

**Einheitlicher Nachweis der Grenzzustände
für Flächen- und Pfahlgründungen und für
Stützbauwerke in Erdbebenregionen nach
ENV 1997-1 und ENV 1998-5**

T 2854

T 2854

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

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

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

© by Fraunhofer IRB Verlag

1999, ISBN 3-8167-5484-8

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

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

e-mail irb@irb.fhg.de

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

Bericht zum Forschungsauftrag

IV 1-5-793/96

des Deutschen Instituts für Bautechnik

**„Einheitlicher Nachweis der Grenzzustände für Flächen- und
Pfahlgründungen und für Stützbauwerke in Erdbebenregionen nach
ENV 1997-1 unter Berücksichtigung von ENV 1998-1 und ENV 1998-5“**

von

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Stavros Savidis

Priv.-Doz. Dr.-Ing. Christos Vrettos

Berlin 1998

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Angaben zu Bodenkennwerten im ENV 1998-5	3
2. Bodendynamische Kennwerte: Bestimmungsmethoden und Korrelationen	9
3. Anwendungsbeispiele	18
3.1 Beispiel 1: Einfluß der Bodenkennwerte auf die seismische Bodenantwort	19
3.2 Beispiel 2: Abschätzung des Verflüssigungspotentials	33
3.3 Beispiel 3: Stabilität einer Schwergewichtsmauer	45
3.4 Beispiel 4: Seismische Belastung von Pfählen	56
4. Schlußbemerkungen	63
5. Literatur	64

Bericht zum Forschungsvorhaben

„Einheitlicher Nachweis der Grenzzustände für Flächen- und Pfahlgründungen und für Stützbauwerke in Erdbebenregionen nach ENV 1997-1 unter Berücksichtigung von ENV 1998-1 und ENV 1998-5

1. Angaben zu Bodenkennwerten im ENV 1998-5

In einem ersten Schritt werden aus den einzelnen Abschnitten des ENV 1998-5 die für die Bemessung relevanten bodenmechanischen und bodendynamischen Kennwerte identifiziert und wichtige Gesichtspunkte hinsichtlich ihrer Ermittlung und Anwendung zusammengestellt. Die entsprechenden Stellen bei ENV-1997-1 werden zitiert und einige Vergleiche vorgenommen.

Im Abschnitt 2 „*Erdbebeneinwirkungen*“ der ENV 1998-5 wird die Erdbebeneinwirkung definiert und die Darstellung als Zeitverlauf erläutert. Die Angaben hinsichtlich der Wahl der Erdbebenbelastung sind im ENV 1998-1-1 zu finden. „Einwirkungen bei der geotechnischen Bemessung“ sind in ENV 1997-1, Abschnitt 2.4.2 erläutert. Dort wird unter (4) P die Einbeziehung von Bewegungen und Beschleunigungen infolge Erdbeben in geotechnischen Bemessungen erwähnt.

Weiterhin findet man unter (5) P die Angabe, daß die Wirkungsdauer einer Einwirkung mit Rücksicht auf zeitabhängige Materialeigenschaften des Bodens, insbesondere hinsichtlich Entwässerung und Zusammendrückbarkeit feinkörniger Böden, zu berücksichtigen ist. Unter (6) P wird darauf hingewiesen, daß Dauerbewegungen (vermutlich sind damit bleibende Setzungen gemeint), Bodenverflüssigung und Änderung der Steifigkeit des Bodens bei der Festlegung von wiederholt auftretenden Einwirkungen und Einwirkungen mit veränderlicher Intensität berücksichtigt werden müssen. Dies betrifft sowohl zyklisch belastete Konstruktionen (z.B. Offshore Bauwerke) als auch durch Erdbeben beanspruchte Bauwerke.

In (7) P wird dann auf den Einfluß der Frequenz der Belastung hingewiesen. Bei höheren Frequenzen spielen Massenträgheitskräfte eine Rolle. Sie müssen im Rahmen einer dynamischen Berechnung erfaßt werden. Es wird somit eine klare Unterscheidung zwischen zyklischen und dynamischen Belastungen gemacht.

Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte für ständige und veränderliche Einwirkungen sind in der Tabelle 2.1 zusammengestellt. Nach 2.4.2, (14) P dürfen für außergewöhnliche Situationen alle Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen = 1,0 angenommen werden. Obwohl der Lastfall Erdbeben nicht explizit erwähnt wird, ist anzunehmen, daß er dazu gehört.

Im Abschnitt 3 „*Baugrundeigenschaften*“ werden im ENV 1998-5 die Festigkeitsparameter und die Steifigkeits- und Dämpfungsparameter vorgestellt. Bei den Festigkeitsparametern wird unterschieden zwischen totalen und effektiven Scherfestigkeitsparametern. Letztere werden in den Fällen eingesetzt, bei denen mit einer Festigkeitsabnahme infolge Porenwasserdruckanstieg gerechnet wird. Für den Sicherheitsbeiwert γ_m wird ein Wert von 1,3 für die undränierete Kohäsion c_u bzw. 1,1 für c und $\tan\phi$ empfohlen. Für die effektiven Scherfestigkeitsparameter wird auf ENV 1997-1 verwiesen. Die Teilsicherheitsbeiwerte für Grenzzustände der Tragfähigkeit für ständige und vorübergehende Situationen sind dort in Tabelle 2.1 zusammengestellt. Es wird zwischen drei Fällen unterschieden: A, B und C. Die Grenzzustandsfälle 1A, 1B und 1C sind in ENV 1991-1 folgendermaßen definiert:

1A - Grenzzustand der Lagesicherheit, bei dem das Bauwerk als starrer Körper ohne wesentliche Mitwirkung der Bodenfestigkeit versagt;

1B - Grenzzustand, bei dem ein Bruchmechanismus in der Konstruktion aufgrund von Baugrundbewegungen auftritt, ohne daß der Boden versagt;

1C - Grenzzustand durch Baugrundversagen.

Da in ENV-1998-5 keine weiteren Angaben gemacht werden, muß über die Zuordnung im Einzelfall unter Beachtung der Definition entschieden werden. Es ist nicht klar, für welchen Fall die angegebenen Sicherheitsbeiwerte bei einer Analyse in totalen Spannungen gelten.

Während in der Tabelle 2.1, ENV 1997-1 für c_u je nach Fall der Sicherheitsbeiwert zwischen 1,0 und 1,4 variiert, wird in ENV 1998-5 ein einziger Wert von 1,3 angegeben.

Die Auftriebssicherheit eines starren Bauwerks beim Auftreten von Bodenverflüssigung ist ein interessanter Sonderfall. Nach ENV 1997-1 soll die Auftriebssicherheit durch den GZ 1A erfaßt werden. Gleichzeitig jedoch versagt bei Verflüssigung der Boden durch Verlust seiner Scherfestigkeit, so daß der GZ 1C vorliegt.

Im Abschnitt 3.2 des ENV 1998-5 „Steifigkeits- und Dämpfungsparameter“ wird der Schubmodul als der wichtigste Steifigkeitsparameter identifiziert. Da meistens die seismischen Wellen als sich vertikal propagierende Scherwellen modelliert werden, ist der Schubmodul direkt mit der Ausbreitungscharakteristik verbunden. Ein weiterer Grund für die Benutzung des Schubmoduls als repräsentativen Steifigkeitsparameter ist die Tatsache, daß er durch reine Scherversuche im Labor und in-situ bestimmt werden kann.

Es ist zu beachten, daß bei seismischen Berechnungen der Wert des Schubmoduls auch die Größe der seismischen Einwirkung auf das Bauwerk beeinflusst, da die seismischen Wellen entlang des Ausbreitungsweges amplifiziert bzw. deamplifiziert werden können. Es handelt sich somit nicht nur um die Bodensteifigkeit in der unmittelbaren Umgebung des betrachteten Bauwerks, sondern es wird auch die Übertragung der Erregung durch den Boden beschrieben. Entsprechende Vorgaben findet man in ENV 1997-1 , 2.4.3., (4) P: Bei der Festlegung der charakteristischen Werte für Boden - und Felskennwerte ist u.a. die Ausdehnung des Bereichs im Untergrund anzugeben, der das Verhalten des geotechnischen Bauwerks beim untersuchten Grenzzustand beeinflusst.

Gängige numerische Methoden der seismischen Bodenantwort werden mittels totaler Spannungen formuliert und berücksichtigen das nichtlineare Bodenverhalten mit Hilfe von äquivalent-linearen Bodenkenngrößen, welche in Abhängigkeit von dem aktuellen Niveau der Scherdehnungsamplitude bestimmt werden. Der Schubmodul ist dann ein Sekantenmodul.

Kompliziertere Verfahren hingegen basieren auf Stoffgesetzen, welche in effektiven Spannungen formuliert werden und durch eine nichtlineare Schubspannungs-Schubdehnungs-Beziehung mit Hilfe des Tangentenmoduls beschrieben werden.

Im Grundbau wird bei statischen Problemen meistens der Steifemodul benutzt. Zur Umrechnung wird die Querkontraktionszahl des vorliegenden Bodens benötigt. Deren Bestimmung ist schwierig, so daß sie oft in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad und der Beschaffenheit des Bodens geschätzt wird. Die im Grundbautaschenbuch Teil 1, 4. Auflage 1990, angegebenen Vergrößerungsfaktoren für den dynamischen E-Modul als Funktion des Steifemoduls sind nicht zuverlässig.

Kriterien für die Bestimmung der Scherwellengeschwindigkeit werden in ENV 1998-5, Abs. 4.2.2 und 4.2.3 angegeben. Während im ENV-1997-1 keine quantitativen Angaben zur Erfassung des nichtlinearen Bodenverhaltens bei größeren Verformungen gemacht werden, werden in Tabelle 4.1 des ENV 1998-5 mittlere Bodendämpfungsgrade und mittlere Abminderungsfaktoren für die Scherwellengeschwindigkeit bzw. für den Schubmodul in Abhängigkeit von der Größe der Bodenbeschleunigung angegeben.

Die Genauigkeit bei der Bestimmung der Wichte ist viel größer als die für den Schubmodul, so daß diesbezüglich keine Angaben gemacht werden. Wichtig jedoch ist die Lagerungsdichte bei kohäsionslosen Böden, da sie ausschlaggebend für das Auftreten von Bodenverflüssigung ist. Sie kann entweder im Labor oder anhand von Sondiererergebnissen auch in-situ bestimmt werden. Angaben hierzu werden in ENV 1997-1, Abs. 3.3.4, (1) P und (2) gemacht. Während in Deutschland die Korrelationen für Rammsondierungen und Drucksondierungen meistens benutzt werden, werden in anderen europäischen Ländern vorwiegend Ergebnisse von SPT-Tests und Drucksondierungen (CPT-Tests) herangezogen. Ein wesentlicher Unterschied dabei ist, daß in der DIN 4094 bei der Rückrechnungsprozedur lediglich unterschieden wird, ob der erkundete Bodenbereich unterhalb oder oberhalb des Grundwasserspiegels liegt. Die gängigen empirischen Verfahren zur Ermittlung des Verflüssigungspotentials basieren jedoch auf einer Rückrechnungsprozedur, die das aktuelle Niveau der effektiven Spannungen berücksichtigt. In dieser Hinsicht besteht Harmonisierungsbedarf.

Die Problematik der Bestimmung der Bodenparameter aus Sondierungen wird in ENV 1997-1 in den Abschnitten 3.3.11 und 3.3.12 behandelt. Unter 3.3.12, (1) wird ausdrücklich verlangt, daß bei der Auswertung von Standard Penetration Tests und Rammsondierungen auch der Einfluß des Überlagerungsdrucks berücksichtigt werden muß.

$I_p > 100 \%$ ein über einen großen Dehnungsbereich lineares Verhalten, was bei den weichen Tönen zu einer starken Amplifikation der Erdbebenbewegung führte.

2. Bodendynamische Kennwerte: Bestimmungsmethoden und Korrelationen

Die experimentelle Bestimmung der bodendynamischen Kennwerte ist ein kritischer Punkt bei der Lösung von Problemen des geotechnischen Erdbebeningenieurwesens. Es existieren mehrere Verfahren mit unterschiedlichen Vor- und Nachteilen. Einige Verfahren sind geeignet zur Bestimmung der Bodenkennwerte bei kleinen Dehnungen, während andere zur Erfassung des Verhaltens bei großen Dehnungen geeignet sind. Wichtig ist dabei, daß die Versuchsrandbedingungen den statischen Ausgangszustand sowie die erwartete dynamische Belastung richtig wiedergeben. Wie oben erwähnt, sind die wichtigsten Parameter der Schubmodul und die Dämpfung. Da infolge einer Erdbebenbelastung der Boden großen Dehnungen ausgesetzt wird, müssen die Werte bei kleinen und bei großen Dehnungen mit der selben Genauigkeit bestimmt werden.

Bei jeder bodendynamischen Untersuchung soll man sich über die Unsicherheit bei der Bestimmung der Bodenparameter im klaren sein. Ursachen hierfür sind, neben der natürlichen Variabilität des Bodens, die Anisotropie des Materialverhaltens, die Anisotropie infolge der anisotropen Belastung, Störungen infolge Bohrarbeiten und Probenentnahme, Grenzen der Versuchsanlage (in-situ oder im Labor), Fehler bei der Versuchsdurchführung sowie Interpretationsfehler.

In-situ dynamische Versuche

Bei diesen Versuchen bleiben die Scherdehnungen unterhalb ca. 0.001%, so daß nichtlineare Effekte eine untergeordnete Rolle spielen. Die Konzeption und Interpretation basieren auf der Wellenausbreitung in einem linearen Kontinuum. Bei Feldversuchen unterscheidet man zwischen seismischen und dynamischen Versuchen. Bei den ersten wird ein Impuls auf der Bodenoberfläche oder im Inneren erzeugt und die Antwort an verschiedenen Stellen entlang einer Linie gemessen. Bei den zweiten wird ein harmonisches monochromatisches Wellenfeld erzeugt und die Antwort des Bodens in Abhängigkeit von der Erregerfrequenz gemessen. In Deutschland sind die Verfahren zur experimentellen Bestimmung von dynamischen Bodenkennwerten nicht genormt. Empfehlungen sind zu finden im Merkblatt des Ausschusses für Zerstörungsfreie Prüfung im Bauwesen der Deutschen Gesellschaft für Zerstörungsfreie

Prüfung (1996) sowie in den Empfehlungen des Arbeitskreises Baugrunderdynamik der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (1992).

Besondere Aufmerksamkeit bei den seismischen Verfahren erfordert die Erregung und die Identifizierung des richtigen Wellentyps. Da Kompressionswellen am schnellsten sind, können sie bei größeren Entfernungen klar identifiziert werden. Scherwellen können bei transvers-horizontaler Anregung durch eine Anregungsumkehr, d.h. Änderung der Polarisierung, identifiziert werden. Nach Überlagerung dieser phasenverkehrten Signale direkt auf einem Oszilloskop oder mit Hilfe eines Rechners lassen sich die Einsätze der Scherwellen klar identifizieren.

Vorsicht ist geboten bei Vorhandensein eines hohen Grundwasserspiegels. Kompressionswellen breiten sich im Grundwasser mit einer Geschwindigkeit von ca. 1500 m/sec aus. Weiche, bindige Böden können derartig hohe Geschwindigkeiten aufweisen obwohl dieser Wert nicht der Steifigkeit des Korngerüsts entspricht. Dieses Problem kann durch die Anwendung von Scherwellen als Erregung umgangen werden, da diese nur durch das Korngerüst und nicht durch das Grundwasser übertragen werden können.

Refraktionsmessungen werden benutzt, um eine großflächige Erfassung der bodendynamischen Eigenschaften im Rahmen von Vorstudien und zur Bestimmung der Stratigraphie zu ermöglichen und basieren auf der Interpretation des Laufzeitdiagramms für den ersten Welleneinsatz infolge einer Impulsanregung an der Oberfläche, Haupt (1987a), Langston (1990), Morris & Abbiss (1979), Woods (1991). Die Auswertung ist nicht mehr eindeutig, wenn eine der Schichten eine niedrigere Wellengeschwindigkeit als die darüberliegende aufweist. Bei geschichtetem Boden besteht das Laufzeitdiagramm aus einem Polygonzug. In Böden mit einer kontinuierlichen Zunahme der Wellengeschwindigkeit mit der Tiefe, wie sie bei gleichmäßig gelagerten Böden vorliegt, sind die Wellenstrahlen gekrümmt und das Laufzeitdiagramm eine stetige Kurve, Hryciw (1989), Vrettos (1996).

Seismische Bohrlochverfahren sind aufwendiger, ermöglichen jedoch eine direkte Ermittlung des Tiefenverlaufs der Kompressions- bzw. Scherwellengeschwindigkeit, Budny (1984). Bei der Cross-Hole Methode werden zwei Bohrlöcher benutzt, Auld (1977). Die Ausbreitungsgeschwindigkeit wird entlang von horizontalen Wellenpfaden gemessen. Da sich

die Erregungsquelle im Bohrloch befindet, ist eine saubere Erregung mit Trennung von Kompressions- und Scherwellen schwieriger als bei Oberflächenverfahren. Mechanische Quellen sind in dieser Hinsicht vorteilhaft. Bei größeren Tiefen sind explosive Quellen geeigneter. Bei Vorhandensein von Schichten höherer Steifigkeit müssen Refraktionseffekte bei der Auswertung berücksichtigt werden, Haupt (1973), Hryciw (1989).

Die Anordnung mehrerer Bohrlöcher hintereinander erlaubt durch Verwendung der Laufzeitdifferenz eine Erhöhung der Genauigkeit und u.U. eine Messung der Dämpfung, Hoar & Stokoe (1984), Mok et al. (1988), Mancuso (1994). Ein Vorschlag zur Standardisierung des Verfahrens wurde von Ballard et al. (1983) formuliert. Über neuere Entwicklung berichten Roblee et al. (1994).

Zu den weniger aufwendigen Bohrlochverfahren mit einem Bohrloch gehören die Down-Hole und die Up-Hole Messungen. Bei dem ersten Verfahren erfolgt die Erregung an der Oberfläche und die Messung der Laufzeit durch einen Aufnehmer im Bohrloch, während beim zweiten die Anordnung umgekehrt ist. Angaben zu den Verfahren findet man bei Woods (1991). Um Laufzeiten besser identifizieren zu können, werden oft Anregungsquellen benutzt, welche reine SH (horizontal polarisierte) Wellen erzeugen. In dieser Hinsicht sind Down-Hole Verfahren verbreiteter, da die Erregung an der Oberfläche erfolgt. Da die erzeugten Wellen alle Bodenschichten durchlaufen müssen, erlaubt dieses Verfahren auch die Identifizierung von Schichten, welche durch Refraktionsmessungen nicht erkannt werden können. Material- und Abstrahlungsdämpfung im Boden kann bei großen Bohrlochtiefen die Identifizierung der Wellenersteinsätze erschweren.

Eine neuere Entwicklung ist die seismische Drucksonde (Seismic Cone Penetration Test). Sie kombiniert den Down-Hole Test mit dem Cone Penetration Test, vgl. Robertson et al. (1985). Im elektronischen Penetrometer ist ein kleines Geschwindigkeitsseismometer eingebaut. Während kurzer Pausen des Cone Penetration Tests werden nach dem Prinzip des Down-Hole Tests Messungen der Scherwellengeschwindigkeit durchgeführt. Die Erregung besteht aus horizontal polarisierten Scherwellen. Der wesentliche Vorteil dieses Verfahrens ist die Tatsache, daß man in einem Zug eine Information über die Schichtenfolge, den Schubmodul bei kleinen Dehnungen und über den Bodenaufbau erhält. Cross-hole seismische Tests mit zwei seismischen Drucksonden wurden auch durchgeführt, Baldi et al. (1988), während Stewart &

Campanella (1993) auch die Anwendung des Verfahrens für die Bestimmung der Materialdämpfung zeigen.

