

# HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

---

Article, Published Version

**Franke, Eberhard; Schuppener, Bernd**

## **Besonderheiten beim Gründungsgutachten für ein flachgegründetes off-shore-Bauwerk**

Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau

---

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/102979>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Franke, Eberhard; Schuppener, Bernd (1977): Besonderheiten beim Gründungsgutachten für ein flachgegründetes off-shore-Bauwerk. In: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau 41. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau. S. 79-98.

### **Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:**

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

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



Dr.-Ing. E. F r a n k e

Dipl.-Ing. B. S c h u p p e n e r

## BESONDERHEITEN BEIM GRÜNDUNGSGUTACHTEN FÜR EIN FLACHGEGRÜNDETES OFF-SHORE-BAUWERK

Special foundation problems  
of a gravity type off-shore structure

### Zusammenfassung

Zur Baugrunderkundung für die Forschungsplattform "NORDSEE" war bei einer Wassertiefe von 30 m der Einsatz eines Bohrschiffes am wirtschaftlichsten. Aufgrund der zyklischen Horizontalbelastung durch Wellen werden unter der Bauwerkssohle Porenwasserüberdrücke erzeugt, die die mobilisierbare Reibung vermindern. Daher erwies sich der Gleitsicherheitsnachweis als maßgebend für die Bestimmung des Bauwerksgewichtes.

Zur Ermittlung des Porenwasserüberdrucks bei zyklischer Scherbeanspruchung werden geeignete Laborversuche beschrieben. Der Gleitsicherheitsnachweis, der mit Hilfe der Ergebnisse der Laborversuche geführt wird, ist erläutert und diskutiert worden.

### Summary

In situ soil investigation for the research platform "NORDSEE" at a waterdepth of 30 m proved to be most economically done by a special boring boat. Due to the cyclic horizontal loads of the waves excess pore water pressures are generated in the soil below the foundation, which reduce the available friction. Therefore the safety analyses against horizontal sliding determined the necessary dead weight of the structure. Laboratory tests to investigate the excess pore water pressure are described. The application of the test results in a safety analyses against horizontal sliding is illustrated and discussed.

## I n h a l t

	Seite
1. Besonderheiten der Baugrunderkundung	81
2. Besonderheiten der Gründungsberechnung	83
2.1 Zyklische Scherbeanspruchung des Baugrundes	83
2.2 Ermittlung der Porenwasserüberdrücke	84
2.2.1 Simulation der Baugrundbelastung im Labor	84
2.2.2 Das Einfach-Schergerät des NGI	85
2.2.3 Das Einfach-Schergerät der BAW	86
2.4 Versuchsergebnisse	90
3. Anwendung der Versuchsergebnisse beim Gleitsicherheitsnachweis für die Forschungsplattform "NORDSEE"	93
4. Weitergesteckte Versuchsziele	96
5. Schrifttum	97

## 1. Besonderheiten der Baugrunderkundung

Die Wassertiefe am Standort der Forschungsplattform "Nordsee" beträgt etwa 30 m, so daß die Baugrunderkundung noch gut mit Hilfe einer Hubinsel mittlerer Größe hätte ausgeführt werden können. Es erwies sich jedoch, daß die Baugrundaufschlußkosten bei Einsatz eines schon bewährten Bohrschiffes mit einer speziellen Bohr- und Sondierausrüstung der holländischen Firma Fugro um mehr als die Hälfte gesenkt werden konnten. Mit der verwendeten Bohrausrüstung sind Baugrunderkundungen bis zu Wassertiefen von etwa 200 m möglich, wobei die Kosten in der Größenordnung von einigen hunderttausend Mark liegen.

Die Bohrung wurde im Direktspülverfahren (Abb. 1) niedergebracht. Auf dem Schiff mußte ausreichend Schlämme vorgehalten werden, da ohne Verrohrung gebohrt wurde und somit die Schlämme mit dem Bohrgut beim Austritt aus der Bohrung am Meeresboden verloren ging. Während des Bohrvorganges bestand also keine Möglichkeit, einen Bodenaufschluß in Form von gestörten Bodenproben zu erhalten. Daher wurden sowohl in bindigem als auch in rolligem Material alle 1,0 bis 2,0 m Bodenproben durch Einschlagen eines Stutzens mit 2" Durchmesser entnommen. Der Stutzen wurde mit einem Seilkernentnahmegerät, das im Innern des Bohrgestänges abgelassen werden konnte, in die Bohrlochsohle getrieben.

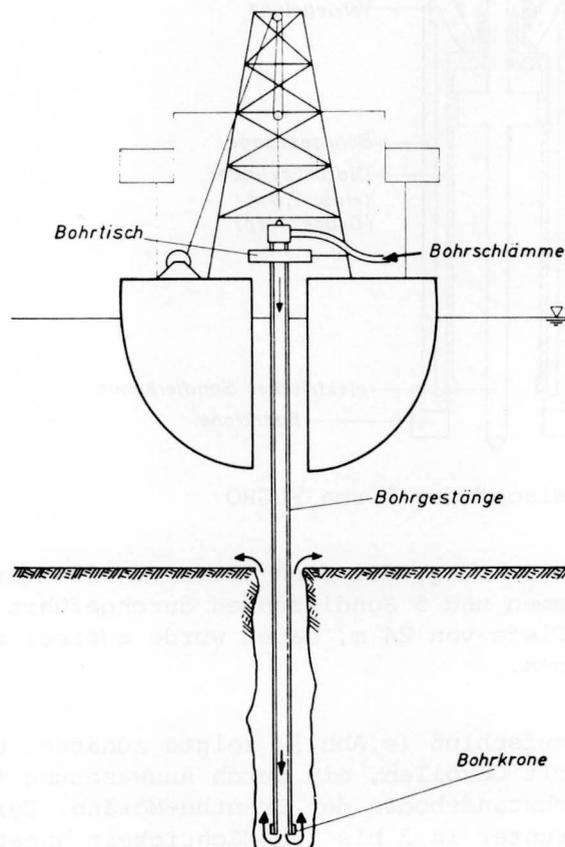


Abb. 1 Bohrverfahren bei der Baugrunderkundung für die Forschungsplattform "NORDSEE"

Die Baugrundfestigkeit des rolligen Bodens wurde durch Drucksondier-

rungen ermittelt (Abb. 2). Das Gerät besteht aus einer sich im Bohrrohr arretierenden hydraulischen Presse, die eine Drucksonde nach DIN 4094 in den Boden preßt. Die Eindringtiefe beträgt maximal 2,0 m; sie wird jedoch erst in größeren Bohrtiefen erreicht, weil erst dann das als Widerlager dienende Gewicht des Bohrgestänges groß genug ist. Wegen der hohen Vorhaltekosten für das Bohrschiff und anderer bereits festliegender Einsatztermine war die Zeit zur Durchführung der Aufschlußbohrungen auf 7 Tage begrenzt. Da etwa die Hälfte dieser Zeit wegen ungünstiger Wetterbedingungen nicht genutzt werden konnte - gebohrt werden konnte nur bis Windstärke 6 bzw. bei Wellenhöhen < 2,0 m - sind nur 2 Bohrungen im Abstand von 120 m abgeteuft worden.

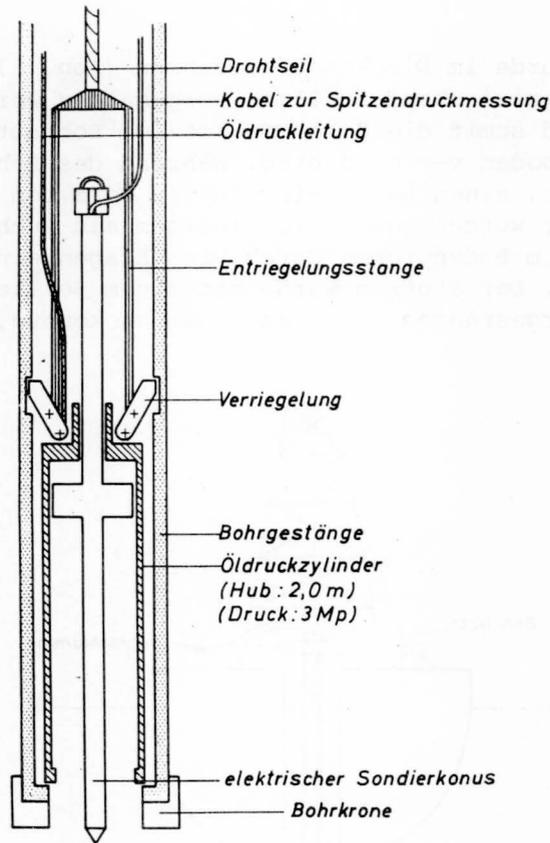


Abb. 2 Drucksonde "Wison" der Firma FUGRO

In der ersten Bohrung, die eine Tiefe von 52 m erreichte, wurden 32 Bodenproben entnommen und 5 Sondierungen durchgeführt, die zweite Bohrung erreichte eine Tiefe von 24 m, dabei wurde zweimal sondiert und es wurden 17 Proben entnommen.

