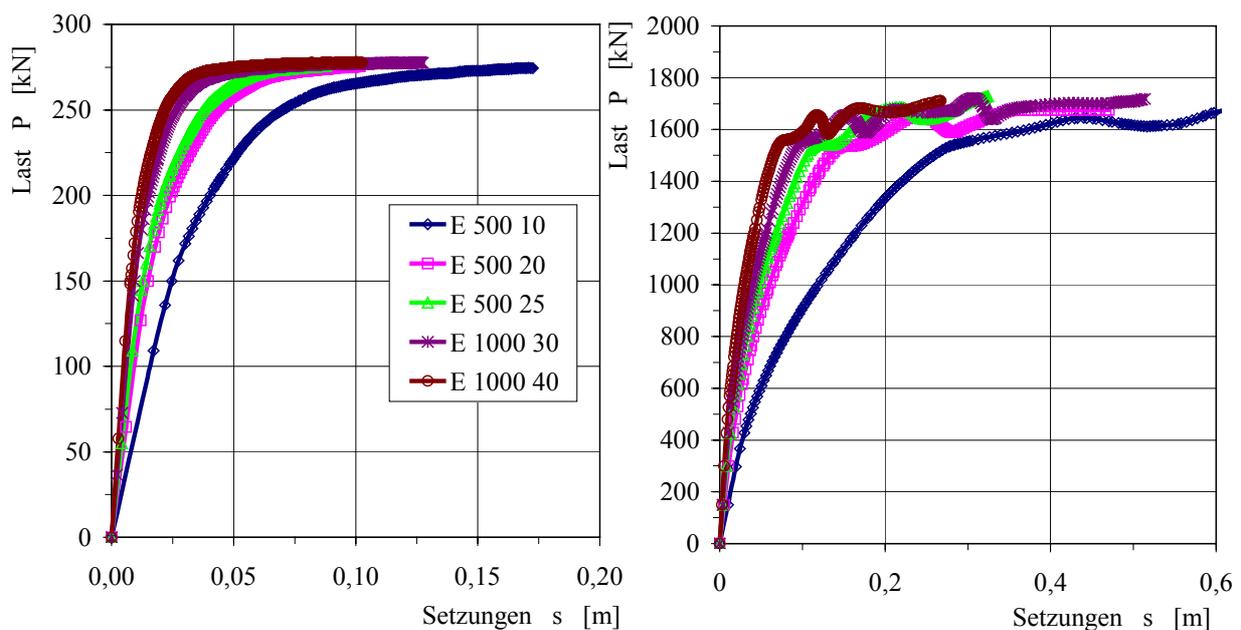


Bild 3.5.13 Arbeitslinien der Berechnungen mit Hohlraum (links) und ohne Hohlraum (rechts) infolge der Variation der Seifigkeiten der Bodenschichten

das Last-Setzungsverhalten von Flachfundamenten durchgeführt. Als Grundlage dieser Studie wurden Grundbruch- und Böschungsbruchversuche gewählt, welche in den 90er Jahren von RILLING (1994) in einem Steinbruch in der Nähe von Heilbronn erstellt wurden. An diesen Versuchsergebnissen wurden die für die numerischen Betrachtungen mit dem Mohr-Coulomb Modell notwendigen Parameter kalibriert. In Tabelle 3.10 sind diese aufgelistet.

Tabelle 3.10 Parameter des MC-Modells für die Studie des Einflusses von Böschungen im Lastbereich von Oberflächenfundamenten

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	$\psi = 0^\circ$
$\phi' = 25^\circ$	$c' = 29 \text{ kN/m}^2$
$E = 15.000 \text{ kN/m}^2$	$\nu = 0,33$

Die Böschungsberechnungen wurden anhand von einem 2D-Modell als ebenes Verformungsproblem betrachtet. Neben der Variation der Böschungsneigung von  $0$  bis  $90^\circ$  wurde der Einfluss des Lastabstands zur Böschung sowie der Einfluss der Fundamentbreite untersucht. Die betrachtete Böschung hatte, außer im Fall Böschungsneigung  $0^\circ$ , eine Höhe von  $h = 2 \text{ m}$ . Abgesehen von der Parameterstudie zum Einfluss der Fundamentbreite wurde ein Fundament mit einer Breite von  $b = 0,4 \text{ m}$  verwendet.