Bei dynamischen Messungen erfolgt die zeitharmonische Erregung an der Oberfläche. Bei dieser Gruppe von Verfahren wird die begrenzte Eindringtiefe von Oberflächenwellen zur Bestimmung des dynamischen Schubmoduls genutzt, Richart et al. (1970), Abbiss (1981). Da der Boden hinsichtlich seiner Steifigkeit inhomogen ist (Steifigkeit und Schubmodul nehmen mit der Tiefe zu), ergibt sich eine Abhängigkeit der Geschwindigkeit der Oberflächenwellen von der Erregungsfrequenz, Prange & Huber (1983). Dieses Phänomen wird Dispersion genannt. Aus der gemessenen Dispersionskurve kann mittels einer Inversionsprozedur die Variation der Steifigkeit mit der Tiefe bestimmt werden. Für gleichmäßig gelagerte Böden ist diese Inversion einfach, Vrettos & Prange (1990). Bei Böden mit ausgeprägter Schichtung sind aufwendigere Inversionsalgorithmen erforderlich, Gucunski & Woods (1991), Roesset et al. (1991).

Eine ähnliche, neuartige Methode ist die Spektralanalyse von Oberflächenwellen (SASW Spectral Analysis of Surface Waves). Sie basiert auf denselben physikalischen Prinzipien. Als Erregung dient jedoch ein transientes Signal (Hammerschlag), Nazarian & Stokoe (1984). Die Methode ist sehr effizient, kann aber zu Problemen führen, wenn starkes Rauschen das Signal stört. Dies gilt, wenn z.B. Tiefen größer als 10 m erfaßt werden sollen, da es schwierig ist, niederfrequente Wellen mit hohem Signal-Störverhältnis zu erzeugen.

Vergleichende Studien für die verschiedenen seismischen Verfahren zeigen gute Übereinstimmung. So, vergleichen beispielsweise Addo & Robertson (1992) die Methode der Spektralanalyse (SASW) mit der seismischen Drucksonde (SCPT), während Nazarian & Stokoe (1984) sowie Hiltunen & Woods (1988) die Methode SASW dem Cross-Hole Verfahren gegenüberstellen.

CPT und SPT Tests

Neben dem Test mit der Drucksonde (CPT) ist der Standard Penetration Test (SPT) der bedeutendste und verbreitetste in-situ Versuch. Die Charakterisierung des Bodens

(Klassifizierung, Dichte, Festigkeitsparameter) anhand von CPT-Ergebnissen erfolgt mittels Korrelationen aus den gemessenen Werten des Spitzendrucks, der Mantelreibung und der Porenwasserdruckentwicklung, Campanella & Robertson (1988), Robertson (1990). Der SPT wird vorwiegend zur Bestimmung der in-situ Lagerungsdichte eingesetzt, Skempton (1986). Da bei kohäsionslosen Böden die Dichte als der maßgebende Bodenparameter für das Verflüssigungspotential identifiziert worden ist, basieren die gängigen Prozeduren zur Abschätzung der Verflüssigungsfahr auf Ergebnissen von SPT, Seed & Idriss (1982), Seed et al. (1985), Seed et al. (1990). Obwohl dieser Test allein zur Charakterisierung von Böden nicht ausreicht, wurden in den letzten Jahren auch Korrelationen für die Scherwellengeschwindigkeit und somit auch für die dynamische Steifigkeit vorgeschlagen, Ohta & Goto (1978), Iwasaki (1988). Diese Korrelationen sind zuverlässiger bei grobkörnigen als bei feinkörnigen Böden.

Besonders zu beachten beim Einsatz des SPT bei Verflüssigungsstudien ist die richtige Normierung, bei der Korrekturfaktoren für die Schlagenergie und die aktuelle Tiefe berücksichtigt werden müssen. Anhand eines Rechenbeispiels wird in den nachfolgenden Abschnitten die Anwendung gezeigt.

Auf CPT- bzw. SCPT-Ergebnissen basierende Korrelation wurden in den letzten Jahren vermehrt vorgeschlagen. Beziehungen für die Lagerungsdichte (Lunne & Christoffersen, 1983), für das Verflüssigungspotential (Robertson & Campanella, 1985; Shibata & Teparaksa, 1988; Robertson et al., 1992) sowie für die in situ Scherwellengeschwindigkeit bzw. für den dynamischen Schubmodul (Robertson et al., 1985; Mayne & Rix, 1993) wurden vorgeschlagen.

Laborversuche für dynamische Bodenkennwerte

Beim sogenannten Resonant Column Versuch werden der Schubmodul G und die Dämpfung D in Abhängigkeit von der Scherdehnungsamplitude aus den erzwungenen Schwingungen einer zylindrischen Probe bestimmt. Der Versuch ist in Deutschland nicht genormt und wird meistens nach den Empfehlungen des ASTM D4015-87 der American Society for Testing and Materials durchgeführt. Es existieren verschiedene Bauarten, vgl. Drnevich et al. (1978), Prange (1983),

Cheung et al. (1984), Haupt (1987b), Isenhowe et al. (1987). Er wird meistens zur Bestimmung der Kennwerte bei kleinen Dehnungsamplituden benutzt. Die Auswertung basiert auf einer dynamischen Analyse des Systems Probe-Anregungsapparatur bei Resonanz. Es handelt sich um eine indirekte Bestimmung der Bodensteifigkeit und Dämpfung. Sie erfordert ein hohes Maß an Genauigkeit bei dem Einbau und bei der Auswertung. Die meisten Geräte erlauben nur einen isotropen statischen Spannungszustand. Die Abhängigkeit des Schubmoduls und der Dämpfung vom statischen Spannungsniveau und von der dynamischen Spannungsamplitude kann damit bestimmt werden. Die Messung des durch die dynamische Belastung entstehenden Porenwasserüberdrucks ist jedoch schwierig und die Materialkennwerte werden bei Frequenzen bestimmt, die viel höher sind als die bei Erdbeben. Es gibt eine Fülle von Versuchsergebnissen in der Literatur, die ein breites Spektrum von Böden abdecken, Edil & Luh (1978), Haupt (1987a), Holzlöhner (1988), Iwasaki & Tatsuoka (1977), Kagawa (1992), Kim & Novak (1981), Koutsoftas & Fischer (1980), Marcuson & Wahls (1972), Ray & Woods (1988), Savidis & Vrettos (1997), Saxena & Reddy (1989), Weiler (1988).

Die zyklische Belastung des Bodens bei hohen Amplituden führt unter undrännierten Bedingungen zu einer Zunahme des Porenwasserdrucks und demzufolge zu einer Abnahme der effektiven Spannungen. Die Versuchseinrichtung muß somit eine genaue Messung des Porenwasserdrucks ermöglichen. Zur Simulation der Erdbebenbelastung (vorwiegend Scherbelastung) sind die geeignetsten Geräte das Simple Shear (Airy & Wood, 1987; Kovacs & Leo, 1981) und das Torsional Shear Gerät (Ishihara & Li, 1972; Dobry et al., 1985).

Da nicht immer diese Geräte zur Verfügung stehen und der Einbau von ungestörten Proben in Triaxial-Versuchsständen einige Vorteile bietet, werden zyklische Versuche an Triaxialgeräten durchgeführt, Savidis & Schuppe (1982), Miura et al. (1994). Dieser Versuchstyp kann die in-situ Spannungsverhältnisse nicht so genau wiedergeben, wie die Simple Shear Versuche, ermöglicht jedoch die Variation der horizontalen Konsolidierungsspannung. Vergleichende Studien haben gezeigt, daß das experimentell ermittelte Schubspannungsverhältnis bei beiden Versuchstypen zur Beurteilung des Verflüssigungspotentials mit Hilfe von Umrechnungsfaktoren herangezogen werden kann, Seed & Idriss (1982).

Zyklische Torsions- bzw. Triaxial-Versuche werden zur Ermittlung des dynamischen Elastizitätsmoduls und der Dämpfung bei hohen Amplituden eingesetzt, Kokusho et al. (1982).

Korrelationen für nichtbindige und bindige Böden

Die gängigen Berechnungsverfahren basieren auf Analysen in totalen Spannungen mit äquivalent-linearen Werten. Die entsprechenden Kennwerte sind der Sekantenschubmodul G und die Dämpfung D . Verfahren auf der Basis von effektiven Spannungen erfordern den aktuellen Spannungspfad der Hysteresisschleife, der mit Hilfe von nichtlinearen und aufwendigen Stoffgesetzen ermittelt werden muß, Finn et al. (1977), Ghaboussi & Dikmen (1984), Pyke (1977). Äquivalent-lineare Verfahren haben einige Beschränkungen. Z.B. können damit nicht die bleibenden Setzungen infolge Erdbebenbelastung bestimmt werden. Trotzdem, sind äquivalent-lineare Verfahren ein effizientes Instrument zur numerischen Bestimmung der seismischen Bodenantwort.

Laborversuche zeigen, daß der Schubmodul beeinflusst wird von:

- der zyklischen Scherdehnungsamplitude,
- der mittleren effektiven Spannung,
- der Porenzahl,
- dem Überkonsolidierungsgrad
- der Plastizitätszahl

Seismische und dynamische in-situ Messungen der Scherwellengeschwindigkeit erfolgen bei kleinen Dehnungen von ca. $3 \times 10^{-4} \%$. Der Boden befindet sich noch im linearen Bereich. Der entsprechende Wert des Schubmoduls wird als G_{\max} bezeichnet. Dieser Wert kann auch von Resonant-Column Versuchen bestimmt werden. In-situ Versuche ergeben allerdings immer höhere Werte für den Schubmodul. Größere Dehnungen können nur im Labor realisiert werden. In der Praxis erfolgt die Anpassung im unteren Dehnungsbereich durch prozentuales Anheben der Laborwerte. Der sich ergebende Faktor wird dann für den gesamten Dehnungsbereich angesetzt.

Werte für die Dämpfung werden ausschließlich aus Laborversuchen ermittelt, da die entsprechenden in-situ Verfahren für größere Dehnungsamplituden, wie oben besprochen, noch nicht ausgereift sind. Theoretisch findet im linearen Dehnungsbereich keine hysteretische Energiedissipation statt. Versuchsergebnisse zeigen jedoch, daß trotzdem ein Energieverlust stattfindet. Der zugehörige Wert der Dämpfung wird mit D_{\min} gekennzeichnet.

Am anderen Ende der Dehnungsamplitudenachse, d.h. für sehr große Dehnungen, müßte der Schubmodul verschwinden und die Dämpfung ihren Maximalwert D_{\max} erreichen. Messungen bei diesen Dehnungen sind jedoch nicht zuverlässig, so daß der Wert D_{\max} nur durch Extrapolation bestimmt werden kann.

Die Abhängigkeit des maximalen Schubmoduls von der effektiven Spannung und der Porenzahl ist seit langem bekannt und insbesondere für Sand ausreichend in der Fachliteratur dokumentiert, Seed & Idriss (1970), Hardin & Drnevich (1972), Hardin (1978), Edil & Luh (1978), Prange (1983), Seed et al. (1986), Ishihara (1986), Haupt (1987a), Holzlöhner (1988), Ishihara (1992), Ishibasi & Zhang (1993). Entsprechende empirisch hergeleitete Korrelationen werden in den o.a. Literaturstellen angegeben.

Das Verhalten von Ton ist komplexer und wird auch von dem Wassergehalt und den Konsistenzgrenzen beeinflusst. Empirische Beziehungen für tonige Böden, bei denen neben der mittleren effektiven Spannung und der Porenzahl auch der Überkonsolidierungsgrad eingeht, wurden ebenfalls vorgestellt, Hardin & Black (1968), Seed & Idriss (1970). Untersuchungen zeigen jedoch, daß ohne die Einbeziehung der Plastizitätseigenschaften, keine zuverlässige Prognose möglich ist, vgl. Ishihara (1986), Dobry & Vucetic (1987), Holzlöhner (1988), Sun et al. (1988).

Hinsichtlich der Abnahme des Schubmoduls bzw. der Zunahme der Dämpfung mit größer werdenden Scherdehnungsamplituden wurde in der Vergangenheit zwischen Sand und Ton unterschieden. Inzwischen wird auf diese Trennung verzichtet und versucht, einheitliche Formeln aufzustellen. Untersuchungen zeigen, daß der bezogene Schubmodul G/G_{\max} und die Dämpfung stark von der Plastizität des Bodens abhängen. Bei Böden niedriger Plastizität beeinflusst auch die mittlere effektive Spannung den Verlauf des bezogenen Schubmoduls und

der Dämpfung. Empirische Kurven zur Beschreibung dieser Abhängigkeit wurden von Sun et al. (1988), Vucetic & Dobry (1991) sowie Ishibashi & Zhang (1993) vorgestellt.

3. Anwendungsbeispiele

In den nachfolgenden Abschnitten werden einige Anwendungsbeispiele vorgestellt. Im einzelnen handelt es sich um

- Parameterstudien des Einflusses der Bodenkennwerte auf die seismische Bodenantwort
- Beispiel zur Abschätzung des Verflüssigungspotentials anhand von in-situ Sondierergebnissen. Einfluß der Bodenkennwerte sowohl auf die Berechnung der Aktionen (indirekte Erregung) als auch auf die Abschätzung des Verflüssigungswiderstandes des Bodens.
- Beispiel für die dynamische Erddruckbelastung einer Stützmauer unter Berücksichtigung der Massenträgheit der Mauer
- Einflußparameter bei der Berechnung der seismischen Antwort von Pfählen.

Diese Beispiele beziehen sich auf Aspekte, welche in der ENV 1998-5 ausführlich behandelt werden. Dies gilt insbesondere für die ersten drei. Bemessungskriterien für Pfahlgründungen werden zwar in der ENV 1998-5 angegeben, deren Implementierung bleibt jedoch schwierig, da die entsprechenden Berechnungsunterlagen entweder aufwendige Rechenprogramme oder eine vertiefte Kenntnis der internationalen Fachliteratur erfordert.

Ein weiteres, für die Dimensionierung von Flachgründungen wichtiges Thema, ist die Grundbruchsicherheit von Fundamenten bei seismischer Belastung. Dies wird in (7)P, §5.4.1.1., ENV 1998-5 ausführlich behandelt. Die entsprechenden Berechnungsverfahren sind jedoch nicht ausgereift. Bis vor kurzem wurde die seismische Grundbruchsicherheit von Fundamenten auf trockenen Böden mit Hilfe von pseudo-statischen Methoden untersucht. Dabei wurde die Exzentrizität und die Neigung der Lasten, welche aus den Trägheitskräften der darüberliegenden Baukonstruktion hervorgerufen werden, bestimmt. Die Sicherheit wurde dann mit Hilfe der klassischen Grundbruchformel überprüft.

Eine Erdbebenbelastung erzeugt jedoch auch Kräfte in der Bodenmasse, welche im Gleichgewicht mit den dynamischen Spannungen (vorwiegend horizontale Schubspannungen) stehen. Diese Spannungen mobilisieren nur einen Teil der zur Verfügung stehenden

Scherfestigkeit. Diesbezüglich existieren nur wenige Studien, Richards et al. (1993), Sarma & Iossifelis (1990), Pecker (1994).

In den meisten dieser Arbeiten erlaubt die Art der Einbeziehung der seismischen Bodenkräfte in die Berechnung keine klare Trennung der Einflüsse der seismischen Kräfte des Bodens und der Trägheitskräfte aus der Baukonstruktion. Ergebnisse dieser Studien zeigen eine erhebliche Abnahme der Grundbruchsicherheit bei Berücksichtigung der seismischen Bodenkräfte. Dies steht jedoch im Gegensatz zu Beobachtungen des Fundamentverhaltens bei Erdbeben: Wären die seismischen Bodenkräfte so wichtig, dann wäre über Schadensfälle viel öfter berichtet worden, da die meisten Fundamente ohne Einbeziehung der seismischen Bodenkräfte dimensioniert werden.

Bei wassergesättigten (vorwiegend kohäsionslosen) Böden muß der Einfluß der Trägheitskräfte aus der Baukonstruktion und der Bodenmasse mit der Entwicklung von Porenwasserüberdruck und der damit verbundenen Abnahme der effektiven Spannungen und der effektiven Scherfestigkeit gekoppelt werden. Dieses Phänomen wird in ENV 1998-5 in seiner extremen Form, d.h. Verflüssigung, berücksichtigt. Fundamentversagen kann jedoch auch bei niedrigeren Porenwasserdrücken auftreten, ein Fall, der bei der Verflüssigungsuntersuchung nicht erfaßt wird. Durchgeführte Studien diesbezüglich basieren auf numerischen Verfahren und sind standortspezifisch, so daß die Aufstellung von Entwurfsregeln nicht möglich ist.

Somit ist es notwendig, in einem zukünftigen Vorhaben, die verschiedenen Einflußgrößen zu beurteilen und zu quantifizieren: Trägheitskräfte der Baukonstruktion, seismische Bodenkräfte, Phasenunterschied zwischen den einzelnen Kräften und Entwicklung von Porenwasserüberdruck.

3.1 Beispiel 1.:

Einfluß der Bodenkennwerte auf die seismische Bodenantwort

Anhand einer Parameterstudie soll die Empfindlichkeit der angenommenen Bodenkennwerte für das nichtlineare Bodenverhalten aufgezeigt werden. Hierfür werden nachfolgend elastische

Antwortspektren für ein idealisiertes Bodenprofil mit Hilfe des weitverbreiteten Programms SHAKE (Idriss & Sun, 1988, Schnabel et al., 1972) berechnet.

Es wird ein einfaches Bodenprofil, bestehend aus einer 35 m dicken Tonschicht auf einer Felsunterlage, gewählt. Für die Bodendichte und den Schubmodul bei kleinen Dehnungen wird $\rho = 2 \text{ Mg/m}^3$ und $G_{\max} = \text{konstant}$ angesetzt. Der Schubmodul bei kleinen Dehnungen G_{\max} wurde anhand von seismischen in-situ Messungen ermittelt und beträgt $G_{\max} = 45 \text{ MPa}$. Zur Berücksichtigung der natürlichen Streuung der Meßergebnisse wird der Rechenwert des Schubmoduls zwischen $G_{\max} = 40 \text{ MPa}$ und $G_{\max} = 50 \text{ MPa}$ variiert. Zugunsten einer anschaulicheren Darstellung wird hier der Einfluß der Überlagerungsspannung auf G_{\max} nicht berücksichtigt. Dies würde zu einer Zunahme des Schubmoduls (dynamische Bodensteifigkeit) mit der Tiefe ab Geländeoberkante führen.

Die nichtlinearen Eigenschaften des Tons werden anhand von Literaturangaben abgeschätzt. Hierfür werden z.B. die bei Vucetic & Dobry (1991) oder bei Sun et al. (1988) angegebenen Kurven herangezogen. Die Schubmodulabnahme mit der Dehnungsamplitude wird nur als Funktion der Plastizitätszahl bestimmt. Bei den o.g. Literaturquellen handelt es sich um Mittelwerte, deren Zuverlässigkeit noch nicht überprüft worden ist. Hinzu kommt die Streuung bei der Bestimmung der Fließgrenze (w_L) im Labor und demzufolge auch der Plastizitätszahl. Eine Auswertung von Roblee et al. (1994) zeigt, daß die Streuung der Versuchsergebnisse von der Dehnungsamplitude abhängt. Die größere Schwankung des Absolutwertes zeigt sich bei einer Dehnung von 0,1%, wogegen die relative Schwankung mit wachsender Dehnung zunimmt. Bei einer Dehnung von 0,1% und für eine Plastizitätszahl $I_p = 25\%$ schwankt der Wert des bezogenen Schubmoduls zwischen 0,25 und 0,65, während für eine Plastizitätszahl $I_p=50\%$ die entsprechenden Werte zwischen 0,45 und 0,80 liegen. Die zwei gewählten repräsentativen Kurven für den bezogenen Schubmodul sind in Bild 1.1 dargestellt. In dem selben Bild sind auch die entsprechenden Kurven für die Variation der Dämpfung D mit der Scherdehnungsamplitude γ eingetragen. Die beiden Böden werden mit „A“ bzw. „B“ bezeichnet.