Der Baugrundaufschluß (s. Abb. 3) zeigte zunächst eine 0,5 m dicke kiesige Sandschicht mit Geröllen, ein durch Auswaschung feinerer Bodenteile entstandener Rückstandsboden der Drenthe-Moräne. Der Boden dieser Moräne selbst wurde darunter in 3 bis 5 m Mächtigkeit angetroffen. Seiner geologischen Herkunft nach wurde er als Geschiebemergel bezeichnet, der hier jedoch fast ausschließlich aus Sand mit nur gering entwickelten diagenetischen Bindungen bestand und Einschaltungen von Sand- und Kieslagen enthielt. Darunter folgten mitteldicht bis dicht gelagerte eiszeitlich vorbelastete Sande und Kiese.

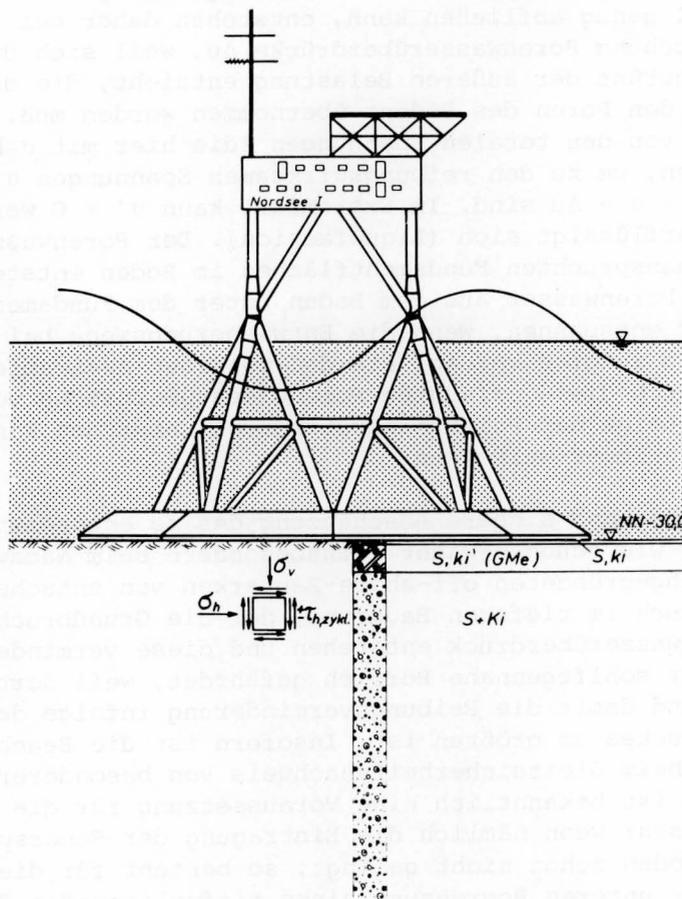


Abb. 3 Die Forschungsplattform "NORDSEE" mit Bohrprofil. Schematisch dargestellt ist ein Bodenelement knapp unter der Gründungssohle mit den infolge des Wellendurchlaufs wirkenden zyklisch wechselnden Scherspannungen

## 2. Besonderheiten der Gründungsberechnung

### 2.1 Zyklische Scherbeanspruchung des Baugrundes

Auf der Grundlage dieser Sondier- und Bohrergergebnisse war das Gründungsgutachten auszuarbeiten. Neben einer Pfahlgründung, deren Ausführung sowohl bei Ramm- als auch bei Bohrpfählen schon wegen der Gerölle im Boden auf Schwierigkeiten gestoßen wäre, wurde vorrangig die Möglichkeit einer Flachgründung untersucht. Dabei traten im Falle des Gleitsicherheitsnachweises neuartige Probleme auf, über die im folgenden berichtet werden soll. Diese Probleme bestehen darin, daß während eines Sturmes die Plattform sehr großen, periodisch die Richtung wechselnden Horizontalbelastungen infolge der durchlaufenden Wellen ausgesetzt ist (s. Abb.3). Diese Wellen, deren Größenordnung durch die Höhe der entsprechenden "Hundertjahreswelle" von 25 m gekennzeichnet ist, bewirken in der Gründungssohle entsprechende zyklisch die Richtung wechselnde Scher- und Normalspannungsänderungen (s. Abb.3). Die zyklisch wechselnde Scherbeanspruchung hat - wie man aus der Erdbebenforschung der letzten 20 Jahre weiß [7], [8], [24], [26] - auf die Standicherheit einer Flachgründung einen besonders ungünstigen Einfluß. Es zeigt sich nämlich, daß selbst dichter Sand bei einer Umkehr der Richtung der Scherbeanspruchung zur weiteren Verminderung seines Porenvolumens, d.h. zu

Kontraktanz neigt [ 10]. Sofern der Sand wassergesättigt ist und das Porenwasser nicht schnell genug abfließen kann, entstehen daher bei zyklisch wechselnder Scherbeanspruchung Porenwasserüberdrücke  $\Delta u$ , weil sich das kontraktant verhaltende Korngerüst der äußeren Belastung entzieht, die dann vom inkompressiblen Wasser in den Poren des Bodens übernommen werden muß. Der Porenwasserüberdruck  $\Delta u$  ist von den totalen Spannungen (die hier mit  $\sigma$  benannt werden sollen) abzuziehen, um zu den reibungswirksamen Spannungen  $\sigma'$  zu kommen, die dann nur noch  $\sigma' = \sigma - \Delta u$  sind. Im Extremfall kann  $\sigma' = 0$  werden und das Sand-Wasser-Gemisch verflüssigt sich (Liquefaction). Der Porenwasserüberdruck, der unter den scherbeanspruchten Fundamentflächen im Boden entsteht, wird sich nun durch Abfluß von Porenwasser aus dem Boden unter dem Fundament nach den Seiten mehr oder weniger entspannen. Wenn die Entwässerungswege bei relativ großflächigen Fundamenten zu groß werden, als daß zwischen zwei aufeinander folgenden Wellen die durch diese erzeugten Porenwasserüberdrücke voll entspannt werden könnten, so steigt der Porenwasserüberdruck unter den Fundamenten mit jeder weiteren Welle immer weiter an.

Eine ausreichend sichere Abschätzung des so entstehenden Porenwasserüberdruckes ist - wie schon erwähnt - insbesondere beim Nachweis der Gleitsicherheit von flachgegründeten off-shore-Bauwerken von entscheidender Bedeutung. Zwar wird auch im tieferen Baugrund, der die Grundbruchsicherheit beeinflusst, noch Porenwasserüberdruck entstehen und diese vermindern. In erster Linie ist jedoch der sohlfugennahe Bereich gefährdet, weil dort die wechselnden Scherspannungen und damit die Reibungsverminderung infolge des entstehenden Porenwasserüberdruckes am größten ist. Insofern ist die Beachtung der Porenwasserüberdrücke beim Gleitsicherheitsnachweis von besonderer Bedeutung. (Dessen Erfüllung ist bekanntlich eine Voraussetzung für die Gültigkeit des Grundbruchnachweises; wenn nämlich die Eintragung der Scherspannungen an der Sohlfuge in den Boden schon nicht gelingt, so besteht für die Mobilisierung der Reibung an der unteren Begrenzung eines tieferliegenden Grundbrucherdkörpers erst recht keine Möglichkeit).

Aufgrund dieser Überlegungen ergibt sich eine wichtige Schlußfolgerung für die Konstruktion des Bauwerks: Die zu erwartende Größe des Porenwasserüberdruckes bei einem Sturm ist maßgebend für die Festlegung des erforderlichen Bauwerksgewichtes, d.h. der Porenwasserüberdruck ist ein Kostenfaktor ersten Ranges und muß mit größtmöglicher Genauigkeit bestimmt werden.

## 2.2 Ermittlung der Porenwasserüberdrücke

### 2.2.1 Simulation der Baugrundbelastung im Labor

Die bisherigen Arbeiten, die das Verhalten von wassergesättigten Böden bei zyklischer Belastung behandelten, befaßten sich vorwiegend mit zyklischer Scherbeanspruchung von Staudämmen bei Erdbeben und des Straßenunterbaus unter Verkehrsbelastung.

Der erste umfassende Bericht über Forschungen zur Wellenbeanspruchung kam aus dem Norwegischen Geotechnischen Institut (NGI) und stammt von BJERRUM [1]. Die Arbeiten an diesem Thema sind vor etwa 5 Jahren bei der Gründungsbeurteilung für einen in 70 m Wassertiefe gegründeten Erdöltank von 90 m Durchmesser aufgenommen worden, der im Ekofisk-Ölfeld der Nordsee steht. Ziel dieser Arbeiten war, den Anstieg des Porenwasserdrucks bei zyklischer Scherbeanspruchung in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte des Sandes, den Konsolidationsspannungen, der Größe und der Zahl der Belastungszyklen u.a. Parametern anzugeben [6] [18] [19] [20] [21].