Zu Beginn werden die Resultate der Untersuchungen zum Einfluss der Böschungsneigung präsentiert. In Bild 3.5.14 ist das Sohlpressungs-Setzungsdiagramm dargestellt. Der Lastachsenabstand des Fundaments beträgt  $0,6 \text{ m}$  von der Böschungskante. Im Fall von  $0^\circ$

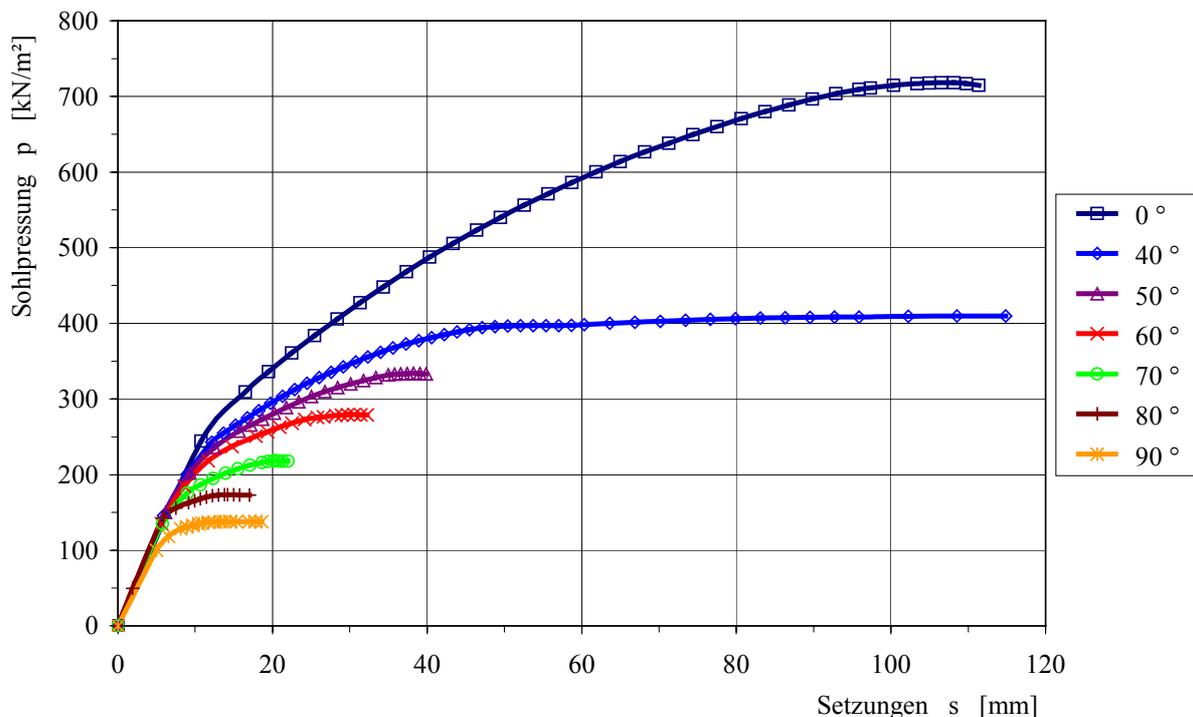


Bild 3.5.14 Arbeitslinien bis zum Versagen des Untergrunds unter dem Fundament in Abhängigkeit von der Böschungsneigung

Böschungsneigung wird das Grundbruchproblem betrachtet. Hier können bis zum Auftreten des Grundbruchs die größten Lasten, aber auch die größten Verformungen aufgenommen werden. Das Bruchverhalten wird mit zunehmender Steilheit der Böschung immer spröder und die beim Bruch auftretenden Setzungen werden immer geringer. Das Anfangsverhalten schein in dieser Darstellung für alle Zustände quasi identisch zu sein. Bei ganz genauer Betrachtung ist dies jedoch nicht der Fall. Unter Berücksichtigung, dass beim Aufstellen der einzelnen Stützbeine einer mobilen Baumaschinen eine nicht unerhebliche Last auf den Untergrund wirkt, so ist es sicherlich möglich Unterschiede beim Einsatz des Vorhersagemodells zu erkennen.