Somit werden insgesamt 4 Fälle untersucht:

„1A“: $G_{\max} = 40$ MPa und nichtlineares Bodenverhalten „A“

„1B“: $G_{\max} = 40$ MPa und nichtlineares Bodenverhalten „B“

„2A“: $G_{\max} = 50$ MPa und nichtlineares Bodenverhalten „A“

„2B“: $G_{\max} = 50$ MPa und nichtlineares Bodenverhalten „B“

Als Erregung wird ein Erdbeben mit einem Beschleunigungsmaximalwert von $0,1g$ (g bezeichnet die Erdbeschleunigung) gewählt, welches an der freien Felsoberkante angesetzt wird. Hier wiederum wird zwischen zwei Fällen unterschieden: Für den ersten Fall „EB1“ wird ein synthetischer Beschleunigungszeitverlauf benutzt, wogegen für den Fall „EB2“ der Zeitverlauf Diamond Heights des Loma Prieta Erdbebens angesetzt wird.

Die Ergebnisse der seismischen Berechnung sind in den Bildern 1.2 bis 1.11 in Form von Beschleunigungsantwortspektren für eine Strukturdämpfung von 5% dargestellt. Man erkennt den starken Einfluß der zugrundegelegten Bodenkennwerte. Vergleicht man für das Erdbeben EB1 die Bodenprofile 1A und 2B miteinander (vgl. Bild 1.6), ergeben sich bei einer Periode von $0,32$ sec die Spektralwerte $0,14g$ und $0,35g$, d.h. ein Unterschied von 250%.

Die Eigenperiode eines Hochhauses auf starrer Gründung beträgt näherungsweise

$$T = 0,08 N$$

wobei N die Anzahl der Stockwerke ist. Eine Periode von $0,32$ sec entspricht demnach einem 4-stöckigen Haus.

Bei dem hier vorgestellten Beispiel führt somit ein ca. 20%-Fehler bei der Bestimmung des dynamischen Schubmoduls (40 MPa statt 50 MPa) und ein (je nach Dehnungsamplitude) 15% bis 30%- Fehler bei der Abschätzung des nichtlinearen Verhaltens des Bodenmaterials (vgl. Bild 1.1) zu einer 2,5-fachen Überschätzung bzw. Unterschätzung der Beschleunigung.

Der Unterschied zwischen den beiden Profilen ist bei dem Erdbeben EB2 kleiner (vgl. Bild 1.11), da dieses ein schmaleres Spektrum aufweist. Die entsprechenden Werte bei einer Periode $T = 0,4$ sec betragen $0,2g$ und $0,37g$, so daß sich ein Unterschied von ca. 185% ergibt.