Zu diesem Zweck werden an einem Bodenelement die in der Natur auftretenden Belastungen simuliert. In Abb. 3 sind die auf ein Bodenelement unter der Gründung wirkenden Spannungen dargestellt. Die Bauwerks- und Erdlasten erzeugen in dem Bodenelement die dargestellten Spannungen  $\sigma_v$ ,  $\sigma_h$  und  $\tau$ . Bei wenigstens 2-facher Grundbruchsicherheit und 1,5-facher Gleitsicherheit ist es zulässig, zur Ermittlung der Spannungen  $\sigma_v$ ,  $\sigma_h$  und  $\tau$  sowie der entsprechenden Verformungen  $\epsilon_v$  und  $\epsilon_h$  unter einem Bauwerk die Elastizitätstheorie anzuwenden. Da unmittelbar unter dem Fundament die horizontalen Dehnungen  $\epsilon_h$  sowohl durch den benachbarten Boden als auch durch Schubspannungen an der Bauwerkssohle behindert werden, wird zur Vereinfachung bei Laborversuchen vom Ruhedruckzustand, der durch  $\epsilon_h = 0$  definiert ist, ausgegangen. Die mit dieser Vereinfachung verbundenen Fehler werden um so kleiner sein, je näher das betrachtete Bodenteilchen an der Symmetrieachse des Fundamentes und an der Sohlfuge liegt, ferner je größer das Fundament selbst ist. Man wird außerdem keinen großen Fehler machen, wenn man bei den Versuchen von der Annahme des Ruhedruckzustandes für den gesamten in Anspruch genommenen Boden unter dem Fundament ausgeht, und zwar sowohl für die Konsolidation des Bodens unter den Bauwerkslasten als auch unter der Scherbeanspruchung aus Wind und Wellenkräften. (Diese Annahme ist z.B. auch am NGI getroffen worden). Da in Wirklichkeit  $\epsilon_h > 0$  ist, liegt man erwiesenermaßen hinsichtlich der entstehenden Porenwasserüberdrücke auf der sicheren Seite.

Wegen der relativ großen Fundamentfläche wurde am NGI ungünstig angenommen, daß die Entwässerungswege so groß sind, daß keinerlei Dränage stattfindet, d.h. der aus der Scherbeanspruchung entstehende Porenwasserüberdruck kann sich nicht entspannen. Die Versuche wurden darum undräniert gefahren. Das geeignetste Gerät, das die beschriebenen Bedingungen zu erfüllen gestattet, wird im englischsprachigen Bereich als Simple-shear-apparatus (SSA) bezeichnet [4][23]. Im folgenden wird diese Geräteart mit "Einfach-Schergerät" (ESG) übersetzt. Das Beiwort "simple" bzw. "einfach" bezieht sich hier nicht auf die Gerätebauart, sondern auf die Art der Scherdeformation, die in einem solchen Gerät erzeugt wird. Sie ist wie folgt definiert [17]: Bezeichnet man die Achsen eines orthogonalen Koordinatensystems mit  $x$ ,  $y$  und  $z$  und die Verschiebungen in diese Richtungen mit  $u$ ,  $v$  und  $w$ , so gilt für eine solche "einfache" Scherdeformation:  $u = c \cdot y$ ,  $v = 0$  und  $w = 0$ . Dabei ist  $c$  eine Proportionalitätskonstante. (Die Bezeichnung "einfache" Scherdeformation dient der Unterscheidung von anderen, wie z.B. der "reinen" Scherdeformation, in Englisch "pure shear", wo  $u = c \cdot x$ ,  $v = -c \cdot y$  und  $w = 0$  ist).

### 2.2.2 Das Einfach-Schergerät des NGI

Das Versuchsgerät, das vom NGI entwickelt wurde, ist auf Abb. 4 schematisch dargestellt [2][19]. Es werden runde Bodenproben untersucht, in die über die Kopfplatte die zyklische Scherbelastung eingetragen wird. Diese Scherbelastung wird über Gewichte und eine pneumatische Presse erzeugt und damit in der flachen Probe ein homogener Deformationszustand und Spannungszustand angestrebt, der - wie noch besprochen wird - jedoch nur näherungsweise erreicht werden kann. Bei diesem Einfach-Schergerät wird die seitliche Dehnungsbehinderung mittels einer Gummimembran erzwungen, in die eine Stahlspirale einvulkanisiert ist. Die Stahlspirale soll die Durchmesserkonstanz während des ganzen Versuchs gewährleisten, ohne die vertikalen Setzungen während der zuerst ausgeführten Konsolidation und die Scherverformungen während der dann folgenden "undränierten" Scherbeanspruchung zu behindern. Um den wesentlich größeren experimentellen Aufwand zu vermeiden, der mit der Verwendung einwandfrei abgedichteter wassergesättigter Sandproben und der direkten Messung des bei der Scherbeanspruchung entstehenden Porenwasserdruckes verbunden ist, wurden Proben aus getrocknetem Sand untersucht und während der Scherphase die vertikale Belastung der Bodenprobe so gesteuert,

daß die Höhe der Probe und damit ihr Volumen konstant blieb entsprechend der Volumenkonstanz einer wirklich wassergesättigten Sandprobe ohne Drainage. Die Änderung der vertikalen Belastung entspricht dann dem Porenwasserüberdruck, der bei einem echten "undrännierten" Versuch mit einer wassergesättigten Probe entstehen würde.

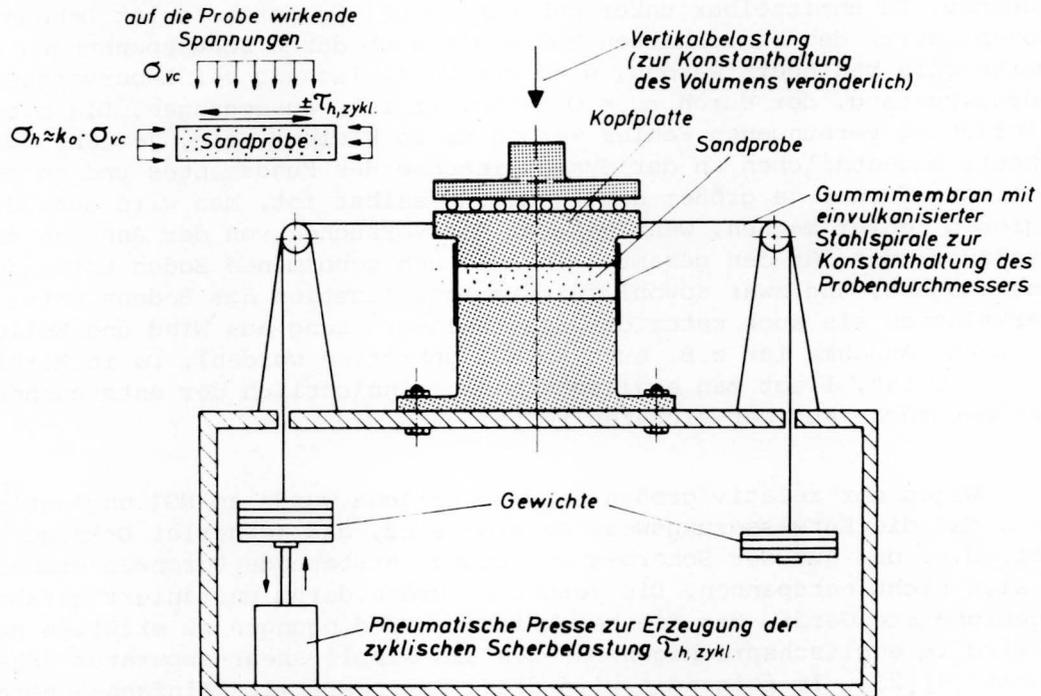


Abb. 4 Einfach-Schergerät des NGI nach [19]

Dieses Versuchsgerät ist bestechend einfach, jedoch auf Kosten zweier Ungenauigkeiten: Einmal gelingt es nicht, in der Bodenprobe den in der Natur vorhandenen homogenen Spannungszustand herzustellen, weil die den horizontalen Scherspannungen aus der Scherbelastung der Probenoberfläche an sich zugeordneten vertikalen Scherspannungen am Probenrand von der Gummimembran nicht in realistischer Weise aufgenommen werden können. (Um den Einfluß dieses Fehlers klein zu halten, wurden Probenabmessungen mit möglichst kleinem Verhältnis von Probenhöhe zu Durchmesser gewählt). Zum anderen wird die seitliche Dehnungsbehinderung der Probe mit der in die Gummimembran einvulkanisierten Stahlspirale nicht mit ausreichender Genauigkeit erreicht. Versuche, über die noch besonders berichtet wird, zeigen nämlich, daß schon geringste Horizontaldehnungen insbesondere bei Sandproben mit erheblichen Änderungen der Horizontalspannungen einhergehen. Die Zuverlässigkeit, mit der die Porenwasserüberdrücke bei zyklischer Belastung experimentell bestimmt werden können, hängt also ganz entscheidend davon ab, daß die Durchmesserkonstanz genauer eingehalten wird als es mit der bewehrten Gummimembran erreichbar ist.