Der Einfluss bei der Betrachtung des Lastabstands zur Böschungskante (Bild 3.5.15) ist deutlicher. Das 0,4 m breite Fundament wurde zuerst direkt an die Böschungskante ( $a = 0,2$  m) gestellt und für die weiteren Berechnungen jeweils um 0,2 m weiter weg platziert, bis ein Lastachsenabstand  $a = 1,0$  m erreicht wurde. Die Böschungsneigung war in allen betrachteten Fällen  $90^\circ$ , d.h. eine senkrechte Böschung. Mit zunehmendem Abstand von der Böschungskante ist es möglich mehr Last abzutragen, bevor die Böschung versagt. Dabei kann der Boden mehr und mehr Verformung aufnehmen. Um eine noch bessere Aussage über den Last-Setzungsverlauf am Anfang der Belastung zu sagen müssten die Belastungsschritte für die Laststeigerung verringert werden. Bei Tragfähigkeitsprognosen würde der Einfluss des Lastabstandes das Ergebnis sicherlich beeinflussen.

In Bild 3.5.16 ist beispielhaft der Bruchkörper bei Überschreiten der Tragfähigkeit des Bodens an der Böschung dargestellt. Bei einer geringeren Böschungshöhe würde wieder ein stützender Effekt auftreten, welcher eine Erhöhung der Tragfähigkeit bewirkt. Dieser Einfluss

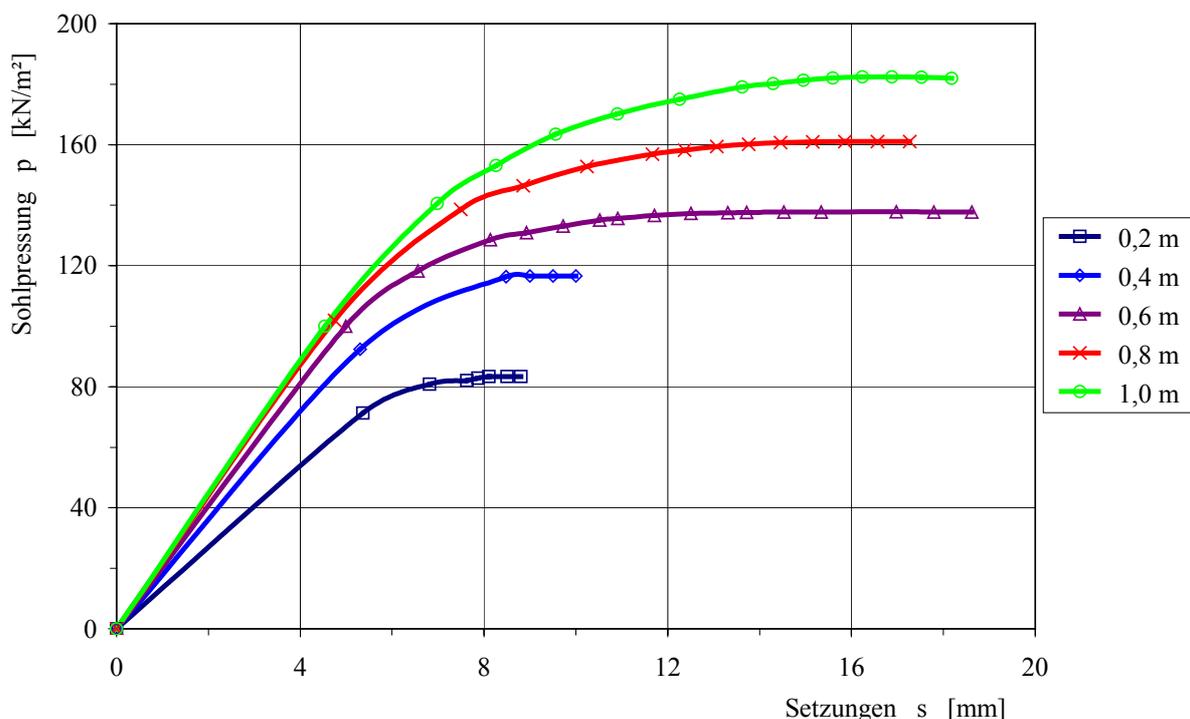


Bild 3.5.15 Einfluss des Lastabstands auf die Bruchlast einer senkrechten Böschung