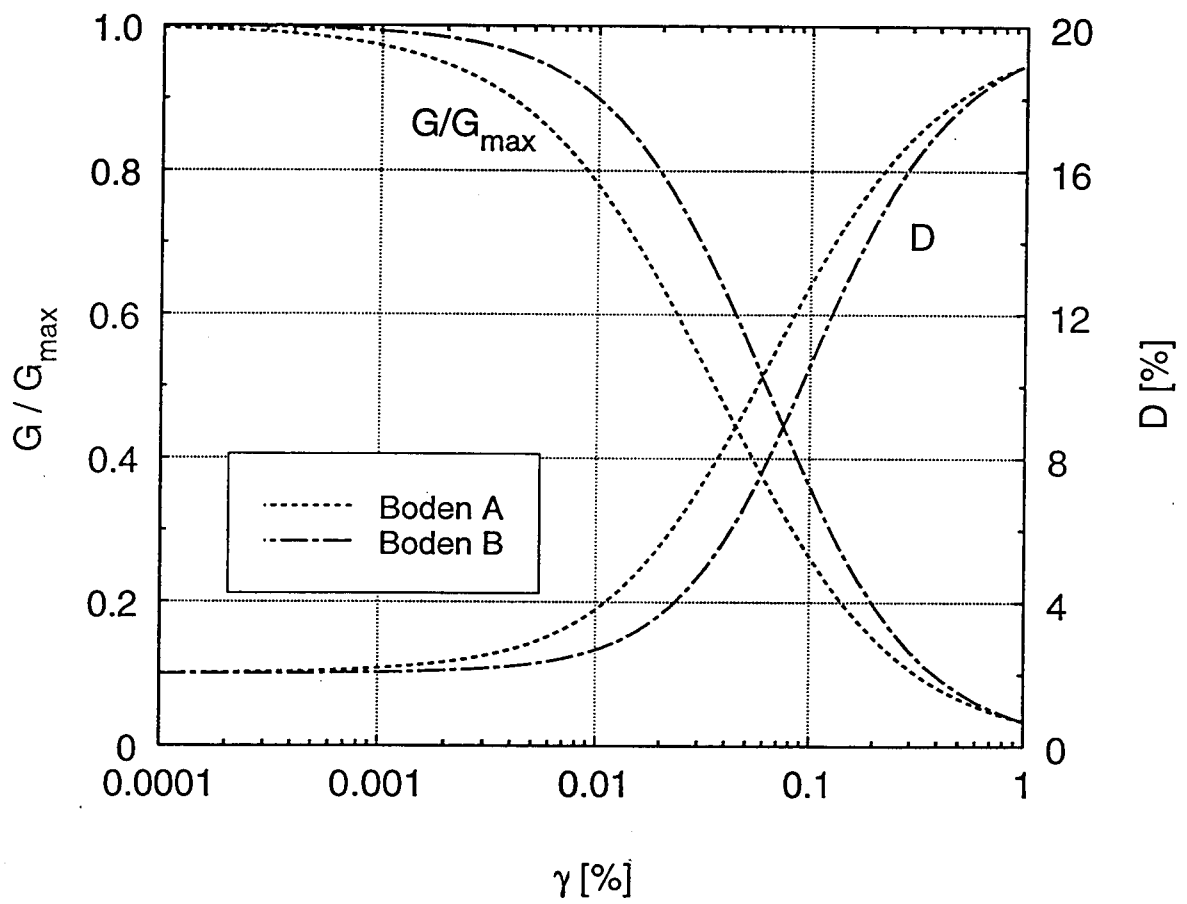


Bild 1.1

Erdbeben EB1; Bodenprofil 1A

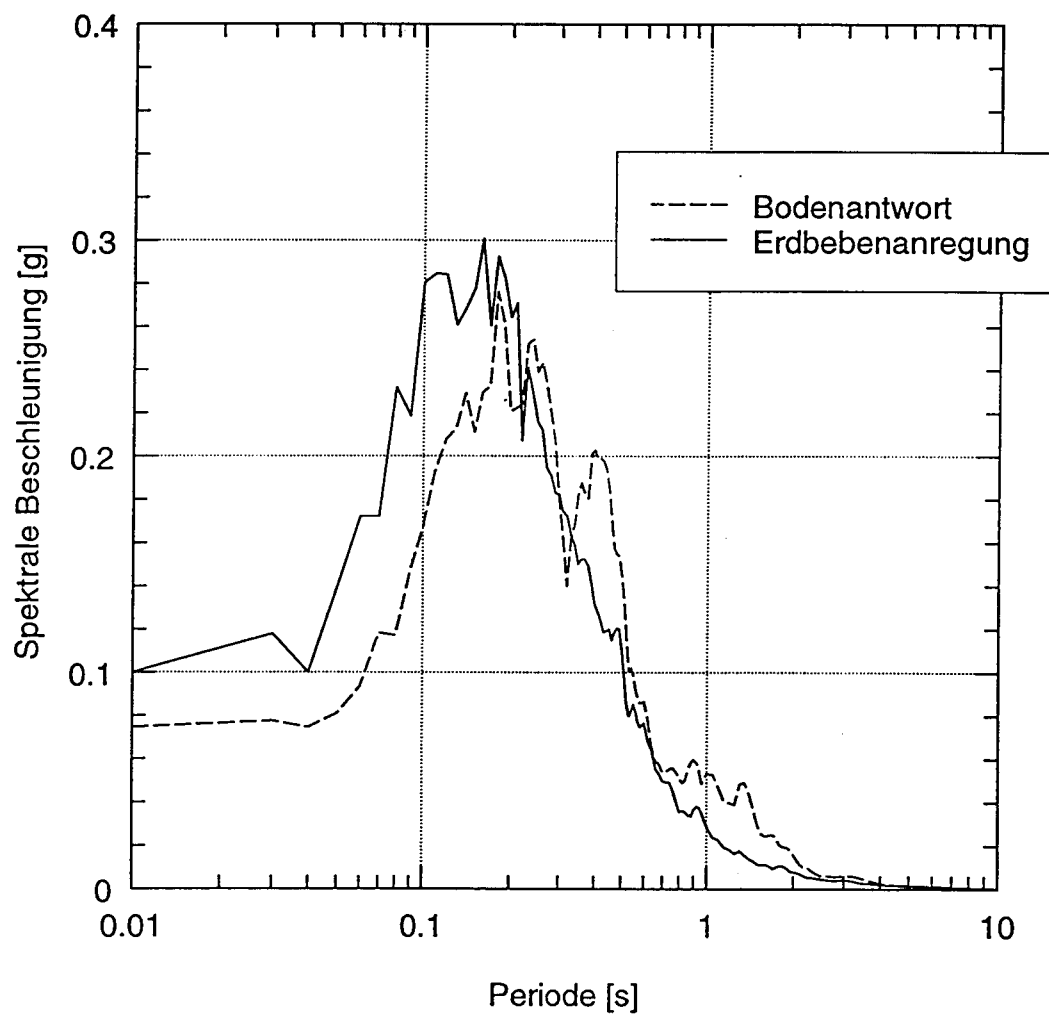


Bild 1.2

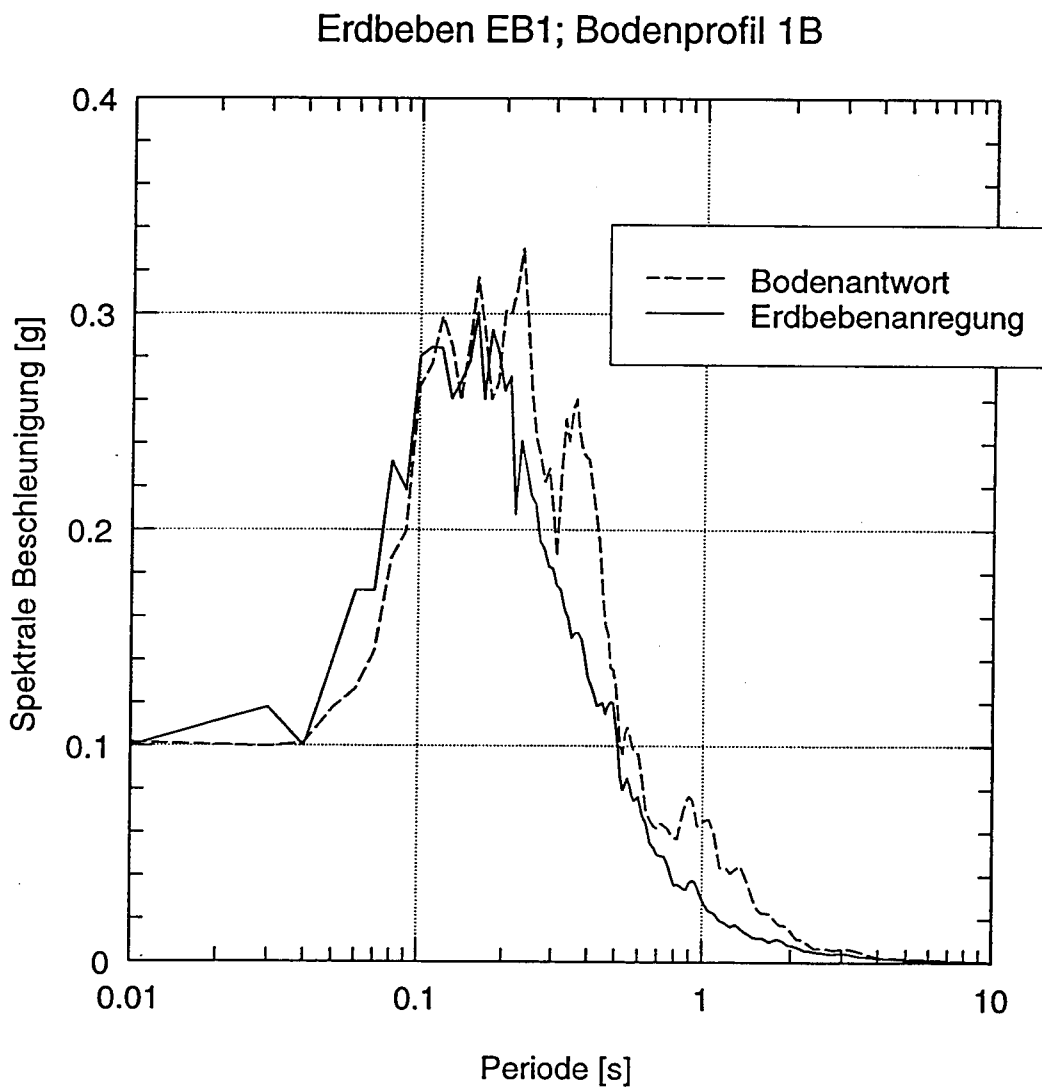


Bild 1.3

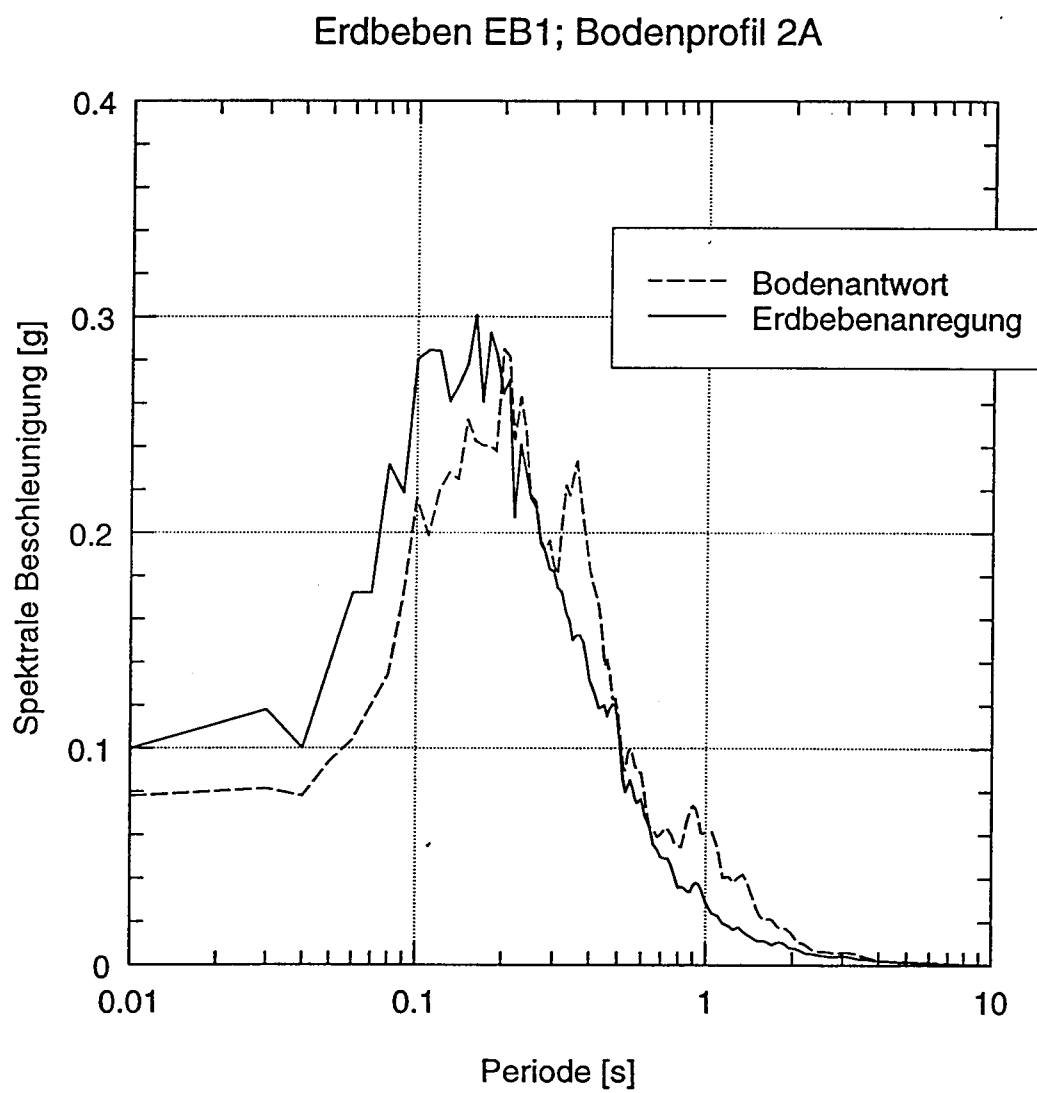


Bild 1.4

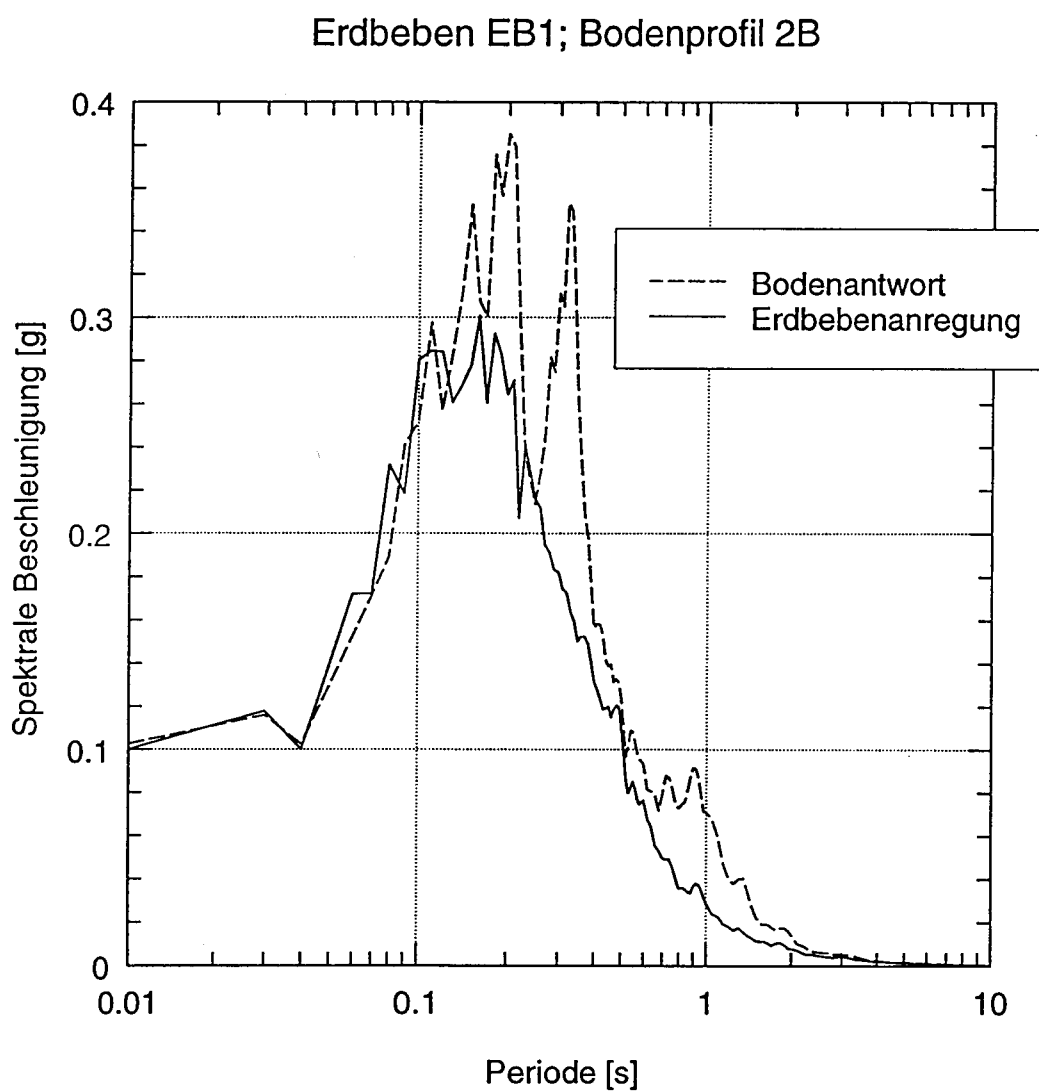


Bild 1.5

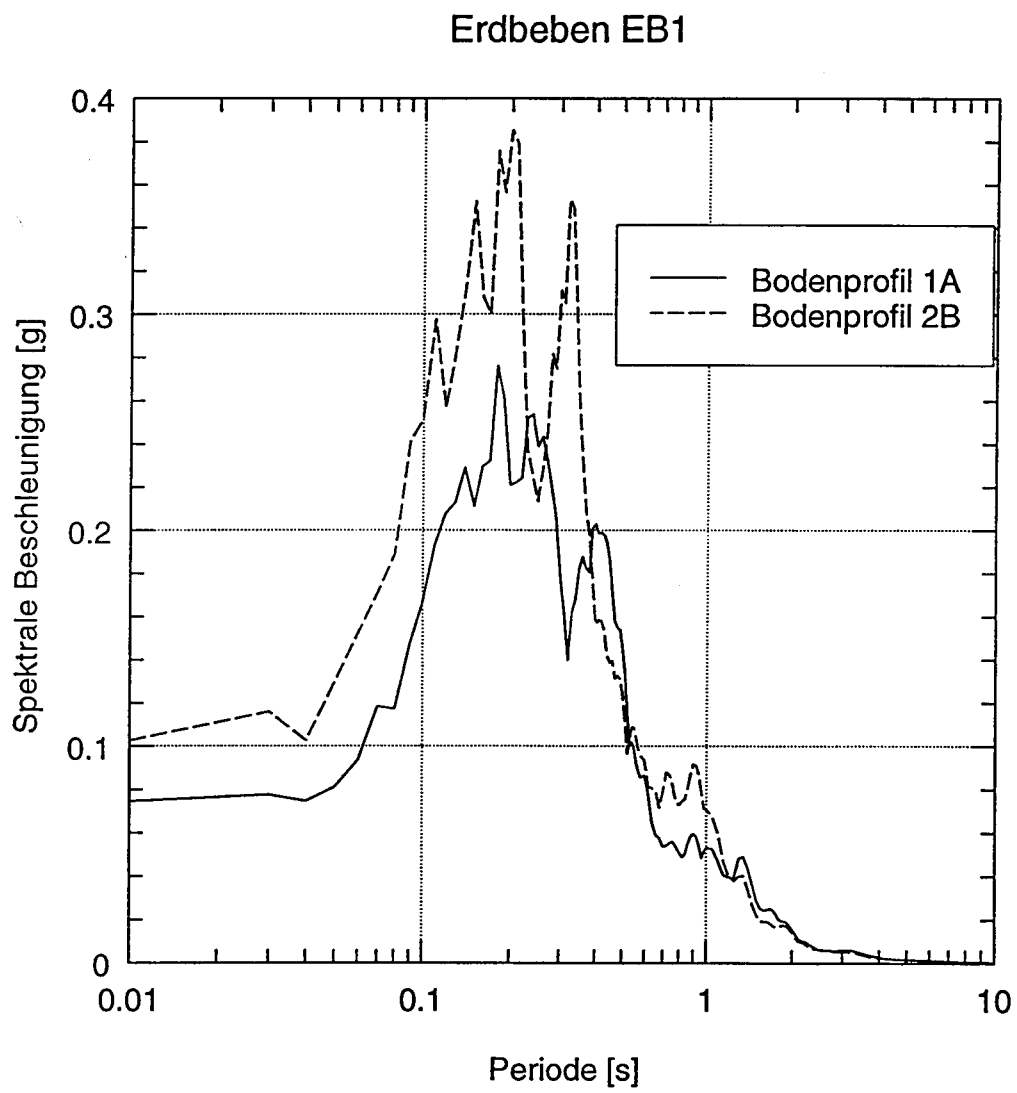


Bild 1.6

Erdbeben EB2; Bodenprofil 1A

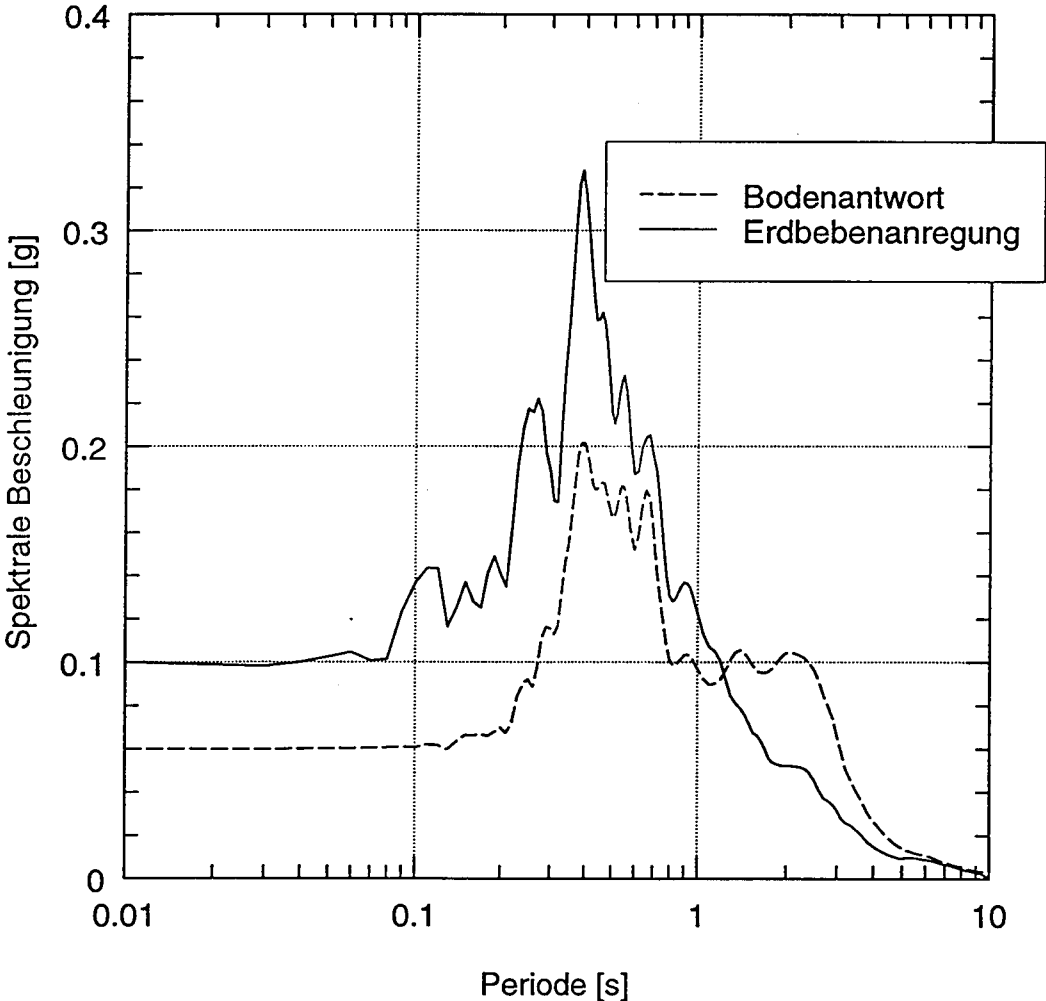


Bild 1.7

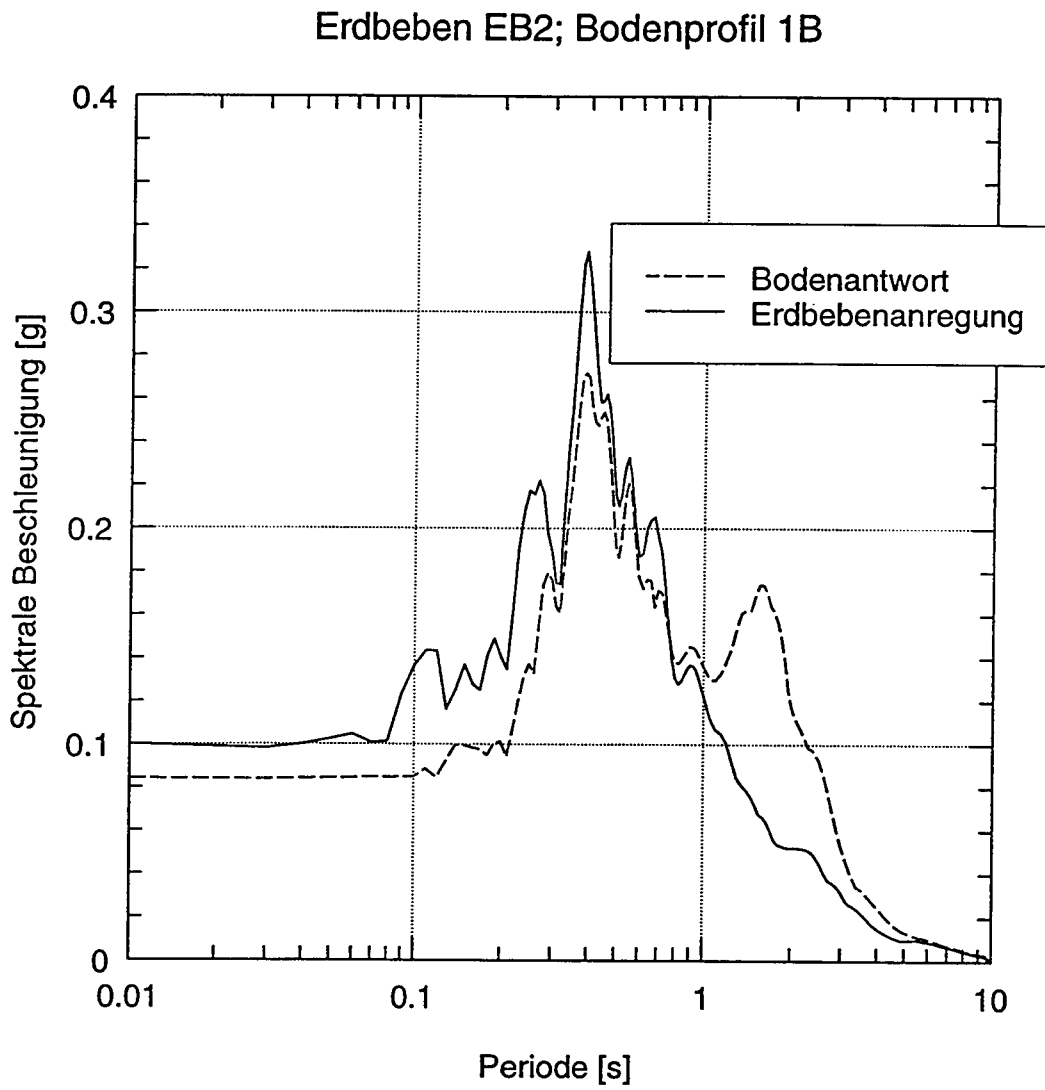


Bild 1.8

Erdbeben EB2; Bodenprofil 2A

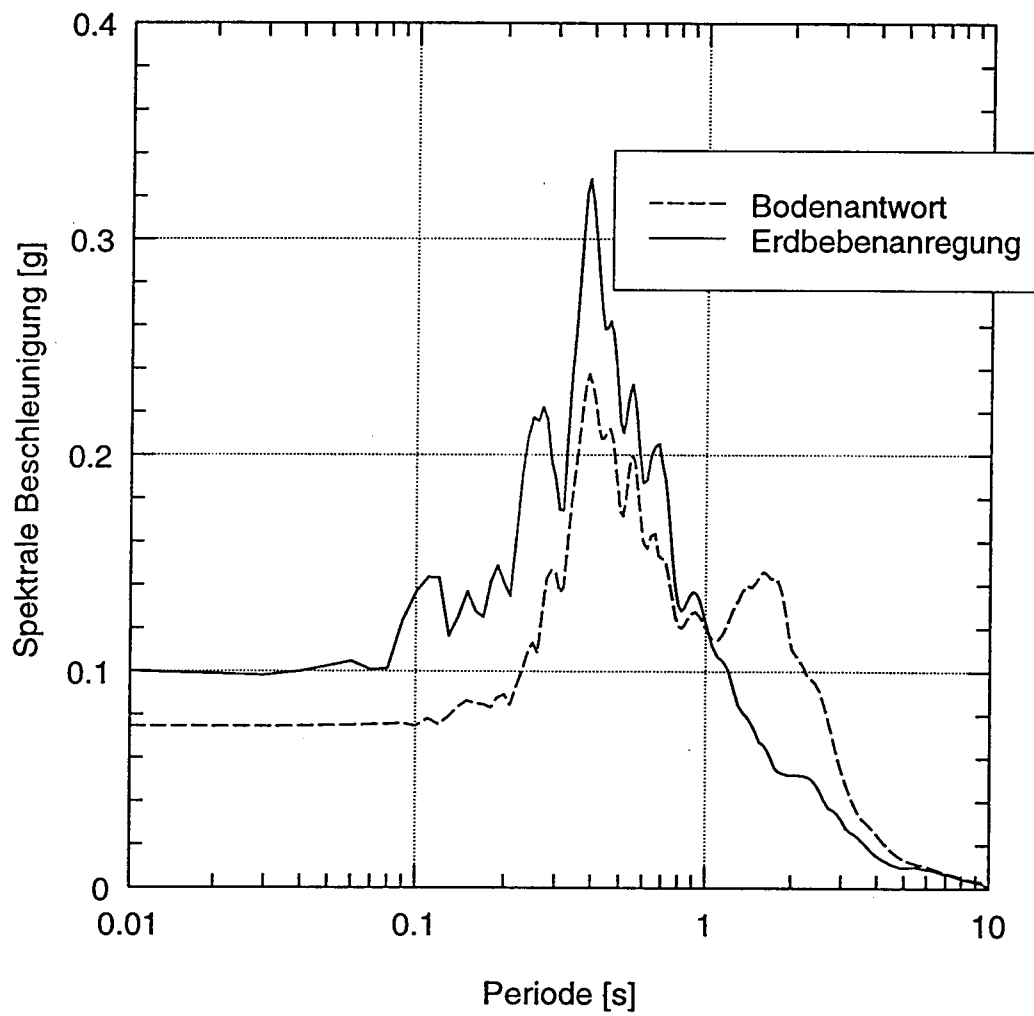


Bild 1.9

Erdbeben EB2; Bodenprofil 2B

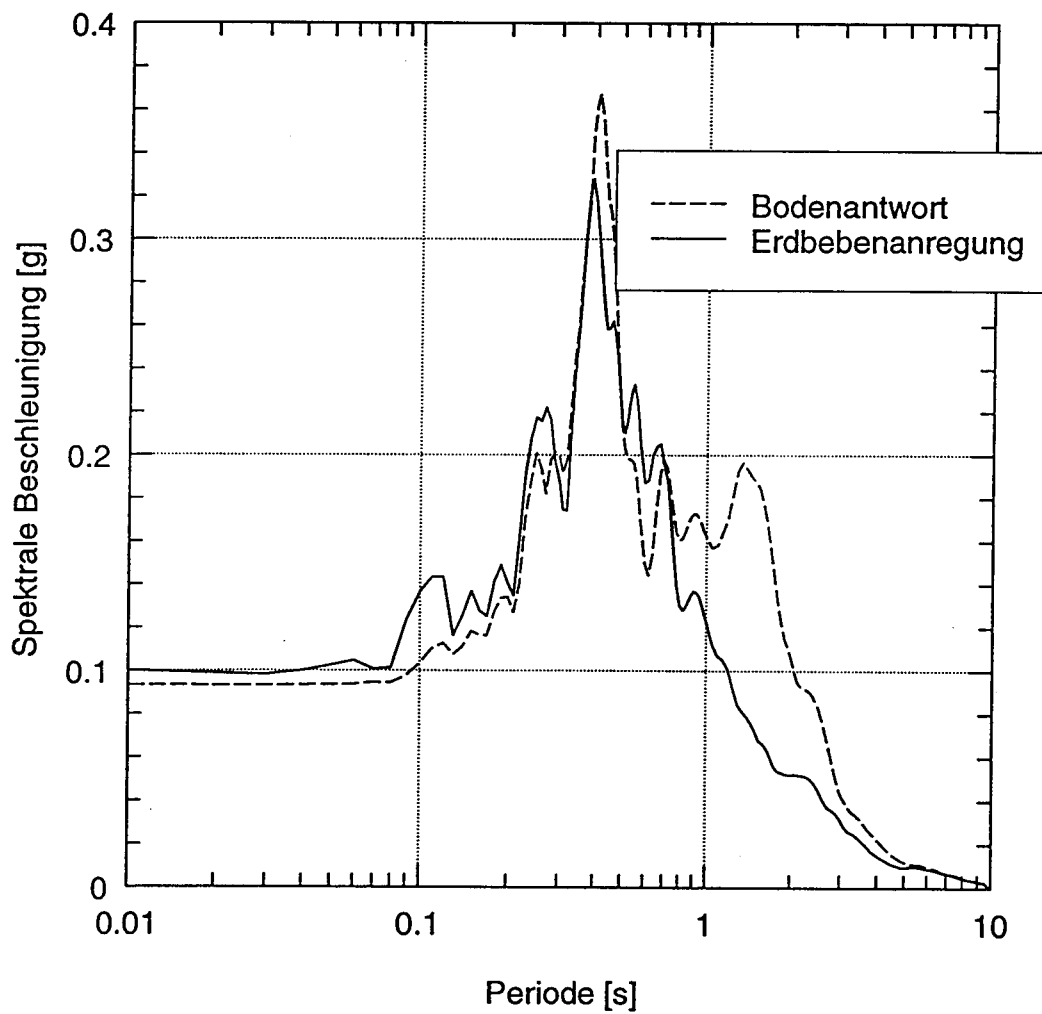


Bild 1.10

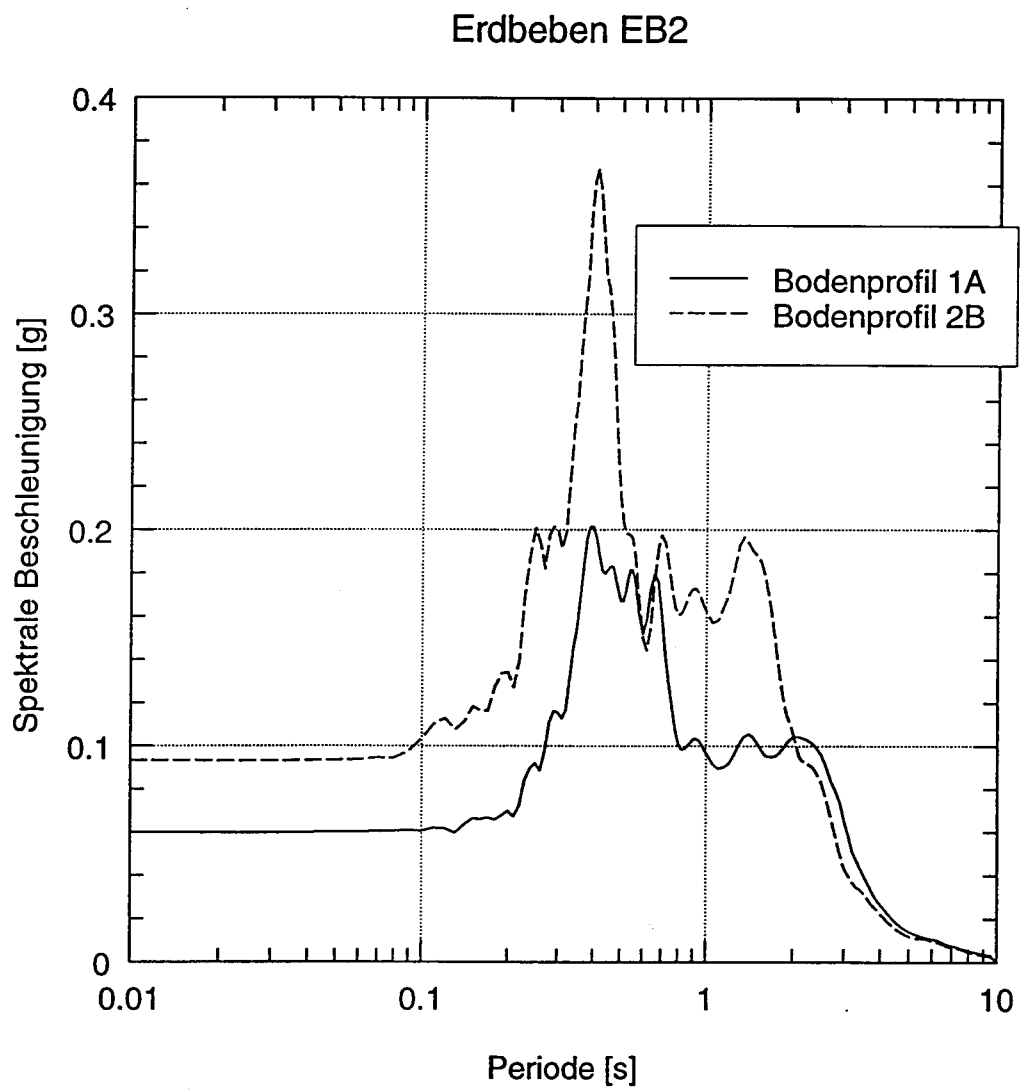


Bild 1.11

3.2 Beispiel 2.:

Abschätzung des Verflüssigungspotentials

Vorerst werden einige Bemerkungen zu dem in ENV 1998-5 angegebenen Verfahren gemacht.