### 2.2.3 Das Einfach-Schergerät der BAW

Die Abbildungen 5 und 6 zeigen eine schematische Darstellung des Einfach-Schergerätes, das bei der BAW entwickelt und von der Firma Paul Stenzel, Hamburg, gebaut wurde. Wie in dem Gerät des NGI werden runde, flache Bodenproben verwendet, statt rechteckiger wie in den englischen Geräten [23]. Auf diese Weise ist der seitlich dichte Abschluß der Bodenprobe mit einer Gummimembran konstruktiv gerätetechnisch wesentlich leichter zu erreichen als bei

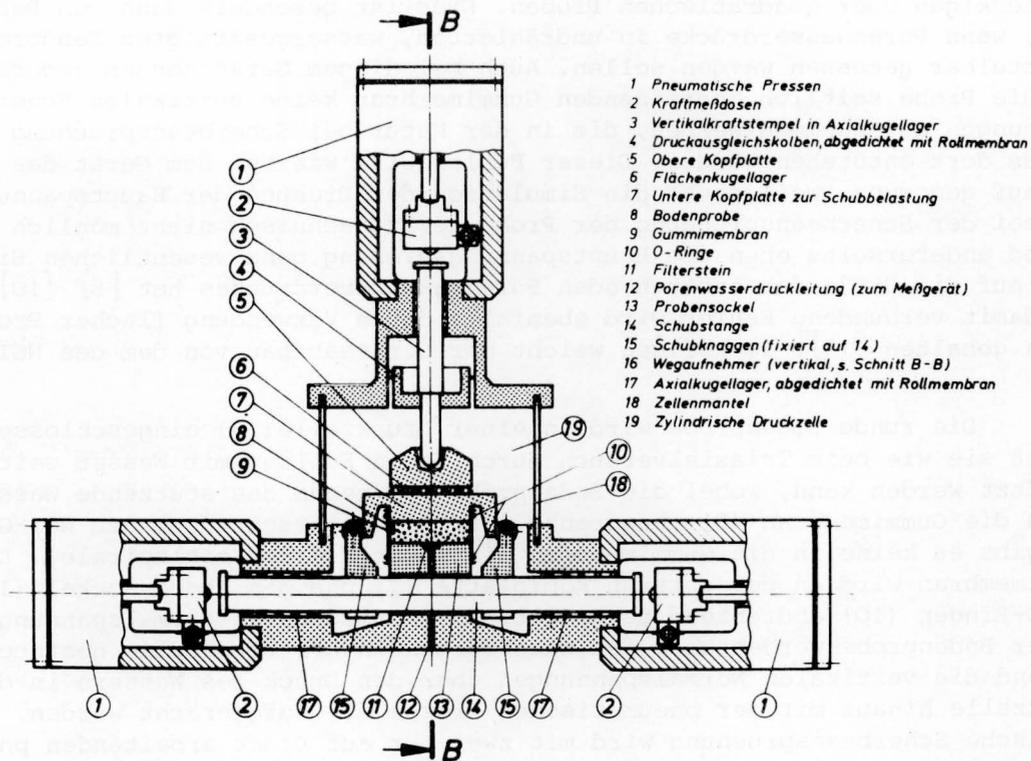


Abb. 5 Einfach-Schergerät der BAW, Schnitt A - A

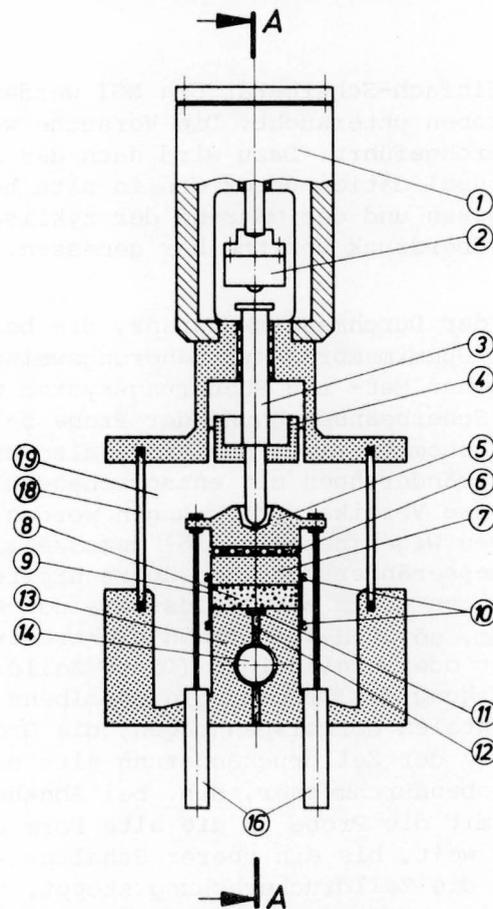


Abb. 6 Einfach-Schergerät der BAW, Schnitt B - B

rechteckigen oder quadratischen Proben. Dies ist besonders dann von Bedeutung, wenn Porenwasserdrücke in undränierten, wassergesättigten Sandproben unmittelbar gemessen werden sollen. Auch bei diesem Gerät können jedoch an der die Probe seitlich begrenzenden Gummimembran keine vertikalen Scherspannungen aufgenommen werden, die in der Natur bei Scherbeanspruchung des Bodens dort entstehen würden. Dieser Fehler wird wie bei dem Gerät des NGI in Kauf genommen, weil sonst die Simulation der Drehung der Hauptspannungen bei der Scherbeanspruchung der Probe gerätetechnisch nicht möglich wäre und andererseits eben die Hauptspannungsdrehung ganz wesentlichen Einfluß auf die Größe des entstehenden Porenwasserüberdruckes hat [5] [10] [11]. Der damit verbundene Fehler wird ebenfalls durch Verwendung flacher Proben klein gehalten [15]. Im übrigen weicht der Geräteaufbau von dem des NGI ab:

Die runde Bodenprobe wird in einer Druckzelle (19) eingeschlossen, so daß sie wie beim Triaxialversuch durch deren Füllung mit Wasser seitlich gestützt werden kann, wobei die Bodenprobe (8) gegen das stützende Wasser durch die Gummimembran (9) abgegrenzt ist. (Im Unterschied zu dem NGI-Gerät gibt es keine in die Gummimembran einvulkanisierte Stahlspirale). Die Gummimembran wird an der unteren Kopfplatte (7) und dem Probensockel (13) mit O-Ringen (10) abdichtend befestigt. Die horizontalen Normalspannungen in der Bodenprobe werden über den Wasserdruck in der Druckzelle gesteuert, während die vertikalen Normalspannungen über den Druck des Wassers in der Druckzelle hinaus mit der pneumatischen Presse (1) aufgebracht werden. Die zyklische Scherbeanspruchung wird mit zwei nur auf Druck arbeitenden pneumatischen Pressen (1) erzeugt. Die Bodenprobe erhält die Scherbeanspruchung über die untere Kopfplatte und die fest mit der Schubstange (14) verbundenen Schubknaggen (15).

Anders als im Einfach-Schergerät des NGI werden im Gerät der BAW wassergesättigte Sandproben untersucht. Die Versuche werden hier im strengen Sinne undräniert durchgeführt. Dazu wird nach der Sättigung der Probe mit Backpressure und Konsolidation unter den in situ herrschenden Spannungen die Drainage geschlossen und der während der zyklischen Scherbelastung entstehende Porenwasserüberdruck unmittelbar gemessen.

Die Einhaltung der Durchmesserkonstanz, die beim Gerät des NGI über die Stahlspirale in der Gummimembran nur näherungsweise erreicht wurde, wird hier über ein automatisches Meß- und Steuerungssystem wie folgt bewerkstelligt: Da die zyklische Scherbeanspruchung der Probe bei geschlossener Drainage ("undräniert") vorgenommen wird, die Probe also keine Volumenänderungen erfährt, sind Durchmesseränderungen mit entsprechenden Vertikalverformungen der Probe verbunden. Diese Vertikalverformungen werden mit wasserdruckunempfindlichen, induktiven Wegaufnehmern (16) gemessen. Kommt es nun während des Versuches zu Durchmesseränderungen und überschreiten die damit einhergehenden Vertikalverformungen einen zur Auslösung eines Schaltimpulses notwendigen Betrag von  $10^{-4}$  mm, so wird über einen elektronischen Grenzwertschalter der Zelldruck erhöht oder erniedrigt. (Diese Zelldruckänderung führt wegen der Kompensationswirkung des Druckausgleichkolbens (4) lediglich zu einer Änderung der horizontalen Normalspannungen, die Größe der vertikalen Normalspannung bleibt von der Zelldruckänderung also unbeeinflusst). So wird z.B. bei zunehmendem Probendurchmesser, d.h. bei Abnahme der Probenhöhe, der Zelldruck erhöht und damit die Probe in die alte Form gebracht. Diese Druck-erhöhung erfolgt nun so weit, bis ein oberer Schalterpunkt der Vertikalverformung erreicht wird, der die Zelldruckerhöhung stoppt. Da die Differenz zwischen Ein- und Ausschalterpunkt in der Größenordnung von  $10^{-4}$  mm liegt, ist die Durchmesserkonstanz sehr gut anzunähern. Zudem hat das Gerät den Vor-

teil, daß die Größe der horizontalen Normalspannung und damit auch ihr Einfluß auf den Porenwasserüberdruck während der zyklischen Scherbelastung meßbar ist.

Dieser Steuerungsvorgang zur Konstanthaltung des Probendurchmessers  $D$  kann auch zur Simulation der Konsolidation unter Ruhedruckbedingungen angewandt werden. Der Grenzwertschalter "vergleicht" dabei die Änderung der Probenhöhe  $\Delta s$  mit der Menge des ausgepreßten Porenwassers  $V$  und steuert den Zeldruck nach, sobald die Differenz  $(\Delta s \cdot \pi \cdot D^2/4 - V)$  einen zur Auslösung des Steuerimpulses notwendigen kleinen Betrag überschreitet. Der Messung des Porenwasservolumens dient ein besonders entwickeltes elektrisches Volumenmeßgerät [12]. Da jedoch geringe Unterschiede im Ruhedruckbeiwert bei der Konsolidation nur unwesentlichen Einfluß auf den beim Abscheren entstehenden Porenwasserüberdruck haben, wird im allgemeinen auf dieses Verfahren verzichtet und bei der Konsolidation mit vorgegebenem Verhältnis von  $\sigma_h$  zu  $\sigma_v$  gearbeitet und erst bei der undränierten Scherbeanspruchung die  $K_0$ -Bedingung exakt eingehalten.