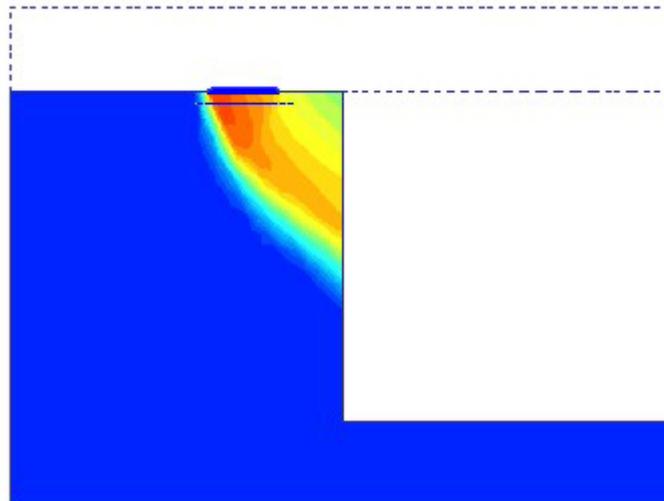


Bild 3.5.16 Darstellung des Bruchmechanismus bei Belastung eines Fundaments im Bereich einer Böschung

wurde in dieser Studie aber nicht betrachtet.

Die Größe der Fläche, über welche die Last eingeleitet wird, beeinflusst die Tragfähigkeit des Untergrunds nachhaltig. Bei Konstanthalten des Lastachsenabstands  $a$  von der Böschungskante bei 0,6 m wurde die Breite des Fundamentkörpers von 0,2 bis 1,0 m variiert. Das Ergebnis ist in Bild 3.5.17 in einem Diagramm dargestellt, in welchem die aufgebrauchte Linienlast  $L$  über den daraus resultierenden Setzungen  $s$  aufgetragen wurden. Durch das Auftragen der