- 1) Zur Zeit existiert keine Methode, welche die direkte Bestimmung des Verflüssigungspotentials erlaubt. Was gemessen wird (direkt oder indirekt), sind verschiedene Parameter, welche die Neigung des Bodens zur Verflüssigung bei seismischer Belastung beeinflussen. Die Empfehlungen der ENV 1998-5 basieren auf Ergebnissen von Standard Penetration Tests (SPT) bzw. von Cone Penetration Tests (CPT). Die gemessene Schlagzahl N des SPT ist eine Funktion der effektiven Überlagerungsspannung σ'_{v0} und demzufolge auch der Tiefe ab Geländeoberkante. Die Normierung erfolgt durch Multiplikation mit dem Faktor C_N wobei

$$C_N = \sqrt{100 / \sigma'_{v0}} \quad N_I = N_{SPT} C_N = N_I(60)$$

Dabei wird σ'_{v0} in kPa angegeben. Die mit diesem Faktor multiplizierte Schlagzahl wird mit N_I bezeichnet, mit dessen Hilfe dann der Nachweis geführt wird. Gleichzeitig schreibt ENV 1998-5, §4.1.3, (4)P vor, daß für Tiefen kleiner als 3 m die gemessenen SPT-Werte um 25% abgemindert werden müssen. Neben der o.a. Formel existieren in der Literatur Empfehlungen hinsichtlich der Bestimmung des Korrekturfaktors. Der o.a. Korrekturfaktor wird auch zur Bestimmung der Lagerungsdichte mittels SPT benutzt.

- 2) Die Anwendung der obigen Gleichung für C_N setzt voraus, daß eine Annahme hinsichtlich der Dichte der einzelnen Bodenschichten im voraus getroffen wird. Für $\sigma'_{v0} < 100$ kPa ergibt die Benutzung der Gleichung für C_N eine Erhöhung der gemessenen Schlagzahl. Für eine mittlere Feuchtwichte $\gamma = 19$ kN/m³ wird $C_N < 1$, sobald eine Tiefe von 5,3 m erreicht wird. Steht das Grundwasser an der Oberfläche, dann wird $C_N < 1$ erst ab einer Tiefe von 11,1 m. Im letzten Fall ist für eine Tiefe von 3 m der Wert des Korrekturfaktors gleich 1,93 und für eine Tiefe von 2 m sogar gleich 3,33. In der Praxis wird oft ein oberer Grenzwert

$C_N = 2$ angesetzt. Da die Größe der eingepprägten seismischen Belastung mit zunehmender Tiefe ab Geländeoberkante abnimmt, muß besonders auf die zuverlässige Erfassung der Bodenverhältnisse in der oberen Schicht geachtet werden. In dieser Hinsicht ist die richtige Abschätzung der normierten Schlagzahl N_1 von großer Bedeutung.

3) Mit zunehmendem Feinanteil im Boden nimmt die Verflüssigungsgefahr ab. Die entsprechenden Vorgaben werden in ENV 1998-5, §4.1.3, (10) zusammengestellt und gelten für verhältnismäßig leichte Erdbeben mit einem Bemessungswert des Bodenbeschleunigungsverhältnisses von 0,15. Neben dem Tonanteil wird auch die Plastizitätszahl als Kennzahl benutzt. Ähnliche Kriterien werden in der internationalen Erdbebenpraxis angewandt. Es handelt sich um die sogenannten Chinesischen Kriterien für bindige Böden. Sie lauten wie folgt:

- 1.) %-Feinanteil ($< 0,005$ mm) kleiner oder gleich 20%
- 2.) Fließgrenze w_L kleiner oder gleich 35%
- 3.) natürlicher Wassergehalt größer oder gleich $0,9 w_L$
- 4.) Liquiditätszahl IL größer oder gleich 0,75

Böden, die alle o.g. Kriterien erfüllen, sind verflüssigungsgefährdet. Diese Kriterien wurden vorgeschlagen, ohne die Ungenauigkeit bei der Bestimmung der entsprechenden Bodenkennzahlen zu berücksichtigen. Studien, bei denen die Streuung der ermittelten Bodenkennwerte innerhalb des eigenen Laboratoriums sowie im Vergleich zu anderen Laboratorien ermittelt worden ist, ergaben, daß die folgenden Korrekturen gemacht werden müssen, um die Unsicherheit bei der Ermittlung der Kennwerte richtig erfassen zu können, vgl. Finn (1993).

- Abminderung des Feinanteils um 5%
- Erhöhung der Fließgrenze um 2%
- Erhöhung des Wassergehalts um 2%

Diese Studien sind noch nicht abgeschlossen. Angewandt auf die Untersuchung eines durch Verflüssigung gefährdeten Damms, ergab die Variation bei den o.a. Kriterien eine überproportionale Variation der Größe der zu verbessernden Zone, vgl. Finn (1993).

Nun zum Verfahren: Die durch das Erdbeben hervorgerufene seismische Scherspannung wird nach dem Näherungsausdruck

$$\tau_e = 0,65 \alpha S \sigma_{v0}$$

abgeschätzt, wobei α den Bemessungswert des Beschleunigungsverhältnisses, S den in Abschnitt 4.2.2. von Teil 1-1 des ENV 1998 eingeführten Bodenparameter, und σ_{v0} die vertikale Überlagerungsspannung (totale Spannung) bedeuten. Dieser Ausdruck sollte für Tiefen größer als 20 m nicht angewandt werden. Der o.a. Näherungsausdruck beinhaltet in der Literatur einen Abminderungsfaktor $r_d < 1$, da in der Vergangenheit geglaubt wurde, daß die Bodenbeschleunigungen immer mit der Tiefe abnehmen. Dies ist jedoch nicht sicher in einem verflüssigten Boden. Das Gegenteil sogar ist nicht auszuschließen (vgl. Tiefenmessungen in Port Island beim Erdbeben von Kobe 1995). Da die vorgeschlagenen Werte für r_d in geringen Tiefen sowieso unwesentlich kleiner eins sind, ist die Benutzung von $r_d = 1$ berechtigt.

Das nachfolgende Beispiel soll die Anwendung des in ENV 1998-5 dargestellten Verfahrens aufzeigen.

Wir betrachten einen inhomogenen Baugrund, der aus mehreren Schichten aus Sand, schluffigem Sand und Ton über einer Felsunterlage besteht. Die Schichten sind in der Tabelle in Bild 2.1 zusammengestellt. Grundwasser steht bis zur freien Geländeoberkante an. Die Bodenklassifizierung erfolgte anhand von Bohrerergebnissen. Während der Bohrarbeiten wurden bei ausgewählten Tiefen Standard Penetration Tests (SPT) durchgeführt. Es wurde jeweils die Schlagzahl N_{SPT} für 30 cm Eindringung gemessen. Die gemessenen Werte wurden auf ein 60% Verhältnis der Schlagenergie zu der theoretischen Freifall-Energie bezogen. Die entsprechenden Werte werden mit $N_{1(60)}$ bezeichnet. Für Tiefen kleiner als 3 m, wurde der gemessene Wert N_{SPT} um 25% abgemindert, gemäß den Angaben von ENV-1998-5, §4.1.3.

Wegen der Variabilität der dynamischen Bodenkenwerte wurde neben der vereinfachten Berechnung auch eine genaue Berechnung der seismischen Bodenantwort zur Bestimmung der seismischen Schubspannungen durchgeführt. Die Abschätzung des Verflüssigungspotentials mit Hilfe der vereinfachten Methode kann nur für Tiefen kleiner als 20 m angewandt werden (vgl. ENV 1998-5, §4.1.3).

Die dynamischen Bodenkennwerte für die seismische Berechnung werden bestimmt i) aus in-situ seismischen Versuchen (Refraktionsmessungen, Cross-Hole Messungen, Down-Hole, Up-Hole oder seismischen CPT Tests) und ii) aus Resonant-Column Versuchen im Labor. Letztere werden zur Bestimmung i) der nichtlinearen Eigenschaften (Schubmodulabnahme und Dämpfungszunahme mit wachsender Scherdehnungsamplitude) sowie ii) der Abhängigkeit des Schubmoduls bei kleinen Dehnungen von der mittleren effektiven Spannung und demzufolge von dem Überlagerungsdruck verwendet.

Die Dichte wird für die ungestörten bindigen Böden im Labor bestimmt. Für die nichtbindigen Böden wird sie anhand der Ergebnisse der SPT-Tests abgeschätzt. Hierfür wird z.B. die bei Skempton (1986) beschriebene Rückrechnungsprozedur herangezogen.

Das daraus resultierende Tiefenprofil der Scherwellengeschwindigkeit ist in Bild 2.2 dargestellt. Bei dünnen Schichten werden die dynamischen Bodenkennwerte als konstant angesetzt, während für dickere Schichten die Variation des Schubmoduls mit der mittleren effektiven Spannung bzw. mit der Tiefe innerhalb der Schicht angesetzt wird.

Die nichtlineare Variation des Schubmoduls und der Dämpfung mit der Scherdehnungsamplitude für die Böden, die nicht im Resonant-Column Gerät untersucht worden sind, wird anhand von Entwurfskurven aus der Literatur abgeschätzt, vgl. Seed et al. (1986), Vucetic & Dobry (1991).

Die Abschätzung des Verflüssigungspotentials basiert auf dem Vergleich des durch das Erdbeben hervorgerufenen zyklischen Schubspannungsverhältnisses τ_e/σ'_{v0} mit dem bezogenen zyklischen Widerstand des Bodens. τ_e ist die seismische Schubspannung und σ'_{v0} ist die vertikale effektive Spannung.

Die seismische Erregung ist gegeben durch einen synthetischen Beschleunigungszeitverlauf mit einem maximalen Wert von

$$a_{\max} = 0.3g,$$

gegeben, wobei g die Erdbeschleunigung ist. Die Erregung ist für die freie Felsoberfläche angegeben. Die Magnitude des Erdbebens beträgt $M = 7.6$. Der Erdbebenzeitverlauf ist im Bild 2.3a dargestellt und das zugehörige Fourier-Spektrum in Bild 2.3b.

Die Berechnung der seismischen Baugrundantwort erfolgt mit Hilfe des Programms SHAKE, Schnabel et al. (1972), Idriss & Sun (1992). Es basiert auf einer äquivalent linearen Berechnung in totalen Spannungen. Die mittlere seismische Schubspannung wird aus dem Zeitverlauf der seismischen Schubspannung ermittelt und beträgt

$$\tau_e = 0,65 \tau_{e,max}$$

Die mittlere Schubspannung wird auf die vertikale effektive Spannung bezogen. Die Verteilung des Schubspannungsverhältnisses τ_e/σ'_{v0} über die Tiefe ist im Bild 2.4 dargestellt.

Die Abschätzung des Verflüssigungspotentials wird zuerst für die Mitte der Schicht Nr. 3, d.h. in einer Tiefe von 12 m vorgenommen.

Dort beträgt die gemessene Schlagzahl des SPT Tests:

$$z = 12 \text{ m} : N_{\text{SPT}} = 9.$$

Der SPT Test wurde nach der Standard Methode durchgeführt, so daß eine Korrektur für die Schlagenergie nicht erforderlich ist.

Laut Bodenklassifizierung handelt es sich dort um einen schluffigen Sand mit 8% Feinanteil. Dabei ist als Feinanteil der Siebdurchgang in % für das 75- μm Sieb definiert.

Die Korrektur für den Einfluß der Überlagerungsspannung auf die SPT-Ergebnisse erfolgt durch Multiplikation der gemessenen N_{SPT} Werte mit

$$C_N = (100/\sigma'_{v0})^{1/2}$$

vgl. ENV 1998-5, §4.1.3

Somit ist

$$N_{1(60)} = N_{\text{SPT}} C_N$$

Die effektive Überlagerungsspannung beträgt:

$$\text{bei } 12 \text{ m} : \sigma'_{v0} = 108 \text{ kPa,}$$

so daß

$$C_N = 0,96.$$

Somit beträgt der normierte Standard Penetration Index

$$N_1(60) = 0,96 \cdot 9 \approx 9.$$

Nach Bild C1, Anhang C, ENV 1998-5, welches die Beziehung zwischen dem zyklischen Schubspannungsverhältnis bei Verflüssigung und dem SPT-Index $N_1(60)$ für reine Sande und schluffige Sande für Erdbeben der Magnitude $M = 7,5 \approx 7,6$ darstellt, erhält man durch Interpolation:

zum Auftreten von Verflüssigung: $\tau_e / \sigma'_{v0} = 0,11$.

Aus der Berechnung der seismischen Bodenantwort erhält man das durch das Erdbeben erzeugte Schubspannungsverhältnis, vgl. Bild 2.4. In einer Tiefe von 12 m:

Erregung durch Erdbeben: $\tau_e / \sigma'_{v0} = 0,32 > 0,11$

Dies bedeutet, daß im Fall des gewählten Erdbebens der Boden in dieser Tiefe sich verflüssigen wird.

Analog hierzu erfolgt die Untersuchung z.B. der schluffig sandigen Schicht Nr. 6, welche einen 15% Feinanteil aufweist. In der Schichtmitte ($z = 22,5$ m) beträgt die gemessene SPT Schlagzahl $N_{SPT} = 20$. Die vertikale effektive Überlagerungsspannung beträgt dort:

$$\sigma'_{v0} = 202,5 \text{ kPa ,}$$

welche einen Korrekturfaktor

$$C_N = 0,7$$

liefert, so daß der normierte Standard Penetration Index

$$N_1(60) = 0,7 \cdot 20 = 14$$

ist.

Nach Bild C1, Anhang C, ENV 1998-5 folgt:

zum Auftreten von Verflüssigung: $\tau_e / \sigma'_{v0} = 0,24$.

Das durch das Erdbeben erzeugte Schubspannungsverhältnis wird dem Bild 2.4 entnommen:

Erregung durch Erdbeben: $\tau_e / \sigma'_{v0} = 0,22 < 0,24$.

Somit tritt keine Verflüssigung auf.

Die oben beschriebene Prozedur wird für verschiedene Tiefen wiederholt. Als Ergebnis bekommt man die durch Verflüssigung gefährdete Zone.

Hätte man die in ENV 1998-5 angegebene Näherungsformel zur Bestimmung der durch das Erdbeben erzeugten Schubspannung in der Tiefe von $12 \text{ m} < 20 \text{ m}$ benutzt, wäre die Rechnung wie folgt:

Bestimmung der totalen Überlagerungsspannung σ_{v0} aus den Dicken und totalen Wichten der einzelnen Schichten. Hier ist:

$$z = 12\text{m}: \sigma_{v0} = 228 \text{ kPa.}$$

Für $\alpha=0,3$ und $S=1,0$ erhält man dann

$$\tau_e = 0,65 \cdot 0,3 \cdot 1,0 \cdot 228 = 44,5 \text{ kPa}$$

so daß schließlich:

$$\text{Erregung durch Erdbeben: } \tau_e / \sigma'_{v0} = 44,5 / 108 = 0,41.$$

Dieser Wert ist um 25% höher als der aus der seismischen Berechnung ermittelte Wert von 0,32. Hätte man den in der Literatur angegebenen tiefenabhängigen Abminderungsfaktor berücksichtigt (in erster Näherung $r_d = 1 - 0,015 z$),

$$r_d = 0,82,$$

wäre die Abweichung geringer.

Abschließend soll festgehalten werden, daß - im Gegensatz zu statischen Fragestellungen - die Wahl der Bodenkennwerte sowohl die Charakteristik der Bodenerregung an der zu untersuchenden Stelle als auch die Abschätzung des Widerstands des Bodens gegen Verflüssigung sehr stark beeinflusst.