Bei der Verwendung wassergesättigter Sandproben mit Porenwasserdruckmessung wird die die Probe umschließende Gummimembran bei Änderungen des Porenwasserüberdruckes mehr oder weniger in die Randporen des Sandes der Bodenprobe eingepreßt. In Abb. 7 wird dieser Sachverhalt schematisch dargestellt. Im Fall 1 im linken Teil der Abbildung wird der Zeldruck  $\sigma_h$  von der Gummimembran vollständig auf das Korngerüst übertragen, wenn zunächst einmal der Porenwasserüberdruck  $\Delta u = 0$  angenommen wird. Die Gummimembran legt sich satt an die Randkörner an und wird um ein bestimmtes Maß in die Randporen des Korngerüsts eingepreßt. Wenn dann während des Versuches der Porenwasserüberdruck ansteigt, werden die im Fall 2 rechts im Bild gezeigten Änderungen der Membranverformungen eintreten. Es liegt auf der Hand, daß diese Änderungen den entstehenden Porenwasserüberdruck erheblich beeinflussen [9] [22].

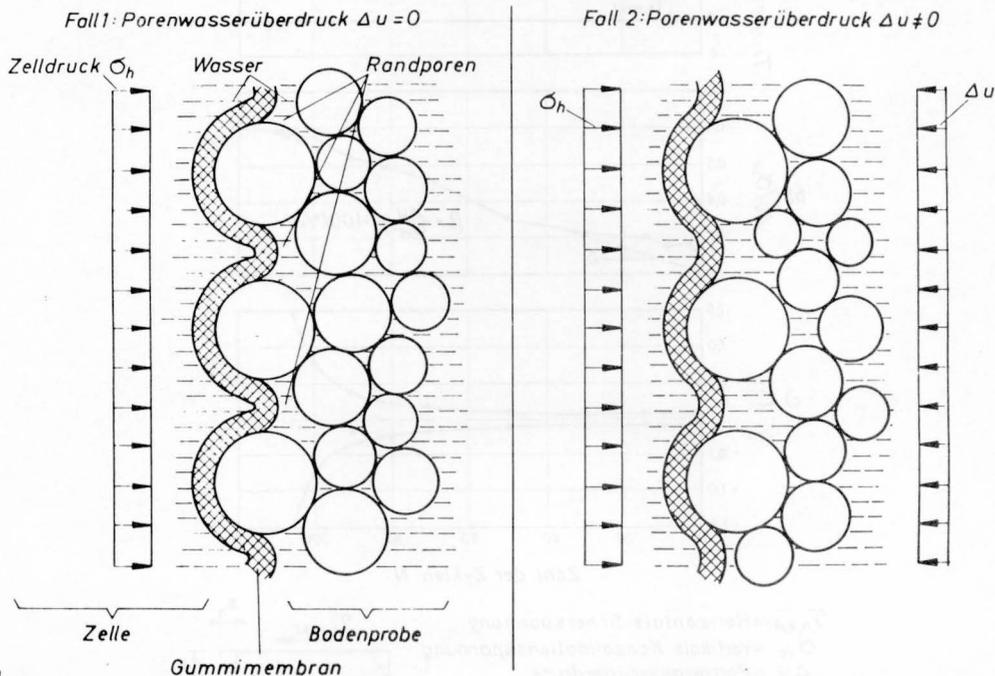


Abb. 7 Änderung der Einpressung der Gummimembran in die Randporen einer Bodenprobe bei undränierten Scherversuchen mit der Änderung des Porenwasserüberdrucks  $\Delta u$

Das geschieht in der Weise, daß ein Anstieg des Porenwasserdrucks die Membran aus den Randporen des Korngerüstes wieder herauspreßt und damit der Porenwasserdruck in einer der Wirklichkeit nicht entsprechenden Weise vermindert wird. Bei Mittelsand hat beispielsweise der durch die Membranverformungen verursachte Versuchsfehler die gleiche Größenordnung wie der gemessene Porenwasserüberdruck selbst. Als Abhilfe gegen diesen Fehler wurde folgende Maßnahme entwickelt: Um den Membraneinfluß - der umso größer wird, je grobkörniger der Sand der Probe ist - zu beseitigen, wird die Gummimembran vor dem Einbau der Sandprobe innen dünn mit Flüssiggummi bestrichen. Beim Aufbringen der Konsolidationsspannungen dringt dieser dann in die Randporen des Korngerüstes und erstarrt dort. Auf diese Weise gelingt es, den beschriebenen Fehler ganz wesentlich zu reduzieren. Das war ein wesentlicher Grund für die Abweichung vom Gerätekonzept des NGI.

## 2.4 Versuchsergebnisse

Für den Gleitsicherheitsnachweis bei der Forschungsplattform "NORD-SEE" standen 1973 nur Erkenntnisse aus Versuchsergebnissen des NGI zur Verfügung [1] [18] [19] [20] [21]. Diese Versuchsergebnisse mußten damals extrapoliert werden, weil sie auf ein für den vorliegenden Fall zu niedrigeres Scherspannungsniveau (vom erwähnten Ekofisk-Tank) ausgerichtet waren. Dieser offenbare Mangel war Hauptanlaß für den Bau des Einfach-Schergerätes der BAW. Die Versuche und Nachprüfungen mit diesem Gerät sind noch im Gange, so daß hier, um die Besonderheiten beim Gleitsicherheitsnachweis zeigen zu können, noch einmal auf die Versuchsergebnisse des NGI zurückgegriffen wird. Die Ergebnisse eines typischen zyklischen undrännierten Scherversuchs mit dicht gelagertem Nordseesand in dem Einfach-Schergerät des NGI zeigt die Abb. 8.

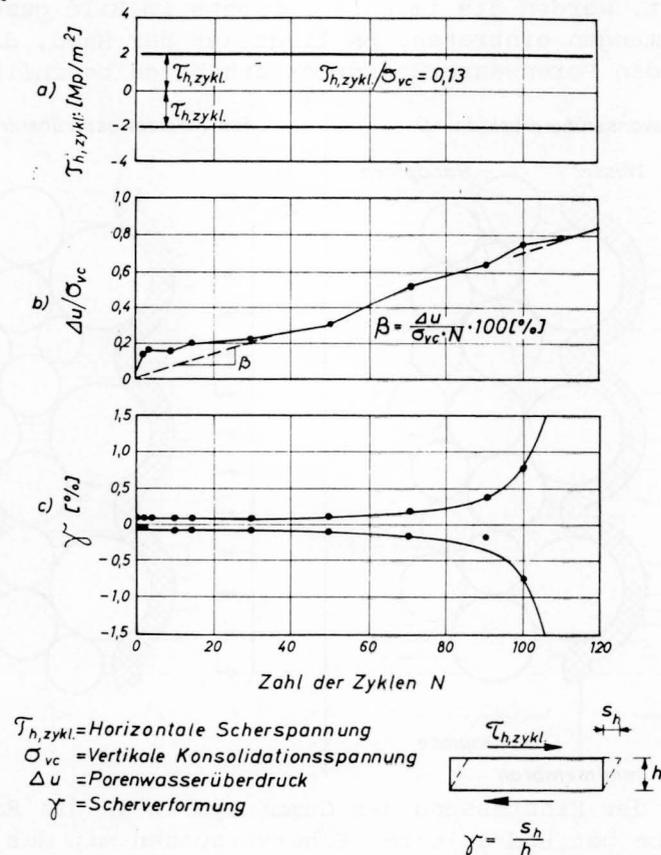


Abb. 8 Ergebnisse von zyklischen undrännierten Scherversuchen in einem Einfach-Schergerät mit dichtem Sand nach [1]

In Abb. 8a sind die horizontalen Verbindungslinien der Maxima und Minima der zyklischen Scherbelastung  $\tau_{h,zykl}$  (definiert in Abb.3) über der Anzahl  $N$  der Belastungszyklen dargestellt. Der zyklischen Scherspannung von  $\tau_{h,zykl} = \pm 0,2 \text{ kp/cm}^2$  entspricht dabei ein sogenanntes Scherspannungsniveau  $\tau_{h,zykl}/\sigma_{vc} = 0,13$ . Diese dimensionslose Darstellung ist üblich und zweckmäßig; entsprechend wird dann auch der bei zyklischen Scherversuchen entstehende Porenwasserüberdruck auf  $\sigma_{vc}$  bezogen. In Abb. 8b ist der Anstieg des Porenwasserüberdruckes  $\Delta u$  im Verlauf des Versuches dargestellt, wobei  $\Delta u$  auf die vertikale Konsolidationsspannung  $\sigma_{vc}$  bezogen wurde. Nach diesen Versuchsergebnissen steigt der bezogene Porenwasserdruck  $\Delta u/\sigma_{vc}$  bis auf den Anfangsbereich von 20 Zyklen etwa linear mit der Zahl der Zyklen  $N$  an. Bei Linearisierung dieser Versuchskurve läßt sich die Steigung durch den Winkel  $\beta$  beschreiben, dessen Tangens dem Anstieg des bezogenen Porenwasserdruckes  $\Delta u/\sigma_{vc}$  pro Belastungszyklus entspricht, d.h.  $\tan\beta = \frac{\Delta u/\sigma_{vc}}{N}$ .