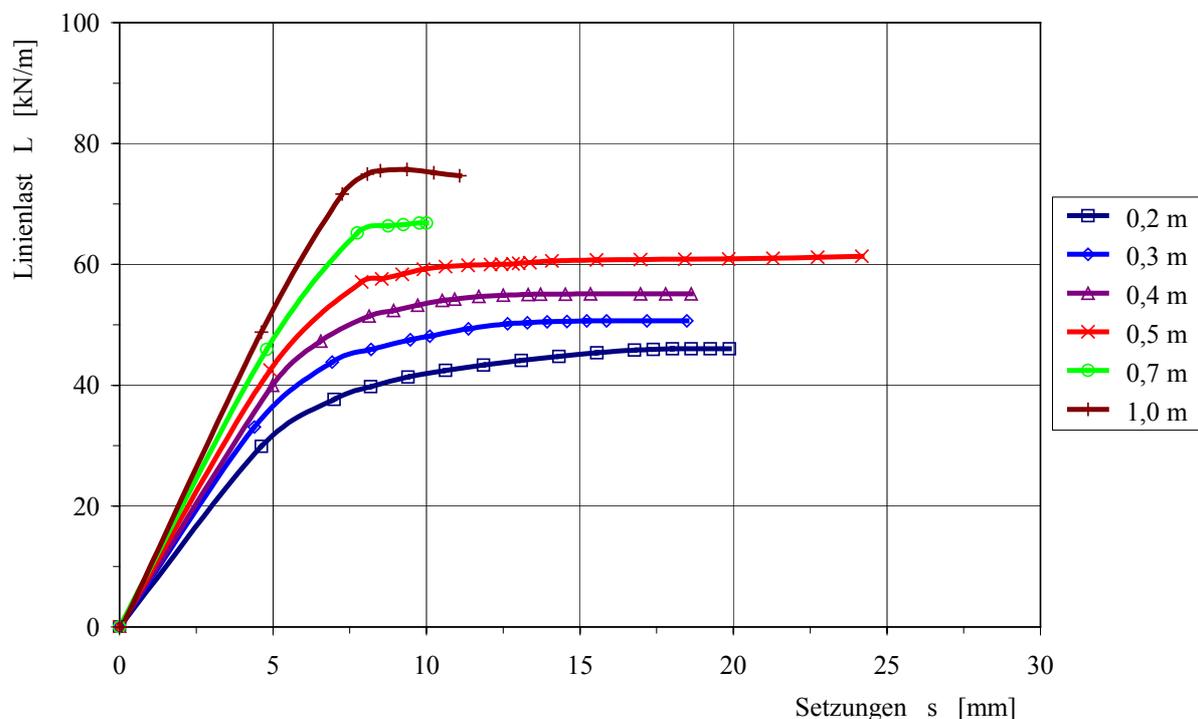


Bild 3.5.17 Einfluss der Lastfläche auf die Tragfähigkeit des Bodens im Bereich einer senkrechten Böschung

Linienlasten ist es möglich die Absolutwerte der aufgebrachten Lasten miteinander zu vergleichen. Hier ist zu erkennen, dass mit zunehmender Fundamentbreite die aufnehmbaren Lasten Größer sind, der Untergrund sich jedoch immer spröder verhält.

Die Zunahme der Tragfähigkeit mit größer werdender Fundamentbreite und wachsendem Abstand zu einer Böschung liegt auf der Hand. Erstens werden durch das größere Fundament bei der Lastabtragung tiefere Bodenschichten mit herangezogen und zweitens kann bei zunehmendem Abstand zur Böschung wiederum im Boden eine größere Scherfestigkeit mobilisiert werden. Ebenso verhält es sich mit der Böschungsneigung. Je steiler die Böschung, desto geringer ist der horizontale Widerstand, der die Tragfähigkeit beeinflusst.

#### **4. Wirtschaftliche Bedeutung für kleine und mittlere Unternehmen**

Durch die im Forschungsvorhaben durchgeführte Entwicklung eines Verfahrens zur Erhöhung der Standsicherheit mobiler Baumaschinen wird es für die Maschinenhersteller möglich werden Wettbewerbsvorteile gegenüber der ausländischen Konkurrenz zu erhalten. Um diesen Vorteil zu bewahren wurde eine Schutzrechtsanmeldung eingereicht und ein entsprechender Rechercheantrag gestellt. Die mittelständisch orientierte deutsche Baumaschinenindustrie hat somit im internationalen Vergleich einen technologischen Vorsprung erzielt, welcher hilft die Position der kleinen und mittleren Unternehmen auf den nationalen und internationalen Märkten zu stärken und dadurch Arbeitsplätze in Deutschland zu erhalten.

#### **5. Umsetzung der Ergebnisse in die Praxis**

Während des Forschungsvorhabens wurde die Forschungsstelle (das Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart) von einem Projektbegleitenden Arbeitskreis, welcher sich aus Vertretern verschiedener Maschinenhersteller, Versicherungen und der Berufsgenossenschaft zusammensetzt, begleitet. Bei den regelmäßigen Treffen des Arbeitskreises und Vertretern der Forschungsstelle wurde über Zwischenergebnisse und den Stand der Forschungen berichtet. Der Fortgang des Forschungsvorhabens wurde dabei diskutiert wodurch ein entsprechender Kenntnistransfer in die Praxis erreicht werden konnte.

Den Mitgliedern steht für weitere Untersuchungen der entwickelte Lastsensor zur Verfügung. Die Software wird von der Forschungsstelle weiter überarbeitet, im Rahmen einer Dissertation aufbereitet und an die Mitgliedern des Arbeitskreises weitergeleitet. Darüber hinaus sind weitere Veröffentlichungen in Fachzeitschriften geplant.