Schicht Nr.	Bodenart	Tiefe [m]
1	Schluffiger Sand	0.0 -- 3.0
2	Schluffiger Sand	3.0 -- 10.0
3	Schluffiger Sand	10.0 -- 14.0
4	Ton	14.0 -- 17.0
5	Ton	17.0 -- 20.0
6	Schluffiger Sand	20.0 -- 25.0
7	Schluffiger Sand	25.0 -- 35.0
8	Ton	35.0 -- 38.0
9	Schluffiger Sand	38.0 -- 40.0
10	Ton	40.0 -- 44.0
11	Ton	44.0 -- 47.0
12	Ton	47.0 -- 59.0
	Felsunterlage	

Bild 2.1

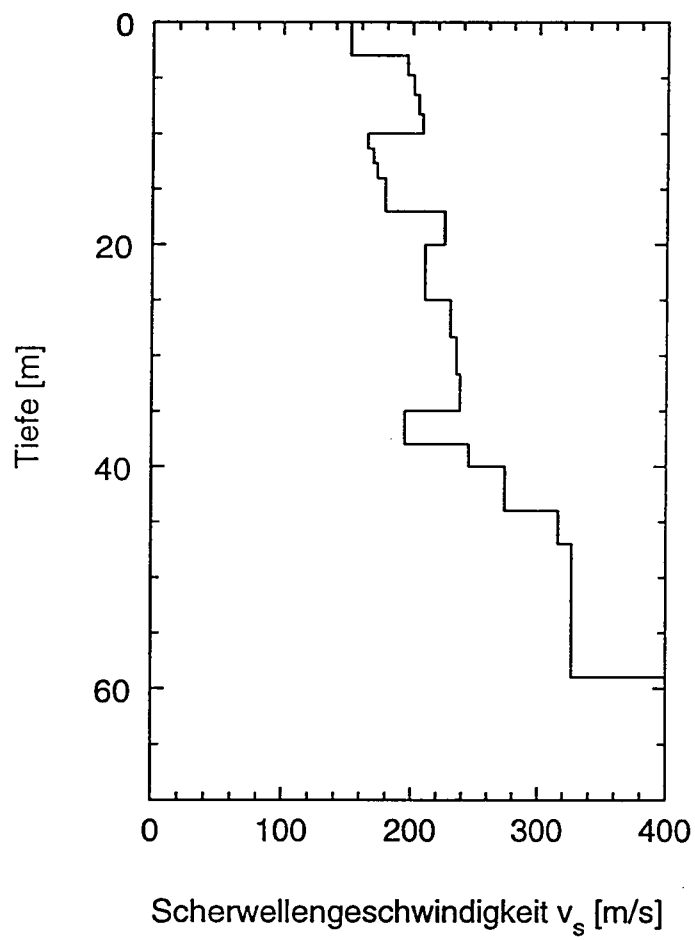


Bild 2.2

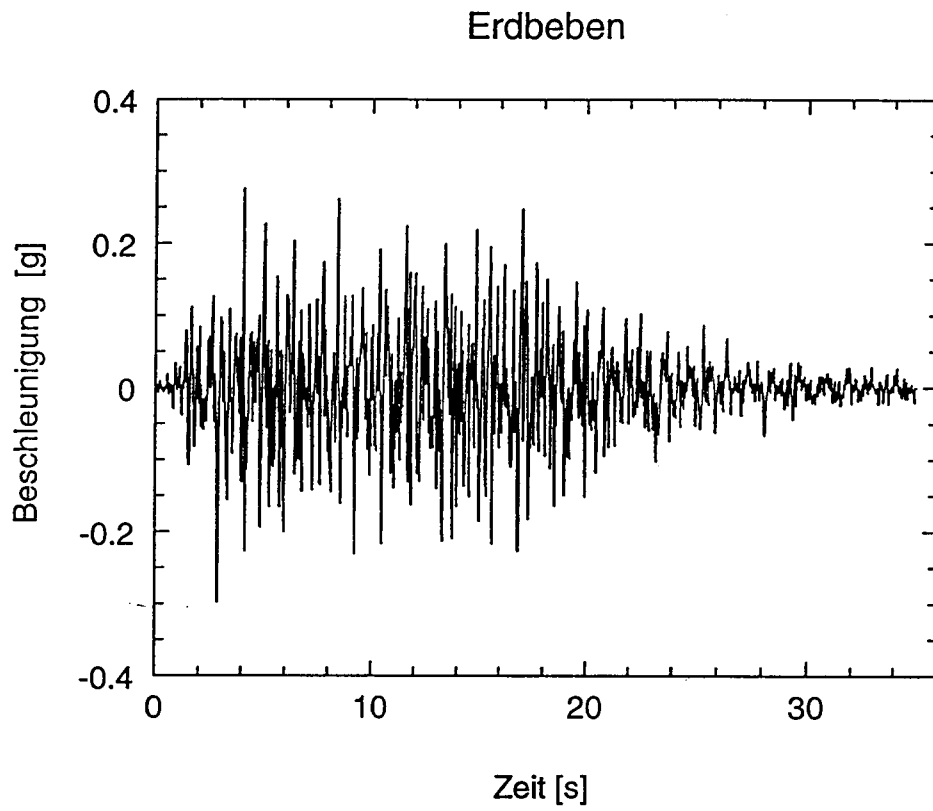


Bild 2.3a

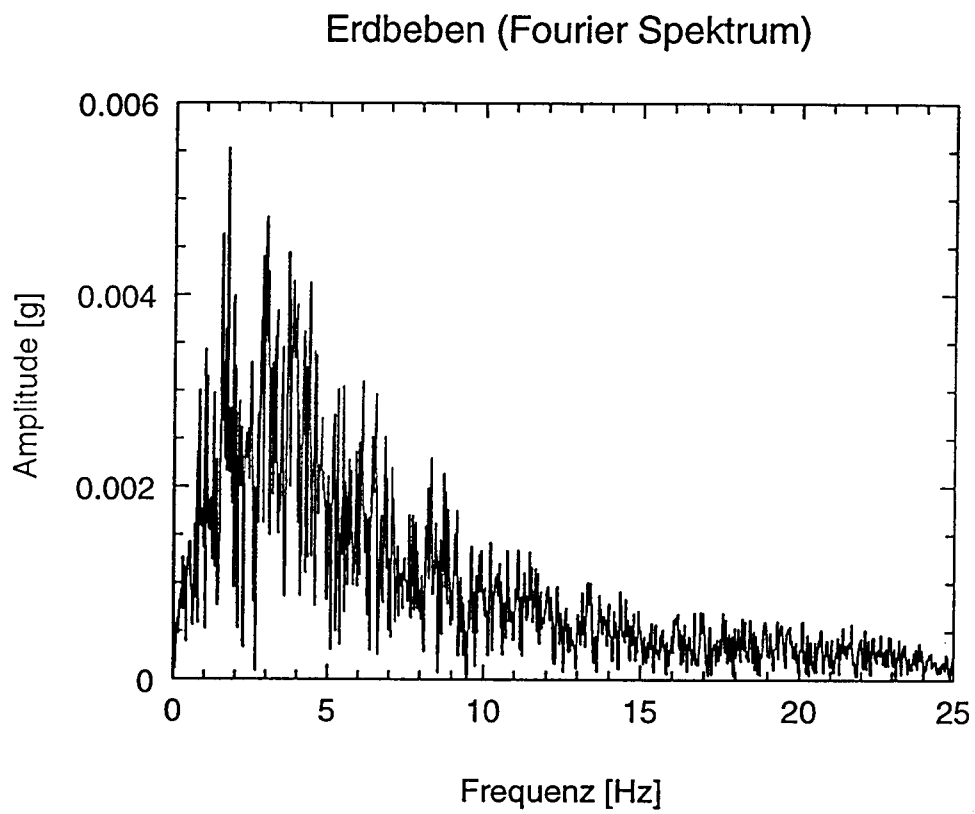


Bild 2.3b

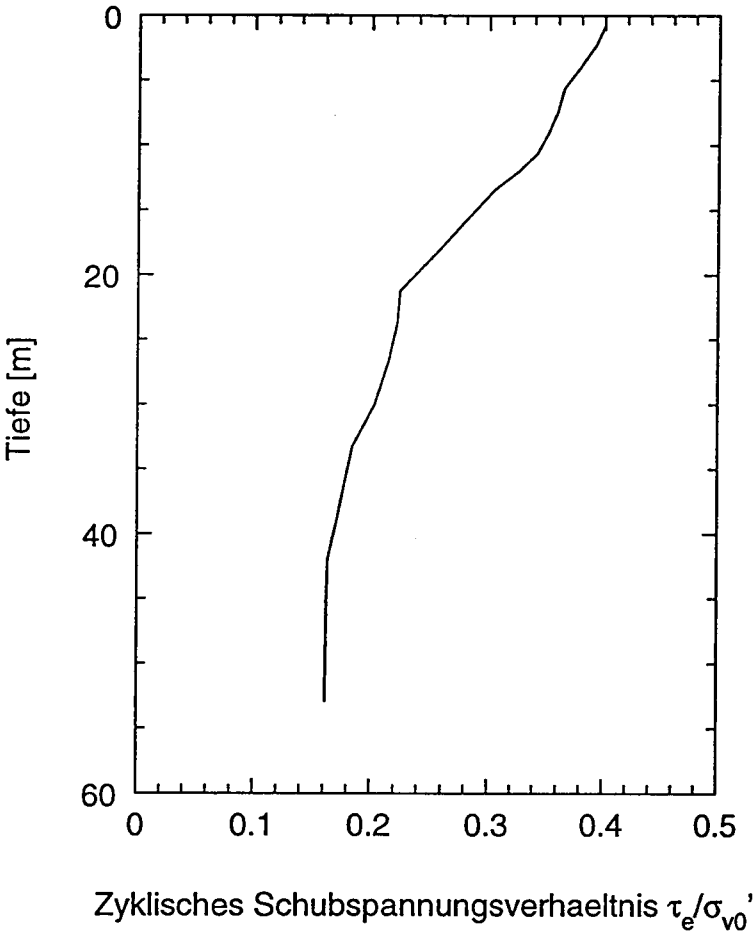


Bild 2.4

3.3 Beispiel 3.: Stabilität einer Schwergewichtsmauer

Die Entwurfsphilosophie des ENV 1998-5 sieht zuerst eine Abschätzung der durch das Erdbeben erzeugten Belastung und anschließend einen Stabilitätsnachweis für die Stützkonstruktion vor. Infolge der Boden-Bauwerk-Interaktion und der Wellenausbreitung in der Hinterfüllung ist die Abschätzung der Größe der seismischen Belastung extrem schwierig, so daß hierzu vereinfachte Methoden angewandt werden. Stützkonstruktionen, welche eine ausreichende Ausweichmöglichkeit aufweisen, werden mit Hilfe einer pseudostatischen Betrachtung berechnet. Neben dieser Methode existieren auch Verfahren, welche auch die dynamische Antwort der Hinterfüllung näherungsweise erfassen können.

Die seismischen Koeffizienten zur Bestimmung der pseudostatischen Ersatzkräfte werden dabei in Abhängigkeit vom Bodenbeschleunigungsverhältnis α und von einem Faktor r bestimmt. Letzterer wird nach Tabelle 7.1, ENV 1998-5 in Abhängigkeit vom Typ der Stützkonstruktion und der zulässigen Verschiebung d_r bestimmt.

Die Methode weist die bekannten Nachteile von pseudostatischen Methoden und die Einschränkungen der Coulombschen Theorie auf. Damit können Böden, die zur Bildung von Porenwasserüberdruck tendieren und dadurch eine erhebliche Abminderung der Scherfestigkeit erfahren, nicht richtig erfaßt werden. Deswegen wird in ENV 1998-5, 7.3.2.2 (5) ausdrücklich erwähnt, daß der Sicherheitsfaktor gegen Verflüssigung nicht kleiner 2 sein sollte.

Unter (4)P in § 7.3.2.3 wird als Lage der resultierenden dynamischen Erddruckkraft die halbe Wandhöhe definiert. Unter (5) in §7.3.2.3 wird für den Fall einer Fußdrehung der Wirkungspunkt der dynamischen und der statischen Erddruckkraft gleichgesetzt. Das Verfahren der ENV 1998-5 berücksichtigt somit den Einfluß der Größe der Wandverformung auf die seismische Ersatzlast. Die Trägheitseffekte der Wand selbst werden in diesem vereinfachten Verfahren jedoch nicht berücksichtigt. Dies kann z.B. mit Hilfe der von Richards & Elms (1979) vorgeschlagenen Methode erfolgen.

Das nachfolgende Beispiel zeigt den Einfluß der Wandträgheitskräfte auf die Dimensionierung einer Schwergewichtsmauer.

Es soll das erforderliche Gewicht einer Schwergewichtsmauer der Höhe

$$H = 6 \text{ m}$$

bestimmt werden. Das Bodenbeschleunigungsverhältnis beträgt

$$\alpha = 0,2.$$

und die zulässige Wandverschiebung nach Tabelle 7.1, ENV 1998-5

$$d_r = 200 \alpha = 40 \text{ mm}$$

Somit erhält man für den Faktor r

$$r = 1,5$$

Es handelt sich um einen dicht gelagerten Sand, bei dem kein wesentlicher Porenwasserdruckanstieg erwartet wird.

Der effektive Reibungswinkel beträgt

$$\varphi' = 32^\circ$$

Der horizontale und vertikale seismische Koeffizient werden nach Gl. (7.1), ENV 1998-5 angesetzt:

$$k_h = a / r = 0,2 / 1,5 = 0,133$$

$$k_v = 0,5 k_h = 0,067$$

Sie werden als konstant entlang der Wandhöhe angenommen.

Die Winkel in den Formeln der ENV 1998-5 sind dort in Bild E.-1 definiert. Für das vorliegende Beispiel wird

$$\psi = 90^\circ, \quad \beta = 0^\circ$$

angesetzt.

Die Neigung der Erddruckkraft darf laut (6)P, §7.3.2.3, ENV 1998-5 nicht größer als $(2/3)\varphi'$ angenommen werden. Für das Beispiel wird angesetzt:

$$\delta = \frac{1}{2} \varphi' = 16^\circ$$

Hierzu sollte erwähnt werden, daß bei wassergesättigten Sanden infolge der Erdbebenbelastung ein Porenwasserdruckanstieg stattfindet. Dies führt zu einer Entfestigung

des Materials, d.h. zu einer Abminderung des effektiven Reibungswinkels bei kohäsionslosen Böden.

Hier wird angenommen, daß der Grundwasserspiegel unterhalb der Gründungsebene der Wand ansteht, so daß mit einer Entfestigung nicht gerechnet werden braucht. Somit sind die Angaben unter E.5, Anhang zu ENV 1998-5 maßgebend mit

$$E_{wd} = 0.$$

Die Feuchtwichte des Bodens beträgt

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

Der Erddruckbeiwert K wird nach den Formeln in E.4, Anhang E, ENV 1998-5 bestimmt. Hierzu wird nach E.5, Anhang ENV 1998-5 für den aktiven Fall

$$\tan \vartheta = \frac{k_h}{1 - k_v} \quad (1)$$

gebildet. Für die hier vorliegenden Werte

$$\tan \vartheta = \frac{0,133}{1 - 0,067} = 0,143 \quad \text{so daß} \quad \vartheta = 8,14^\circ$$

Da $\varphi - \vartheta = 31 - 8,14 = 22,86 \geq \beta = 0$ ist die erste Formel bei E.4 maßgebend:

$$K = \frac{\sin^2(90 + 32 - 8,14)}{\cos(8,14) \sin^2(90) \sin(90 - 8,14 - 16) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(32 + 16) \sin(32 - 0 - 8,14)}{\sin(90 - 8,14 - 16) \sin(90 + 0)}} \right]^2} \quad (2)$$

so daß $K = 0,3736$

Die resultierende Erddruckkraft errechnet sich nach E.3, Anhang zu ENV 1998-5 aus

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma (1 - k_v) K H^2 \quad (3)$$

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot (1 - 0,067) \cdot 0,3736 \cdot (6)^2 = 112,98 \text{ kN/m}$$

Es wird nun ein Gleitsicherheitsnachweis nach ENV 1998-1, § 5.4.1.1 geführt. Die Wahl des Sohlreibungswinkels erfolgt nach (4), §6.5.3. Für eine Ortbetonwand kann der Bemessungswert des Sohlreibungswinkels dem Bemessungswert des Scherwinkels gleichgesetzt werden.

Nach Gl. (5.1), § 5.4.1.1 muß

$$F_{fr,d} = N_{sd} \tan \delta_s \quad \text{mit } \delta_s = \varphi' \quad (4)$$

wobei $F_{fr,d}$ der Bemessungsscherwiderstand zwischen der horizontalen Sohlfläche der Gründung und dem Untergrund ist, und N_{sd} die Bemessungsschnittgröße der auf die horizontale Sohlfläche wirkenden Normalkraft ist.

Es wird nun der allgemeine Fall, bei dem auch die Trägheitseffekte der Wand berücksichtigt werden, hergeleitet:

Die resultierende Normalkraft beträgt:

$$N_{sd} = W_w - k_v W_w + E_d \cos(\psi - \delta) \quad (5)$$

und die horizontale Komponente der Einwirkungen ist

$$F_{fr,d} = k_h W_w + E_d \sin(\psi - \delta) \quad (6)$$

Die Substitution des Ausdrucks für den dynamischen Erddruck in Gl. (5) und Gl. (6) und anschließende Anwendung der Gl. (4) ergibt das erforderliche Wandgewicht zu

$$W_w = E_d C_{i,e} \quad (7)$$

wobei

$$C_{i,e} = \frac{\sin(\psi - \delta) - \cos(\psi - \delta) \tan(\delta_s)}{(1 - k_v)(\tan \delta_s - \tan \vartheta)} \quad (8)$$

Für den statischen Fall ($k_h = k_v = 0$) vereinfacht sich Gl. (7) zu

$$W = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_{st} \cdot C_i = E \cdot C_i \quad (9)$$

wobei K_{st} der statische aktive Erddruckbeiwert und E die statische Erddruckkraft ist und

$$C_i = \frac{\sin(\psi - \delta) - \cos(\psi - \delta) \tan(\delta_s)}{\tan \delta_s} \quad (10)$$

Vergleich von Gl. (7) mit Gl. (9) ergibt

$$W_w / W = F_b \cdot F_m = F_w \quad (11)$$

wobei

$$F_b = K(1 - k_v) / K_{st} \quad (12)$$

ein sogenannter Bodenfaktor ist und

$$F_m = \frac{C_{i,e}}{C_i} \quad (13)$$

den entsprechenden Massenträgheitsfaktor darstellt.

F_w stellt somit einen Sicherheitsfaktor dar, der den Einfluß des Erddrucks und der Massenträgheit der Wand berücksichtigt.

Wird der Einfluß der Massenträgheit der Wand vernachlässigt, ist $F_m = 1$.

Für das hier vorliegende Beispiel ergeben sich die folgenden Werte:

$$C_{i,e} = 1,75$$

$$C_i = 1,26$$

$$F_m = 1,39$$

$$F_b = 1,25$$

Das erforderliche Gewicht der Mauer für den statischen Fall beträgt

$$W = 113,8 \text{ kN/m}$$

Das erforderliche Gewicht der Mauer für den dynamischen Fall beträgt hingegen:

1. Fall: Massenträgheit der Wand wird berücksichtigt:

$$W_w = 198,1 \text{ kN/m}$$

2. Fall: Massenträgheit der Wand wird *nicht* berücksichtigt ($F_m = 1$):

$$W_w = 142,7 \text{ kN/m}$$

Der Einfluß des angesetzten Wertes des seismischen Koeffizienten wird als nächstes gezeigt.

Es wird eine Variation des Wertes des Beschleunigungsverhältnisses α unter Beibehaltung der funktionalen Beziehung für die zulässige Wandverschiebung $d_r = 200 \alpha$ vorgenommen

Die entsprechenden Werte sind in Bild 3.1 grafisch dargestellt.

In einem weiteren Schritt wird der Einfluß des Wand- und Sohlreibungswinkels aufgezeigt.

Bild 3.2 zeigt die Abhängigkeit des erforderlichen Wandgewichts für

$$\delta = \frac{1}{3} \varphi' = 10,67^\circ \quad \text{und} \quad \delta_s = \frac{2}{3} \varphi' = 21,33^\circ$$

Es ergeben sich folgende Werte für das erforderliche Gewicht der Mauer:

$$\text{Statischer Fall:} \quad W = 214,7 \text{ kN/m}$$

Mit Massenträgheit der Wand: $W_w = 449,1 \text{ kN/m}$

Ohne Massenträgheit der Wand: $W_w = 265,8 \text{ kN/m}$

Als nächstes wird der Einfluß der zulässigen Wandverschiebung untersucht. Hierfür wird

$$\alpha = 0,2$$

angesetzt und

$$d_r \leq 250\alpha = 50 \text{ mm}$$

so daß nach Tabelle 7.1

$$r = 2,0$$

und

$$k_h = a / r = 0,2 / 2, = 0,1$$

$$k_v = 0,5 k_h = 0,05$$

Für

$$\delta = \frac{1}{2} \varphi' = 16^\circ \text{ und } \delta_s = \varphi' = 32^\circ$$

erhält man dann:

Statischer Fall: $W = 113,8 \text{ kN/m}$

Mit Massenträgheit der Wand: $W_w = 170,0 \text{ kN/m}$

Ohne Massenträgheit der Wand: $W_w = 134,3 \text{ kN/m}$

Die Variation des Bodenfaktor F_b und des Massenträgheitsfaktor F_m mit α ist in Bild 3.3 dargestellt. Bild 3.4 zeigt die entsprechenden Zusammenhänge für $\delta = \varphi' / 3$ und $\delta_s = (2 / 3) \varphi'$.