Die Abb. 8c enthält die Scherdeformation  $\gamma$  über der Anzahl der Belastungszyklen. Während die Scherdehnungen  $\epsilon_h$  bis zu 80 Zyklen nur sehr langsam zunehmen, steigt dann die Kurve steil an, und es kommt innerhalb von knapp 30 Zyklen zum Bruch der Probe. In Abb. 9 sind die Ergebnisse mehrerer solcher Versuche mit dichtem Sand dargestellt, die bei unterschiedlichem Scherspannungsniveau  $\tau_{h,zykl}/\sigma_{vc}$  durchgeführt wurden. Auf der Abszisse ist das Scherspannungsniveau  $\tau_{h,zykl}/\sigma_{vc}$  aufgetragen; die Ordinate enthält im logarithmischen Maßstab  $\tan\beta$ . Jeder Versuch bildet sich in diesem Diagramm als Punkt ab. Man erkennt, daß  $\tan\beta$  stark mit dem Scherspannungsniveau  $\tau_{h,zykl}/\sigma_{vc}$  anwächst.

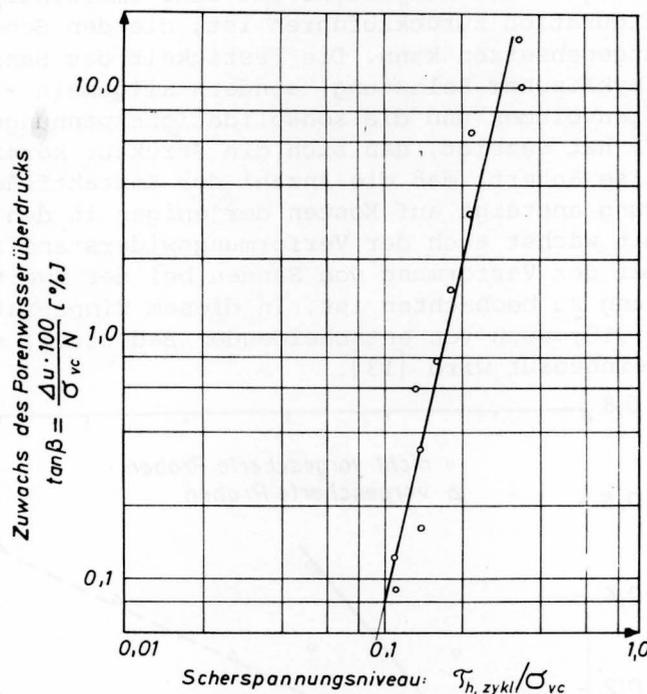


Abb. 9 Beziehung zwischen dem Porenwasserüberdruckanstieg und dem Scherspannungsniveau nach [19]

Eine weitere wichtige Erkenntnis aus diesen Versuchen betrifft die Belastungsvorgeschichte des Sandes. Schwergewichtsflachgründungen werden ja nicht nur den Belastungen eines Sturmes, sondern vielen Sturmperioden ausgesetzt, die von relativ ruhigen Perioden unterbrochen werden, in denen sich die Porenwasserüberdrücke entspannen können. Es ist daher von großem Interesse zu erfahren, welchen Einfluß eine Reihe von zyklischen undrännierten Belastungen mit anschließender Dränage auf das Verhalten eines Sandes haben. In Abb. 10 werden zur qualitativen Beantwortung dieser Frage die Versuchsergebnisse von zwei dazu am NGI ausgeführten Versuchstypen einander gegenübergestellt [18]. Die untere Kurve beschreibt den Anstieg des Porenwasserdruckes bei Versuchen, in denen dem Hauptversuch eine Vor-Scherbelastung (kurz "Vorscheren") von viermal 100 Zyklen vorausging, wobei die Dränage jeweils nach 100 Zyklen zur Porenwasserdruckentspannung geöffnet wurde. Auf diese Weise sollte die geringere Wellenbelastung während anfänglicher "durchschnittlicher" Wetterperioden gefühlsmäßig in Anlehnung an die Realität simuliert werden, die dem "Bemessungssturm" mit sehr hohen Belastungen (einschließlich der sogenannten "100-Jahres-Welle") vorangehen. Das Scherspannungsniveau  $\tau_{h, \text{zykl.}} / \sigma_{vc}$  während dieses Vorscherens betrug nur 0,04, beim Hauptversuch 0,08 und mehr. Bei der oberen Kurve handelt es sich dagegen um Versuche, denen kein Vorscheren mit Dränage vorausging. Man sieht, daß diese Art der Vorbelastung den Aufbau des Porenwasserdruckes erheblich reduziert; der Faktor beträgt etwa 3. Während man anfangs annahm, daß dieser Effekt lediglich das Resultat einer Verdichtung des Sandes sei, zeigte sich jedoch bald, daß die Volumenänderungen nach dem Vorscheren so gering sind, daß sie die recht erheblichen Verbesserungen des Scherwiderstandes des Sandes nur zum Teil erklären. Als zutreffendere Erklärung wurde gefunden, daß der zunehmende Widerstand gegen die zyklische Scherbeanspruchung in der Hauptsache auf eine Umorientierung in der Kornstruktur bzw. -konfiguration zurückzuführen ist, die den Scherbelastungen größeren Widerstand entgegensetzen kann. Die Festigkeit des Sandes ist - und das gilt nicht nur bei zyklischer Belastung, sondern allgemein - also nicht eindeutig durch das Porenvolumen und die Konsolidationsspannungen bestimmt. Schon WIENDIECK [27] hat gezeigt, daß sich die Struktur körniger Medien bei Belastung in der Weise ändert, daß die Anzahl der Kontaktflächennormalen in der Belastungsrichtung ansteigt auf Kosten derjenigen in den dazu orthogonalen Richtungen. Damit wächst auch der Verformungswiderstand in Belastungsrichtung, wie sie bei der Verformung von Sanden bei der Zweitbelastung gegenüber der Erstbelastung zu beobachten ist. In diesem Sinne ist neben der Belastungsvorgeschichte [18] auch von entscheidender Bedeutung, auf welche Weise die Probe im Labor eingebaut wird [13].

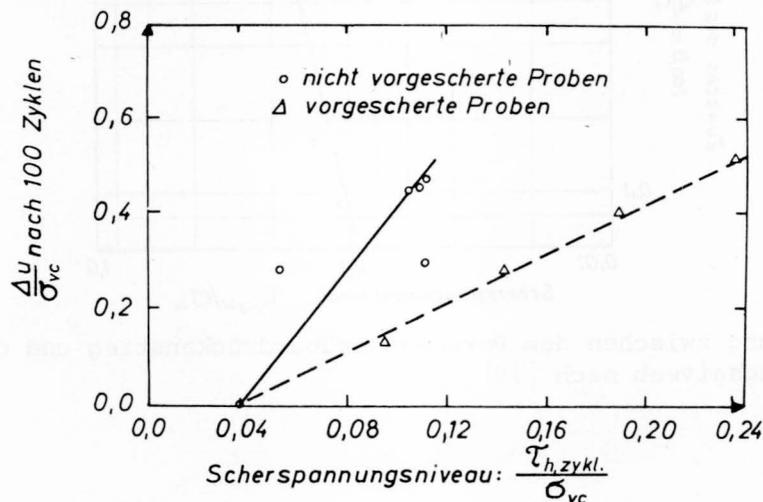


Abb. 10 Beziehung zwischen dem Porenwasserüberdruck und dem Scherspannungsniveau bei vorgescherten und nicht vorgescherten Proben nach [18]

### 3. Anwendung der Versuchsergebnisse beim Gleitsicherheitsnachweis für die Forschungsplattform "NORDSEE"

Wie eingangs dargestellt, setzen die unter zyklischer Scherbelastung in der Fundamentsohle entstehenden Porenwasserüberdrücke  $\Delta u$  die Gleitsicherheit des Bauwerkes herab, weil eine Bodenpressung  $\sigma$  um  $\Delta u$  auf die sogenannte wirksame oder effektive Spannung  $\sigma' = \sigma - \Delta u$  reduziert wird; Entsprechendes gilt dann für die mobilisierbare Reibung  $\tau = (\sigma - \Delta u) \cdot \tan \rho = \sigma' \cdot \tan \rho$ , von der die Horizontalbelastung der Konstruktion aus Wind und Wellen aufgenommen werden muß. Voraussetzung eines zutreffenden Gleitsicherheitsnachweises ist somit eine Methode zur sicheren Abschätzung der Porenwasserüberdrücke.

Als erster hat BJERRUM [1], bis zu seinem frühen Tode 1973 Direktor des NGI, vorgeschlagen, wie die während eines Sturmes entstehenden Porenwasserüberdrücke beim Standsicherheitsnachweis flachgegründeter off-shore-Bauwerke berücksichtigt werden sollen. Bei Berechnungen von erdbebengefährdeten Bauwerken wird im allgemeinen eine Standsicherheitsuntersuchung in totalen Spannungen durchgeführt [14] [16] [25]. Dabei werden die im Boden während eines Erdbebens auftretenden Scherspannungen mit denen verglichen, die in einer Bodenprobe während eines zyklischen Scherversuches Verflüssigung erzeugen. BJERRUM dagegen hat eine Standsicherheitsanalyse mit effektiven Scherparametern unter Berücksichtigung des entstehenden Porenwasserüberdruckes vorgeschlagen, die eine genaue Bestimmung der Gleitsicherheit ermöglicht.