## 6. Literaturverzeichnis

- DE BORST, R., (1982). Calculating of collapse loads using higher order elements. In P.A. Vermeer, H.J. Luger (Eds.), Deformation and failure of granular materials. Rotterdam, A.A. Balkema.
- BRINKGREVE, R.B.J. AND VERMEER, P.A., (Eds.), (1998). PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. Rotterdam. A.A. Balkema.
- CHARLES, J.A., (1996). The depth of influence of loaded areas. Géotechnique 46, No. 1, pp. 51 - 61.
- VAN DEVENTER, J.M.M. & MOLENKAMP, F., (1984). Prediction of the stiffness of shallow foundations by means of plate loading tests and triaxial tests. Forschungsbericht Groundmechanica Delft.
- DUNCAN, J.M. AND CHANG, C.-Y., (1970). Nonlinear analysis of stress and shear strain in soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, No. SM 5, pp. 1629 - 1653.
- KEEFER, M., (2003). Erstellung und Optimierung einer Auswertesoftware für die Bestimmung des Untergrundverhaltens beim Aufstellen der Stützbeine mobiler Baumaschinen. Diplomarbeit, Nr. 143, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart.
- KÉZDI, Á., (1970). Handbuch der Bodenmechanik, Band II, Bodenmechanik im Erd-, Grund- und Strassenbau. Akadémiai Kiadó, Budapest, 309 S.
- KONDNER, R.L., (1963). Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, No. SM 1, pp. 115 - 143.
- KONDNER, R.L. AND ZELASKO, J.S., (1963). A hyperbolic stress-strain formulation for sands. Proc. 2<sup>nd</sup> Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. Brazil, Vol. 1, pp. 289 - 324.
- LAIBLE, M., MÜLLER, R.K., BILL, B., GEHRKE, K., (2002). Mechanische Größen elektrisch gemessen, Grundlagen und Beispiele zur technischen Ausführung. 5. Auflage, Expert Verlag.
- MEYERHOF, G.G., (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. Canadian Geotechnical Journal I, No. 1, pp. 16 - 26.
- MUHS, H. & WEIB, K., (1971). Untersuchung von Grenztragfähigkeit und Setzungsverhalten flachgegründeter Einzelfundamente im ungleichförmigen nichtbindigen Boden. Berichte aus der Bauforschung, Heft 69, Mitteilungen der DEGEBO, Heft 26.
- MUHS, H. & WEIB, K., (1975). Die Grenztragfähigkeit von flach gegründeten Streifenfundamenten unter geneigter Belastung nach Theorie und Versuch. Berichte aus der Bauforschung, Heft 101.

- NAUJOKS, L., (1963). Über die Tragfähigkeit von mittig, vertikal belasteten Flachgründungen im Sand. Berichte aus der Bauforschung, Heft 32, Mitteilungen der DEGEBO, Heft 16.
- PRANDTL, L., (1920). Über die Härte plastischer Körper. Nachrichten der kgl. Ges. der Wissenschaften, Göttingen, Math.-phys. Klasse, S. 74 - 85.
- RILLING, B., (1994). Untersuchungen zur Grenztragfähigkeit bindiger Schüttstoffe am Beispiel von Lösslehm. Mitteilungen Institut für Geotechnik, Heft 40, Universität Stuttgart.
- SCHANZ, T., (1998). Zur Modellierung des Mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien. Habilitation, Mitteilungen Institut für Geotechnik, Heft 45, Universität Stuttgart.
- SCHMITT, H.-H., (2001). Grundlagen der Geotechnik. 2. Auflage, B. G. Teubner Verlag, Stuttgart.
- SCHULZE, E., (1968). Der Reibungswinkel nichtbindiger Böden. Bauingenieur, Vol. 9, S. 313.
- SMOLTCZYK, U., (2001). Grundbautaschenbuch. 6. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, Berlin.
- TERZAGHI, K., / JELINEK, R., (1954). Theoretische Bodenmechanik. 5. Auflage, Springer-Verlag, Berlin-Göttingen-Heidelberg.
- VERMEER, P.A., (2002). Skriptum zur Vorlesung Geotechnik I-2., 3. Auflage, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart.
- VERMEER, P.A., VAN LANGEN, H., (1989). Soil collapse computations with finite elements. Ingenieur-Archiv 59, pp. 221 - 236.
- VESIĆ, A.S., (1963). Bearing capacity of deep foundations in Sand. National Academy of Sciences, National Research Council, Highway Research Record, No. 39, pp. 112 - 153.
- VOGR-BREYER, C., (1999). Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Bemessung horizontaler Schraubanker. Mitteilungen Institut für Geotechnik, Heft 47, Universität Stuttgart.