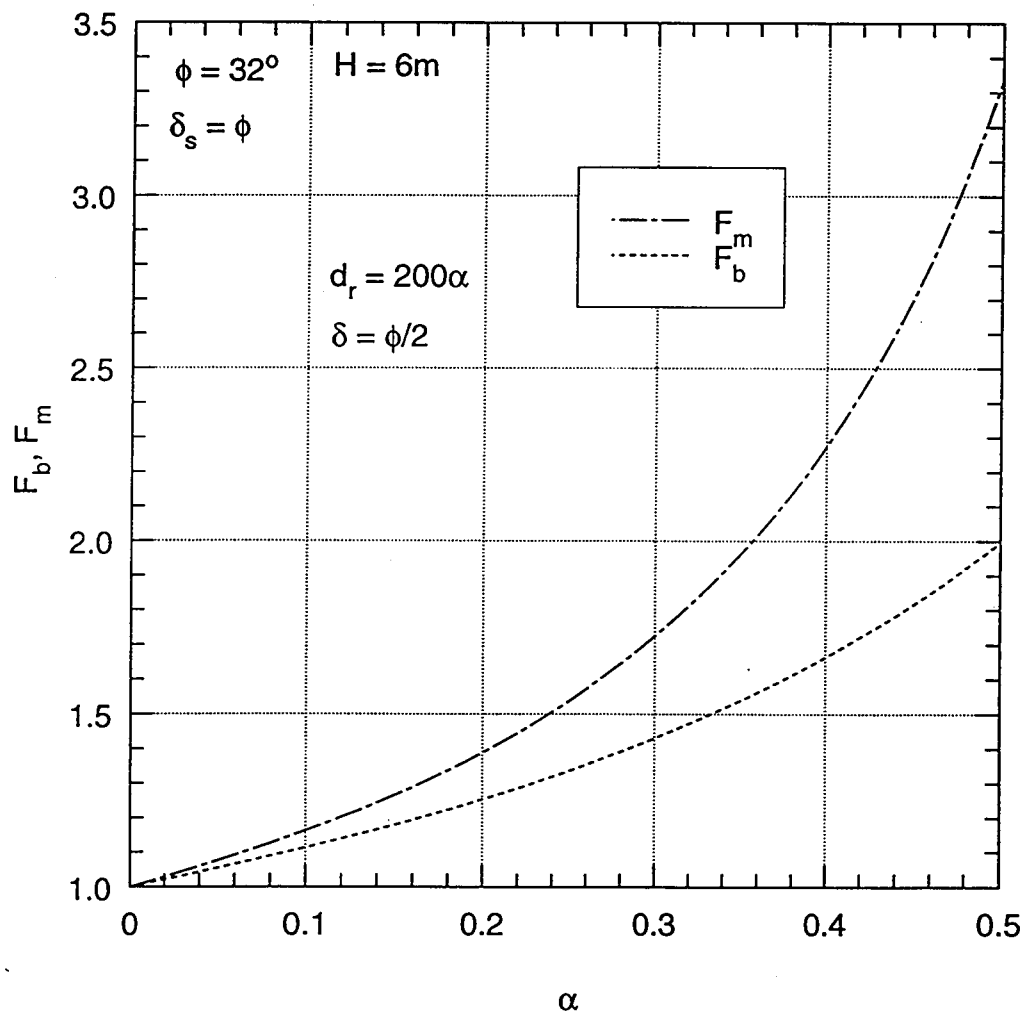


Bild 3.1

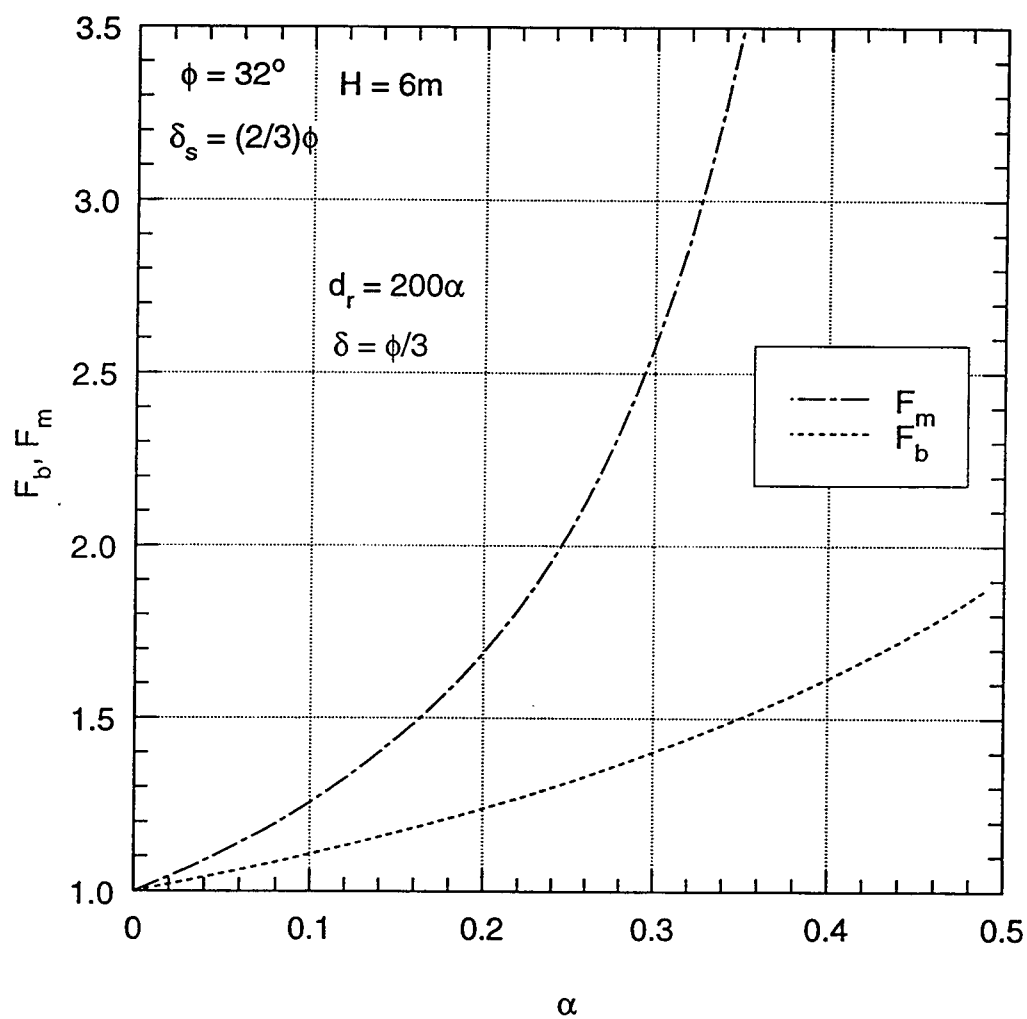


Bild 3.2

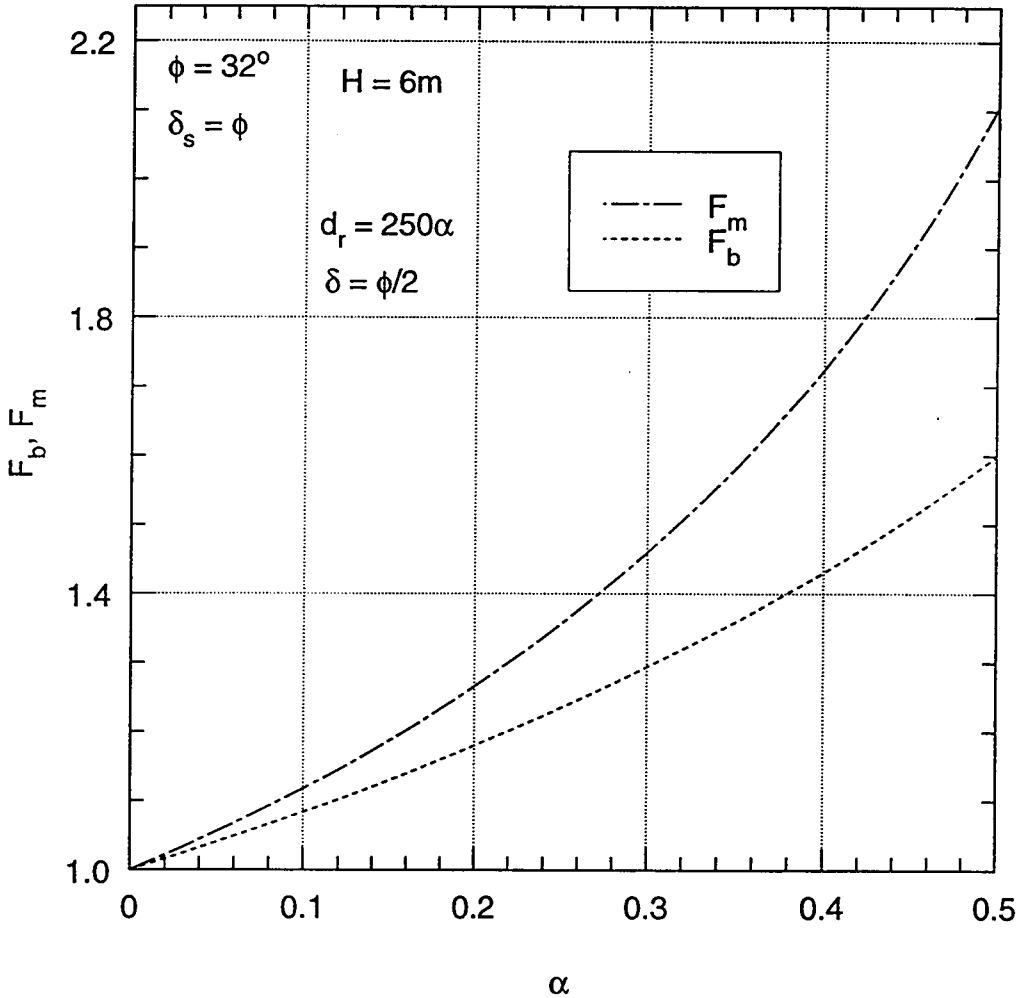


Bild 3.3

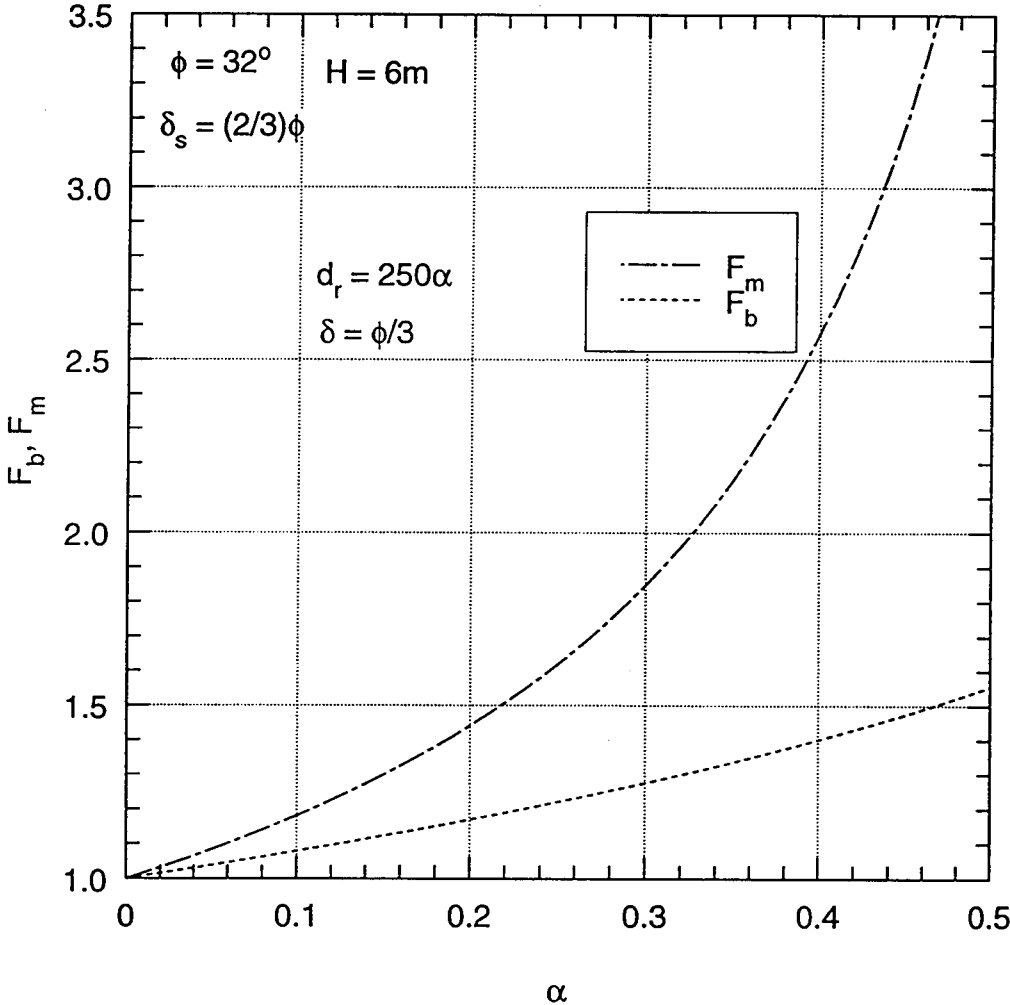


Bild 3.4

3.4 Beispiel 4.: Seismische Belastung von Pfählen

Pfähle werden in ENV 1998-5, § 5.4.2. behandelt. Sie sind auf zwei Arten von Belastung zu dimensionieren:

- a) Trägheitskräfte
- b) kinematische Kräfte

Bis vor kurzem wurden Pfähle dimensioniert, um die sichere Übertragung von Trägheitskräften aus der darüberliegenden Baukonstruktion zu gewährleisten. Mizuno (1987) hat als erster Schadensfälle dokumentiert, bei denen Biegeversagen an Stellen aufgetreten war, welche i) zu tief lagen - und somit außerhalb des Einflußbereichs der Lasten am Pfahlkopf lagen und ii) nicht auf einen Scherfestigkeitsverlust des umliegenden Bodens (z.B. wegen Verflüssigung) zurückzuführen waren. Versagen trat auf infolge starker Erdbebenbelastung und starker Steifigkeitsunterschiede bei Schichtgrenzen des Bodenprofils. Eine parametrische Studie der kinematischen Interaktion wurde zuletzt bei Mylonakis et al. (1997) durchgeführt. Die wichtigsten Ergebnisse dieser aber auch anderer Arbeiten lassen sich für den Fall eines Pfahls in einem zwei-Schichten Bodenprofil wie folgt zusammenfassen:

Der Pfahl wird durch vertikalpropagierende Scherwellen belastet (vgl. Bild 4.1):

1.) Einflußfaktoren

Die kinematischen Biegemomente hängen im wesentlichen von den folgenden Faktoren ab:

- Steifigkeitsunterschied zwischen zwei aufeinanderfolgenden Bodenschichten des Baugrunds. Als ein Maß für den Steifigkeitsunterschied kann z.B. das Verhältnis der Scherwellengeschwindigkeiten der beiden Schichten angesetzt werden.
- die angenommene Randbedingung am Pfahlkopf. Die o.a. Studie befaßt sich mit den beiden Grenzfällen, d.h. Drehfreiheit bzw. feste Einspannungen mit Drehbehinderung.
- die Nähe der Erregungsfrequenz (bzw. dominante Erdbebenfrequenz) ω zu der ersten (Grund-)Eigenfrequenz des Bodenprofils und weniger zu der zweiten Eigenfrequenz ω_2

- die relative Tiefe, H_1 / l_a , gemessen vom Pfahlkopf bis zu der Grenze zwischen den zwei Schichten mit dem größeren Steifigkeitsunterschied, bezogen auf die „aktive“ Länge l_a des Pfahls. Entlang der „aktiven“ Länge des Pfahls werden die Pfahllasten in den umliegenden Boden weitergeleitet. Die „aktive“ Länge beträgt in erster Näherung 5 bis 10 Pfahldurchmesser. Für ein gegebenes Bodenprofil ist demzufolge l_a eine Funktion der Pfahleigenschaften (Geometrie, Steifigkeit). Eine Näherungsformel für l_a für die in Anhang C, ENV 1998-5 angegebenen Profile ist bei Gazetas (1991) zu finden:

$$l_a = 2d(E_p / E_s)^\beta$$

Dabei sind:

d der Pfahldurchmesser,

E_p der Elastizitätsmodul des Pfahlmaterials

E_s der Elastizitätsmodul des Bodens in einer Tiefe von einem Pfahldurchmesser

β ein Exponent, je nach der angenommenen Tiefenvariation der Bodensteifigkeit.

Für eine lineare Variation mit der Tiefe $\beta = 0,20$

Für eine Wurzelvariation mit der Tiefe: $\beta = 0,22$

Für eine konstante Bodensteifigkeit: $\beta = 0,25$

Obige Formel gilt für Pfähle mit einer Länge

$L > l_a$.

In der internationalen Literatur werden sie als nachgiebig oder flexibel bezeichnet. Die Mehrzahl der praktischen Fälle, auch Pfähle mit großen Durchmessern, gehören zu dieser Kategorie.

2.) Die eingprägten Biegemomente sind am größten entweder am Pfahlkopf oder in der Nähe der Trennlinie der Schichten mit dem größten Steifigkeitsunterschied (meistens innerhalb einer Entfernung von einem Pfahldurchmesser). Die Biegemomente in der Höhe der Trennlinie sind für drehfreie und volleingespannte Pfähle fast gleichgroß, außer für den Fall kurzer und steifer ($H_1 < l_a$) Pfähle. Das Biegemoment am Kopf eines eingespannten Pfahls ist von der

gleichen Größenordnung, oder kleiner, als das Moment in der Höhe der Trennlinie zweier Schichten.

Es gibt auch Fälle, bei denen die „aktive“ Pfahllänge größer als die Dicke der oberen Schicht ist. Dies kann entstehen, wenn ein relativ steifer Pfahl (z.B. mit $E_p / E_{s1} > 5000$) in einem Baugrund mit einer relativ dünnen oberen Schicht ($H_1 / L < 1 / 2$) eingebettet ist. Dies führt zu einer Erhöhung der Biegemomente am Pfahlkopf, um die Randbedingung der festen Einspannung einzuhalten.

3.) In den meisten Fällen, entsteht die größte Amplitude der stationären Biegemomente bei der Grundeigenfrequenz (bzw. Grundeigenperiode) des Bodenprofils. Die Übertragungsfunktion des Pfahlbiegemoments zeigt eine starke Abnahme, sobald man sich von der Resonanzfrequenz wegbewegt. Das Verhältnis zwischen dem maximalen Pfahlmoment bei Resonanz (egal ob es am Pfahlkopf oder in der Höhe der Schichttrennlinie auftritt) und dem entsprechenden statischen Biegemoment folgt im wesentlichen die Freifeldvergrößerung der Beschleunigung. Dies zeigt den starken Einfluß des Grundmodus der Schwingung bei der Größe des Biegemoments und widerspricht einigen älteren Hinweisen in der Literatur, daß höhere Moden größere kinematische Biegemomente hervorrufen. Höhere Moden entwickeln welligere Verformungsformen und können somit größere Krümmungen an der Schichttrennlinie erzeugen, die resultierende Krümmung wird jedoch auch von der relativen Verformung zwischen Pfahlkopf und Pfahlfuß bestimmt. Letztere ist bei dem ersten natürlichen Schwingungsmodus am größtem und erzeugt somit die größten Biegemomente bei der ersten Eigenfrequenz.

4.) Die Biegemomente in der Nähe der Schichttrennlinie werden beeinflusst von den Eigenschaften des Bodens und des Pfahls.

Die relative Pfahl-Boden Steifigkeit, z.B., ist von großer Bedeutung: je steifer der Pfahl im Vergleich zum Boden ist, desto größer sind die Biegemomente.

Die Steifigkeitsunterschiede zwischen den beiden Bodenschichten sind auch von Bedeutung: große Werte von kinematischen Momenten entstehen vorwiegend bei starken Steifigkeitsänderungen ($v_{s1} / v_{s2} < 0,25$).

Als nächstes wird nun der Einfluß des Bodenprofils bei inhomogenen Böden untersucht. Auch gleichmäßig gelagerte Böden zeigen eine Zunahme der Steifigkeit mit der Tiefe. Der Grund dafür ist die Abhängigkeit der Steifigkeit, ausgedrückt als Steifemodul bzw. Elastizitätsmodul oder Schubmodul, von der effektiven Spannung. Diese Variation ist bei kohäsionslosen Böden eine unterlineare Funktion der Tiefe während bei wassergesättigten normalkonsolidierten Tonen eine lineare Zunahme mit der Tiefe ab Geländeoberkante angenommen werden kann.