Das Verfahren von BJERRUM stellt in vereinfachter Weise die Verbindung von Laborversuch und praktischer Anwendung der Versuchsergebnisse her. Die Besonderheiten der Forschungsplattform Nordsee erforderten - wie schon erwähnt - jedoch etliche Modifikationen des vom NGI angegebenen Verfahrens, und es erscheint nützlich, vom Ansatz des NGI ausgehend, die von der BAW vorgenommenen Modifikationen darzustellen.

Ausgangspunkt einer Standsicherheitsuntersuchung ist die Annahme eines sogenannten Bemessungssturmes. Ausgehend von umfangreichen statistischen Auswertungen von Wind- und Wellenmessungen läßt sich ein Bemessungssturm von solcher Stärke definieren, wie er nur alle 100 Jahre in dem betreffenden Seegebiet auftritt und für den ein off-shore-Bauwerk bemessen werden muß. Zu den interessierenden Daten gehören die Dauer des Sturmes, die Wellenhöhen und ihre Verteilung über die Zeit sowie die Wind- und Wellengeschwindigkeiten.

Bei der Berechnung für die Forschungsplattform NORDSEE sind zunächst nur die Wellen sortiert nach ihrer Höhe und mit ihrer Anzahl unabhängig von ihrer tatsächlichen Folge verwendet worden, wobei ihre Porenwasserdruckwirkungen einfach addiert worden sind. Dementsprechend enthält die erste Spalte der Tabelle 1 die einzelnen Bereiche der Wellenhöhen und in der zweiten Spalte die Anzahl  $N$  der Wellen des entsprechenden Wellenhöhenbereiches. Diesen mittleren Wellenhöhen der einzelnen Wellenhöhenbereiche entspricht eine mittlere maximale und eine - entgegengesetzt gerichtete - mittlere minimale Horizontalbelastung  $H_{\max}$  und  $H_{\min}$  des Bauwerkes, die mit den üblichen und bekannten Näherungsmethoden berechnet werden. Wie man sieht, schwankt aufgrund der Abmessungen der Forschungsplattform "NORDSEE" die Horizontalbelastung nicht um Null, sondern um einen mit der Wellenhöhe zunehmenden Wert. Zum Zweck der dimensionslosen Darstellung bezieht man die den halben Amplituden der Horizontalkraft-Zyklen entsprechenden Schubspannungen auf die vertikalen Normalspannungen aus Eigengewicht und erhält Spalte 5. Die so errechnete Größe entspricht mechanisch dem Scherspannungsniveau, bei dem die Versuche gemäß Abschnitt 2.4 durchgeführt worden sind.

(Da bei der Gleitsicherheitsberechnung, um die es hier geht, von einem potentiellen Bruchzustand ausgegangen wird und bei diesem  $\tau$  proportional  $\sigma'$  ist, wird auch bei allen diesen Berechnungen davon ausgegangen, daß das Verhältnis von Scherspannungen zu Normalspannungen in der Sohlfuge konstant ist, d.h. die Verteilung der mobilisierten Scherspannungen immer geometrisch ähnlich der Verteilung der vorhandenen Normalspannungen ist). Aus der Abb. 9 kann man nun für jedes Scherspannungsniveau den zugehörigen Anstieg des bezogenen Porenwasseranstiegs pro Belastungszyklus ( $\tan \beta$ ) entnehmen. Diese Werte enthält Spalte 6. Dem Verfahren des NGI folgend sind diese  $\tan \beta$ -Werte mit der Anzahl der Wellen des entsprechenden Wellenhöhenbereiches multipliziert worden. Das Produkt (in Spalte 7) entspricht - bei Annahme der erwähnten linearen Superponierbarkeit der Wirkung jeder einzelnen Welle - dem bezogenen Porenwasserüberdruck  $\Delta u/\sigma'_{vc}$ , der unter dem Fundament durch die zyklische Belastung aller Wellen dieses Wellenhöhenbereiches entwickelt wird. Nimmt man ungünstig an, daß während des Sturmes die Wellenhöhen linear von 0 auf 25 m zunehmen, daß also die höchste Welle am Schluß des Sturmes auftritt, so ist die Summe der bezogenen Porenwasserdrücke aller Wellenhöhenbereiche in Spalte 7 gleich dem Porenwasserüberdruck in der Sohle am Ende des Bemessungssturmes. Es zeigt sich sofort, daß die Anwendung dieses vom NGI praktizierten Verfahrens schon bei Wellenhöhen zwischen 4,0 m und 8,0 m in diesem Fall bezogene Porenwasserdrücke von über 100 % ergeben. Das heißt, die Plattform würde schon bei kleinen Stürmen nicht mehr stand-sicher sein.

An diesem Punkt erhebt sich die Frage, ob dieses Verfahren ausreichende Wirklichkeitsnähe besitzt. Offenbar liegt es weit auf der sicheren Seite, so daß es in vielen Fällen zu unzumutbaren konstruktiven Lösungen führt, die wirtschaftlich nicht vertretbar sind. Die Ursache dafür sind zwei Voraussetzungen dieses Verfahrens, die dazu führen, daß bei langdauernden Stürmen sich fast jede Flachgründung rechnerisch als nicht stand-sicher erweist. Erstens geht das Verfahren davon aus, daß während des Sturmes keinerlei Entspannung des Porenwasserüberdruckes stattfindet, was bei Stürmen von über 24 Stunden Dauer selbst bei großflächigen Gründungen auf Sand unrealistisch ist. Zweitens werden die Porenwasserüberdrücke der einzelnen Wellenbelastungen linear superponiert, d.h. es wird die Annahme getroffen, daß unter wiederholten Scherbeanspruchungen gleicher Größe immer wieder gleiche Porenwasserüberdruck-Inkrementen entstehen (siehe Spalte 6 von Tabelle 1). Die Zulässigkeit dieser Verfahrensweise wurde aus dem linearen Verlauf von  $\Delta u/\sigma'_{vc}$ , wie er auf Abb. 8b gezeigt ist, gefolgert. MOUSSA [21] hat die Annahme dieser Linearität dann am NGI selbst noch einmal nachgeprüft, indem er die gesamte Spannungsgeschichte einer Sandprobe während eines Sturmes simuliert hat. Dabei ist das Scherspannungsniveau  $\tau_{h,zykl.}/\sigma'_{vc}$  entsprechend dem Anstieg der Wellenhöhen bzw. der entsprechenden Horizontalkraftamplituden während eines Sturmes geändert worden. Dabei stellte er fest, daß der Verlauf von  $\Delta u/\sigma'_{vc}$  nicht wie auf Abb. 8b grundsätzlich als linear angenähert werden darf. Unterhalb eines Schwellenwertes des Scherspannungsniveaus von etwa 0,08 strebt der Porenwasserüberdruck, ausgedrückt durch  $\Delta u/\sigma'_{vc}$ , asymptotisch einem Grenzwert zu. Erst oberhalb dieses Schwellenwertes kann man eine näherungsweise lineare Entwicklung von  $\Delta u/\sigma'_{vc}$  erkennen, die jedoch mit kleineren Werten von  $\tan \beta = \Delta u/\sigma'_{vc}/N$  verbunden ist, als sie auf der zunächst vom NGI angegebenen Abb. 9 ohne Rücksicht auf die Spannungsgeschichte während eines Sturmes zugrunde gelegt waren und die in Spalte 6 von Tabelle 1 verwendet wurden. Vergleicht man nun die  $\tan \beta$ -Werte der Untersuchungen mit und ohne Berücksichtigung dieser Spannungsgeschichte, so erhält man im ersten Fall nur etwa 1/6 der Werte des zweiten.

T a b e l l e 1

Berechnung des Porenwasserüberdrucks in der Gründungssohle der Forschungsplattform "NORDSEE" infolge Horizontalbelastung durch Wellen eines Jahrhundertsturms

Wellenhöhenbereich (m)	Anzahl N	Horizontalbelastung		$\tau_{h,zykl}/\sigma_{vc}$	tan $\beta$	$\Delta u/\sigma_{vc}$ [ % ]	tan $\beta_{korrr}$ = (tan $\beta$ )/6	$\Delta u/\sigma_{vc}$ [ % ]
		H <sub>max</sub> (Mp)	H <sub>min</sub> (Mp)					
1	2	3	4	5	6	7	8	9
4,0 - 8,0	4400	995	- 383	0,07	0,13	100	0,02	1
8,0 - 12,0	1740	1640	- 633	0,12	0,31	100	0,05	1
12,0 - 16,0	640	2465	- 950	0,17	1,30	100	0,22	5
16,0 - 20,0	177	3305	-1273	0,23	3,50	100	0,6	12
20,0 - 23,0	35	3925	-1520	0,28	6,00	100	1,0	18
23,0 - 25,0	7	4390	-1690	0,31	10,00	70	1,33	26

Damit ist bewiesen, daß die lineare Superposition der Wellenwirkungen nach ihrer Größe und Anzahl nicht ausreicht, sondern die zeitliche Folge der Wellen künftig Berücksichtigung finden muß, wie es in dem erwähnten Testfall von MOUSSA bereits geschehen ist. Im Falle der Forschungsplattform NORDSEE war dies mangels geeigneter Geräte nicht möglich, so daß die einzige damals beschaffbare Information zur Korrektur der mit linearer Superposition erhaltenen tan  $\beta$ -Werte in Spalte 6 von Tabelle 1 nur in der Form berücksichtigt werden konnte, daß diese Werte durch 6 dividiert wurden (siehe die Werte in Spalte 8).

Darüberhinaus wurde die noch während eines Sturmes stattfindende Entspannung der entstandenen Porenwasserdrücke nach der Konsolidationstheorie berücksichtigt. Zu diesem Zweck benötigt man nun über die Zeitfolge der Wellen bzw. ihrer Höhe hinaus auch die Dauer, die den Wellenwirkungen des Entwurfssturmes zugeordnet ist. Wie in anderen Fällen zunehmender Belastung eines konsolidierenden Untergrundes werden diese in aufeinanderfolgenden Laststufen angemessener Größe zerlegt. Bei konstanten Werten der Steifzahl  $E_s$ , der Poissonschen Konstanten  $m$  und des Darcyschen Durchlässigkeitsbeiwertes  $k$  dürfen dann die Konsolidationsvorgänge für die einzelnen Laststufen, d.h. auch die zeitabhängigen Porenwasserüberdruckwerte  $\Delta u$  superponiert werden. (DAVIS und POULOS [3] geben in ihrer Arbeit für unterschiedliche Entwässerungs-Randbedingungen und Fundamentabmessungen Konsolidationskurven in dimensionsloser Form an, die eine einfache näherungsweise Berechnung des Porenwasserüberdruckes gestatten).

In der letzten Spalte der Tabelle 1 sind die so ermittelten bezogenen Porenwasserüberdrücke dargestellt. Man erkennt, daß in den unteren Wellenhöhenbereichen die Porenwasserdrücke klein bleiben, dann aber schnell zunehmen. Für die Wellen von 23,0 bis 25,0 m Höhe ergibt die beschriebene Näherungsberechnung einen Grenzwert von  $\Delta u/\sigma_{vc} = 26,0\%$ . Dem entsprach für eine 25,0 m Welle am Ende des Sturmes eine Gleitsicherheit von

$$\eta = \frac{R_{m\ddot{o}gl}}{R_{max}} = \frac{(\sigma_{vc} - \Delta u) \cdot \tan \rho}{\tau_{max}} = 1,1.$$

#### 4. Weitergesteckte Versuchsziele

Die bisher vorliegenden Versuchsergebnisse zeigen, daß die Porenwasserdrücke bei zyklischem Belastungswechsel um einen Wert verschieden von Null niedriger sind als beim Belastungswechsel um Null. Danach liegen die im Gründungsgutachten ermittelten Porenwasserüberdrücke auf der sicheren Seite, weil mit Werten für den Porenwasserdruckanstieg pro Zyklus ( $=\tan \beta$ ) gerechnet wurde, die aus Versuchen stammten, bei denen die zyklischen Scherspannungen anders als bei der Forschungsplattform NORDSEE um Null oszillierten. Dieser Frage muß systematisch weiter nachgegangen werden.

Genau wie ein Festigkeitsgewinn aus der Konsolidation des Baugrundes unter vorangegangenen leichteren Stürmen bei folgenden schweren für die Standsicherheit des Bauwerkes von Vorteil ist, gilt dies auch für die Konsolidation während der zyklischen Scherbelastung im Verlauf eines Sturmes. Das ist insofern von Bedeutung, als beim Bauwerksentwurf der Gleitsicherheitsnachweis für den ungünstigen Fall von schweren Stürmen (mit der Jahrhundertwelle) schon unmittelbar nach Baufertigstellung ausgegangen werden muß.

Wie der in Abb. 10 dargestellte Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen von zur Simulation leichter vorangegangener Stürme vorgescherten und anschließend dränierte Proben einerseits und den nicht vorgescherten Proben andererseits zeigt, nimmt der Anstieg des Porenwasserüberdruckes bei den vorgescherten Proben stark ab, da sich durch die Scherbelastung und die Dränage die Kornstruktur der Probe derart ändert, daß sie der folgenden zyklischen Scherbelastung größeren Widerstand entgegensetzt. Ein solcher Zuwachs an Scherfestigkeit infolge der Konsolidation im Verlaufe eines Sturms selbst wurde bisher nicht berücksichtigt. Dies soll in weiteren Versuchen näher untersucht werden.

Eine weitere offene Frage ist, ob man - wie es nach den ersten vom NGI bzw. von BJERRUM entwickelten Vorstellungen schien - bei ein und demselben Bemessungssturm mit einigen Versuchsreihen ein für allemal genügend Versuchsdaten in dimensionsloser Darstellung zur Verfügung stellen kann, mit denen dann die Gleitsicherheit aller möglichen Bauwerke beurteilbar ist, oder ob man nicht für jede Flachgründung mit seiner speziellen Geometrie aufs neue Versuche ausführen muß.

Mit der Klärung dieser Fragen beschäftigt sich zur Zeit die BAW im Rahmen eines Forschungsvorhabens, das vom Bundesministerium für Forschung und Technologie finanziert wird. Einen Beitrag dazu leistet auch der Germanische Lloyd. Zu diesem Zweck wurde das im Text beschriebene Einfach-Schergerät entwickelt und gebaut.

## 5. Schrifttum

- [ 1 ] BJERRUM : Geotechnical problems involved in foundations of structures in the North Sea.  
Geotechnique 23 (1973) No.3, S.319-358
- [ 2 ] BJERRUM, : Direct simple-shear tests on a Norwegian quick  
LANDVA clay.  
Geotechnique XVI (1966) S.1
- [ 3 ] DAVIS, : Rate of settlement under two- and three-dimen-  
POULOS sional conditions.  
Geotechnique 22 (1972) No.1, S.95
- [ 4 ] DUNCAN, : Behaviour of soils in simple shear tests.  
DUNLOP Proc. JCSMFE, Mexiko (1969) Bd. 1, S. 101
- [ 5 ] DUNCAN, : Anisotropy and stress reorientation in clay.  
SEED Proc. ASCE, SM 5 (1966), S.21
- [ 6 ] EIDE : Marine soil mechanics, applications to the  
North Sea offshore structures.  
NGI-Publications (1974) No.103
- [ 7 ] FINN, : Effect of strain history on liquefaction of  
BRANSBY, sand.  
PICKERING Proc. ASCE, SM 6 (1970), S.1917
- [ 8 ] FINN, : Sand liquefaction in triaxial and simple shear  
PICKERING, tests.  
BRANSBY Proc. ASCE, SM 4 (1971), S.639
- [ 9 ] FRYDMAN, : The membrane effect in triaxial testing of  
ZEITLEN, granular soils.  
ALPAN Journ.of Testing and Evaluation 1(1) (1973),  
S.3
- [ 10 ] GOLDSCHIEDER : Dilatanzverhalten von Sand bei geknickten Ver-  
formungswegen.  
Mech.Res.Comm.Vol.2 (1975), S.143
- [ 11 ] HANSEN, : Undrained shear strength of anisotropically  
GIBSON consolidated clays.  
Geotechnique, Vol. 1, No.3 (1949), S.189-204
- [ 12 ] KIEKBUSCH : Elektrisches Messen von Volumenänderungen beim  
Triaxialversuch.  
Mitt.Blatt der BAW (1976), H. 41
- [ 13 ] LADD : Specimen preparation and liquefaction of sands.  
Proc. ASCE, GT 10 (1974) S.1180
- [ 14 ] LEE, : Liquefaction potential at Ekofisk tank in North  
FOCHT Sea.  
Proc. ASCE, GT 1 (1975) S.1

- [15] LUCKS : Stress condition in NGI simple shear test.  
Proc. ASCE, SM 1 (1972), S.155
- [16] MARTIN,  
FINN,  
SEED : Fundamentals of liquefaction under cyclic  
loading.  
Proc. ASCE, GT 5 (1975) S.423
- [17] NADAI : Theory of flow and fracture of Solids.  
Mc Graw Hill, Vol. 1 (1950) S.109
- [18] MOUSSA : Effect of stress history on cyclic shear  
strength of sand.  
1<sup>st</sup> Baltic Conf. Soil Mech. Danzig, Vol.II  
(1975),S.291
- [19] MOUSSA : Undrained shearing resistance of sand to  
cyclic loading followed by static simple  
shear loading.  
Manuskript für Archiwum Hydrotechn. (1974),  
Polen
- [20] MOUSSA : Unequally reversible cyclic simple shear  
loading on sand under no volume change condi-  
tion.  
Unveröffentl. Bericht (1974)
- [21] MOUSSA : Shearing resistance of sand to sea storms.  
Manuskript für Proc. ASCE,1974
- [22] NEWLAND,  
ALLELY : Volume changes during undrained triaxial tests  
on saturated dilatant granular materials.  
Geotechnique IX, (1959), S.174
- [23] ROSCOE : An apparatus for the application of simple  
shear to soil samples.  
Proc. 3<sup>rd</sup> JCSMFE, Bd. 1 (1953),S.186
- [24] PEACOCK,  
SEED : Sand liquefaction under cyclic loading simple  
shear conditions.  
Proc. ASCE, SM 3 (1968), S.689
- [25] SEED,  
IDRISS : Simplified procedure for evaluating soil  
liquefaction.  
Proc. ASCE, 1971, SM 9, S.1249
- [26] SEED,  
PEASOCK : Test procedures for measuring soil liquefac-  
tion characteristics.  
Proc. ASCE, SM 8 (1971), S.1099
- [27] WIENDIECK : Zur Struktur körniger Medien.  
Die Bautechnik (1967) Nr. 6, S.196.