In der Tabelle C.1, Anhang C, ENV 1998-5 werden Formeln für die statische Steifigkeit von Einzelpfählen für drei Bodenprofile angegeben. In einer Tiefe von einem Pfahldurchmesser d weisen alle drei Profile den selben Elastizitätsmodul E_s auf. Es wird nun folgender Fall eines Einzelpfahls betrachtet:

- Pfahldurchmesser: $d = 1,3 \text{ m}$
- Elastizitätsmodul des Pfahlmaterials: $E_p = 2,5 \times 10^7 \text{ kPa}$
- $L > l_a$

Anhand der Ergebnisse einer Wellenmessung (z.B. Cross-Hole oder Seismische Drucksonde SCPT) wird die Variation der dynamischen Bodensteifigkeit mit der Tiefe bestimmt. Dabei ist zu beachten, daß zwar die in der Tabelle C.1 sogenannten statischen Pfahlsteifigkeiten angegeben sind, sie entsprechen aber den dynamischen Steifigkeiten bei einer verschwindend kleinen Frequenz. Demnach muß für den Boden der dynamische Elastizitätsmodul bzw. Schubmodul angesetzt werden. Es handelt sich dabei um den Sekantenmodul. Dessen Wert nimmt bekanntlich mit wachsender Scherdehnungsamplitude ab. Letztere nimmt mit der Tiefe ab (siehe z.B. Beispiel 1). Andere nichtlineare Effekte, wie z.B. Diskontinuitäten entlang der Pfahl-Boden Kontaktfläche können mit diesen Formeln nicht erfaßt werden. Eine sinnvolle Alternative besteht darin, in-situ Versuche mit entsprechend großen eingepprägten Verformungen durchzuführen.

In die im Anhang C, ENV 1998-5 angegebenen Formeln geht zwar als repräsentative Bodensteifigkeit der Wert in einer Tiefe von einer Pfahllänge ein, es handelt sich jedoch um einen willkürlichen Referenzwert, d.h. er braucht nicht explizit bestimmt werden. Das anhand der Wellenmessung ermittelte Profil entspricht in dem vorliegenden Beispiel einer Wurzelvariation (Fall 2) einem Wert des Schubmoduls $G = 26 \text{ MPa}$, d.h. nach Anhang C, einem Wert $E_s = 78 \text{ MPa}$.

Zur Berücksichtigung der nichtlinearen Effekte im Boden (Abminderung des Schubmoduls in Abhängigkeit von der Scherdehnungsamplitude) werden die Angaben der Tabelle 4.1, ENV 1998-5 angewandt: Für ein angenommenes Bodenbeschleunigungsverhältnis

$$\alpha = 0,2$$

wird der Schubmodul (und der Elastizitätsmodul) auf die Hälfte reduziert, so daß schließlich

$$E_s = 39 \text{ MPa}$$

Da die „statischen“ Pfahlsteifigkeiten bestimmt werden, kann die Dämpfung im Boden nicht berücksichtigt werden.

Die horizontale Pfahlsteifigkeit errechnet sich zu:

$$K_{HH} = d \cdot E_s \cdot 0,79 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,28} = 1,3 \cdot 39 \cdot \left(\frac{2,5 \cdot 10^4}{39} \right)^{0,28} = 310 \text{ MN/m}$$

Anhand der angegebenen Formeln läßt sich die Steifigkeit E_s^* eines äquivalenten homogenen Bodens bestimmen. Die Bedingung hierfür lautet:

$$d \cdot E_s^* \cdot 1,08 \left(\frac{E_p}{E_s^*} \right)^{0,21} = 310 \text{ MN/m}$$

Als Ergebnis erhält man $E_s^* = 46,5 \text{ MPa}$.

Dieser Wert der Bodensteifigkeit des inhomogenen Bodens entspricht dem mit einer Wurzelvariation ermittelten Steifigkeitswert

$$E_s^* = E_s \cdot \sqrt{\frac{z^*}{d}}$$

in einer Tiefe von $z^* = 1,85 \text{ m}$, d.h. dem 1,4-fachen Pfahldurchmesser.

Es sollte erwähnt werden, daß die im Anhang C, ENV 1998-5 angegebenen Formeln die Einflüsse der Frequenz und der Abstrahlungsdämpfung nicht beinhalten. In der Literatur existieren mehrere Studien diesbezüglich. Sie basieren meistens auf Finite Element Verfahren, vgl. Kaynia & Kausel (1982), Banerjee & Sen (1987),

Parallel hierzu wurden für die Praxis Näherungsverfahren vorgeschlagen, Dobry & Gazetas (1988). Während für Einzelpfähle die Bestimmung der komplexen Steifigkeiten anhand von Formeln möglich ist (unter Beachtung der jeweiligen Randbedingungen), kann die Berechnung der dynamischen Wechselwirkung von Pfählen innerhalb einer Pfahlgruppe nur anhand von Diagrammen für spezielle Tiefenvariationen der Bodensteifigkeit erfolgen, Gazetas et al (1993). Somit ist der Anwender auf Programme angewiesen, vgl. Waas & Hartmann (1984), Savidis et al. (1991), Die Notwendigkeit der Berücksichtigung der „Pfahlgruppen“-Wirkungen wird ausdrücklich in (2)P, § 5.4.2., ENV 1998-5 erwähnt.

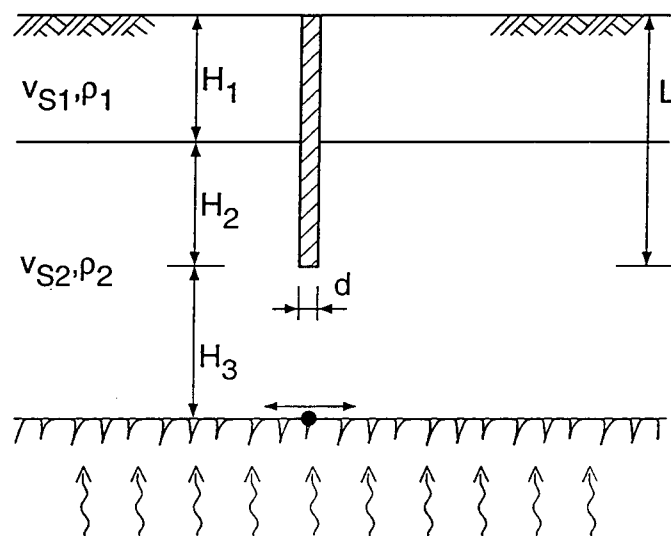


Bild 4.1

4. **Schlußbemerkungen**

Die Anwendung des ENV 1998-5 ergibt verhältnismaßig wenige Schnittstellen mit dem ENV 1997-1. Dies liegt u.a. auch daran, daß zur Dimensionierung von Bauwerken bei Erdbebenbelastung neben der Frequenz- und Trägheitseinflüsse in den einzelnen Gliedern der Kette bestehend aus Erdbebenanregung, Boden und Bauwerk, das nichtlineare Bodenverhalten eine sehr wichtige Rolle spielt. Letzteres wird durch ein äquivalent-lineares Modell abgebildet, wobei die Bestimmung der einzelnen Parameter anhand von geeigneten dynamischen Verfahren erfolgt. Während bei statischen Vorgängen die Dimensionierung des Bauwerks auf der „sicheren Seite“ möglich ist, muß bei dynamischen Vorgängen - wegen der Frequenzabhängigkeit der Antwort - der kritische Zustand von zwei Seiten angenähert werden. Es wird meistens ein Sicherheitsfaktor von eins zugrundegelegt und der Einfluß der Variation der einzelnen Parameter erfaßt. Das Variationsintervall hängt dabei von der Beschaffenheit des anstehenden Bodens und vom Standort ab. Während mit dem vorhandenen Kenntnisstand die Berechnung des Grenzzustands bei Erdbebenbelastung mit ausreichender Genauigkeit erfolgen kann, ist die zuverlässige Prognose der Größe von Verformungen, wie z.B. Setzungen von Fundamenten, Verformungen von Dammkörpern, nach wie vor schwierig.

5. Literatur

Abbiss, C.P. (1981): Shear wave measurements of the elasticity of the ground *Geotechnique* 31, 91-104.

Addo, K.O. and Robertson, P.K. (1992): Shear-wave velocity measurement of soils using Rayleigh waves, *Can. Geotech. J.* 29, 558-568

Airey, D.W. and Wood, D.M. (1987): An evaluation of direct simple shear tests on clay. *Geotechnique* 37(1), 25-35.

Arango, I., Moriwaki, Y. and Brown, F. (1978): In-situ and laboratory shear velocity and modulus, *Proc. ASCE Spec. Conf. on Earthq. Eng. Soil Dyn.*, Pasadena, California, 1, 198-212

Arbeitskreis 9 „Baugruddynamik“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau (1992): Empfehlungen. *Bautechnik* 69, Heft 9, 518-534 (1992)

Auld, B. (1977): Cross-hole and down-hole v_s by mechanical impulse. *J. Geotech. Eng. Div.* ASCE, 103(12), 1381-1398

Baldi, G., Bruzzi, D., Superbo, S., Battaglio, M. and Jamiolkowski, M. (1988): Seismic cone in Po river sand, *Penetration Testing 1988*, ISOPT-1 Symposium, Orlando, Florida, II, 643-650

Ballard, R., Stokoe, K.H. and McLemore, R. (1983): Proposed standard test for cross-hole seismic testing, *Geotechnical Testing Journal*, 6, 210-219

Banerjee, K. and Sen, R. (1987): Dynamic behavior of axially and laterally loaded piles and pile groups, *Dynamic Behavior of Foundations and Buried Structures*, Elsevier, N.Y., 95-113.

Bolton, M.D. and Wilson, J.M.R. (1989): An experimental and theoretical comparison between static and dynamic torsional tests, *Geotechnique* 39(4), 585-589.

Budny, M. (1984): Seismische Bestimmung der bodendynamischen Kennwerte von oberflächennahen Schichten in Erdbebengebieten der Niederrheinischen Bucht und ihre ingenieurseismologische Anwendung, *Veröffentl. des Geologischen Institutes der Universität Köln*, Heft 57.

Campanella, R.G. and Robertson, P.K. (1988): Current status of the piezocone test, *1st Int. Symp. on Penetration Testing*, 1, 93-116.

Chung, R., Yokel, F. and Drnevich, V. (1984): Evaluation of dynamic properties of sands by resonant column testing, *Geotechnical Testing Journal* 7, 60-69

Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung im Bauwesen: Unterausschuß Dynamische Untersuchungen (1996): *Merkblatt B8 über die seismischen Verfahren zur Untergrunderkundung und Ermittlung von Materialkennwerten des Bodens*

Dobry, R. (1994): Foundation deformation due to earthquakes. *Vertical and horizontal deformations of foundations and embankments (Settlements 94.)*. Geotechnical Special Publ. No. 40, ASCE, A.T. Yeung and G.Y. Felio (Eds), 1846-1863

Dobry, R. (1991): Soil properties and earthquake ground response, *X European Conference Soil Mech. Found. Eng.*, Florence, 1171-1187

Dobry, R. and Gazetas, G. (1988): Simple method for dynamic stiffness and damping of floating pile groups, *Geotechnique*, 38(4), 557-574.

Dobry, R., Vasquez-Herrera, A, Mohammad, R. and Vucetic, M. (1985): Liquefaction flow failure of silty sand by torsional cyclic tests. *Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Loading Conditions*, ASCE, 29-50.

Dobry, R. and Vucetic, M. (1987): State-of-the-art report: Dynamic properties and response of soft clay deposits, *Proc. Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Soft Soils, II*, 51-87.

Drnevich, V.P., Hardin, B.O. and Shippy, D.J. (1978): Modulus and damping in soils by the resonant column method. *Dynamic Geotechnical Testing STP 654*, American Society of Testing and Materials, 91-125.

Duncan, J.M. and Chang, C.-Y. (1970): Nonlinear analysis of stress and strain in soils, *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE* 96 (SM5), 1629-1653

Edil, T.B. and Luh, G.-F. (1978): Dynamic modulus and damping relationships for sands, *Proc. ASCE Spec. Conf. on Earthq. Eng. Soil Dyn.*, Pasadena, California, 1, 394-409

Fan, K., Gazetas, G., Kaynia, A., Kausel, E. and Ahmad, S. (1991): Kinematic seismic response of single piles and pile groups, *J. Geotech. Eng. ASCE* 117, 1860-1879.

Finn, W.D.L., Lee, K.W. and Martin, G.R. (1977): An effective stress model for liquefaction, *J. Geotech. Eng. Div. ASCE*, 103 (GT6), 517-533

Finn, W.D.L., Martin, G.R. and Lee, K.W. (1978): Comparison of dynamic analyses for saturated sands, *Proc. ASCE Spec. Conf. on Earthq. Eng. Soil Dyn.*, Pasadena, California, 472-491

Finn, W.D.L., Ledbetter, R.H. and Marcuson, W.F. (1995): The evolution of geotechnical earthquake engineering practice in North America: 1954-1994, *Proc. 3rd Int. Conf. Recent Advances in Geot. Earthq. Eng. & Soil Dyn.*, Rolla, Missouri, 881-909

Finn, W.D.L. (1991): Assessment of liquefaction potential and post liquefaction behavior of earth structures; developments 1981-1991, *Proc. 2nd Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering*, St. Louis, Missouri, II, 1833-1850

Finn, W.D.L. (1992): Evaluation of liquefaction potential, *Soil Dynamics and Geotechnical Earthquake Engineering*, Seco e Pinto (Ed.), 127-157

Gazetas, G., Fan, K. and Kaynia, A. (1993): Dynamic response of pile groups with different configurations, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 12, 239-257

Gazetas, G., Fan, K., Kaynia, A., Kausel, E. (1991): Dynamic interaction factors for floating pile groups, *J. Geotech. Eng. ASCE* 117, 1531-1548

Gazetas, G. (1991): Foundation Vibrations, in *Foundation Engineering Handbook*, (H-Y. Fang, Ed.), Van Nostrand Reinhold, 553-593.

Ghaboussi, J. and Dikmen, S.U. (1984): Effective stress analysis of seismic response and liquefaction: case studies, *J. Geotech. Eng. ASCE*, 110(5), 645-658.

Gucunski, N. and Woods, R.D. (1992): Numerical simulation of the SASW test, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 11, 213-227.

Hardin, B.O. (1978): The nature of stress-strain behavior of soils, *Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, ASCE, Vol. I, 3-90

Hardin, B. and Drnevich, V.P. (1972): Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves, *J. Soil Mech. and Found. Eng. Div. ASCE*, 98, 667-692.

Haupt, W. (1973): Discussion of in-situ shear wave velocity by cross hole method, by R. E. Goodman and J. Dubois, *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE*, 99, 224-228

Haupt, W. (1987a): Ermittlung der Bodendämpfung im ResCol Gerät, *VDI-Berichte* 627, 231-245.

Haupt, W. (1987b): Dynamische Bodeneigenschaften und ihre Ermittlung, in *Bodendynamik. Grundlagen und Anwendung*, W. Haupt (Hrsg.), 225-279, Vieweg, Braunschweig/Wiesbaden.

Hardin, B.O. and Black, W.L. (1968): Vibration modulus of normally consolidated clay. *J. Soil Mech. Found. Div.*, ASCE, 94, 353-369 (1968)

Heidebrecht, A.C., Henderson, P., Naumoski, N. and Pappin, J.W. (1990): Seismic response and design of structures located on soft clay sites, *Canadian Geotechnical Journal*, 27, 342-354.

Hiltunen, D. and Woods, R.D. (1988): Spectral analysis of surface waves and crosshole test results compared, *Soil Dynamics & Earthq. Eng. II: Recent Advances in Ground Motion Evaluation*, ASCE, 279-289

Hoar, R.J. and Stokoe, K.H. (1984): Field and laboratory measurements of material damping of soil in shear. *Proc. 8th World Conf. Earthq. Eng.*, San Francisco, III, 47-54.

Holzlöhner, U. (1988): Dynamische Bodenkennwerte -- Meßergebnisse und Zusammenhänge. *Bautechnik*, 65, 306-312.

Hryviw, R. D. (1989): Ray-path curvature in shallow seismic investigations, *J. Geotech. Eng.* ASCE, 115, 1268-1283

Hwang, H.H.M. and Lee, C.S. (1991): Parametric study of site response analysis, *Soil Dyn. & Earthq. Eng.* 10, 282-290.

Idriss, I.M. (1990): Response of soft soil sites during earthquakes, *Proc. of the H. Bolton Seed Memorial Symposium*, Berkeley, Vol. II, 273-289

Idriss, I.M. and Sun, J.I. (1992): SHAKE91 - A Computer Program for Conduction Equivalent Nonlinear Response Analysis of Horizontally Layered Soil Deposits. *Users Manual*, University of California at Davis, Davis, California.

Isenhower, W.M., Stokoe, K.H. and Allen, J.C. (1987): Instrumentation for torsional shear - resonant column measurements under anisotropic stresses, *Geotechnical Testing Journal* 10, 183-191.

Ishibashi, I. and Zhang, X. (1993): Unified dynamic shear moduli and damping of sand and clay. *Soils and Foundations*, 33(1), 182-191.

Ishihara, K. (1986): Evaluation of soil properties for use in earthquake response analysis. *Geotechnical Modelling in Engineering Practice*, R. Dingar and J.A. Studer (Eds.), Balkema, Rotterdam, 241-275.

Ishihara, K. (1992): Dynamic properties of soils and gravels from laboratory tests, in *Soil Dynamics and Geotechnical Earthquake Engineering*, Seco e Pinto (Ed.), Balkema, Rotterdam, 1-17

Ishihara, K. (1993): Thirty-third Rankine Lecture: Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Geotechnique*, 43(3), 351-415.

Ishihara, K. and Li, S. (1972): Liquefaction of saturated sand in triaxial torsional shear test. *Soils & Foundations*, 12(2), 19-39.

Iwasaki, T. and Tatsuoka, F. (1977): Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands, *Soils and Foundations* 17, No. 3, 19-34.

Iwasaki, Y.T. (1988): In-situ seismic velocity and its relationship with soil characteristics in Osaka Bay, *Earthquake Engineering and Soil Dynamics II - Recent Advances in Ground Motion Evaluation*, ASCE, 290-304

Kagawa, T. (1992): Moduli and damping factors of soft marine clays. *J. Geotech. Eng.*, ASCE, 118, 1360-1375.

Kalteziotis, N., Savidis, S. and Vrettos, C. (1994): Resonant column tests of marine silty clays, *Proc. 2nd Int. Conf. Earthquake Resistant Construction and Design*, S.A. Savidis (Ed.), Berlin, 203-209.

Kaynia, A. and Kausel, E. (1982): Dynamic Stiffness and Seismic Response of Pile Groups, *Research Report R82-03*, Massachusetts Institute of Technology.

Kim, T.C. and Novak, M. (1981): Dynamic properties of some cohesive soils of Ontario. *Can. Geotech. J.*, 18, 371-389.

Kokusho, T., Yoshida, Y. and Esashi, Y. (1982): Dynamic properties of soft clay for wide strain range. *Soils and Foundations*, 22(4), 1-18.

Koutsoftas, D.C. and Fischer, J.A. (1980): Dynamic properties of two marine clays. *J. Geotech. Eng. Div.*, ASCE, 106, 645-657 (1980).

Kovacs, W.D. and Leo, E. (1981): Cyclic simple shear of large scale sand samples: Effects of diameter to height ratio. *Proc. Int. Conf. on Recent Advances in Geotech. Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Missouri, III, 897-907.

Langston, R.W. (1990): High-resolution refraction seismic data acquisition and interpretation. *Geotechnical and Environmental Geophysics, Vol. I, Review and Tutorial*, (S.H. Ward, Ed.). Society of Exploration Geophysics, Tulsa, OK, 45-74

Larkin, T.J. and Taylor, P.W. (1979): Comparison of down hole and laboratory shear wave velocities, *Canadian Geotech. Journal* 16, 152-162.

Lo Presti, D.C.F., Pallara, O., Lancellotta, R., Armandi, M. and Maniscalco, R. (1993): Monotonic and cyclic loading behavior of two sands at small strains, *Geotechnical Testing Journal* 16, 409-424.

Lunne, T. and Christoffersen, H.P. (1983): Interpretation of cone penetrometer data for offshore sands, *Proc. 15th Annual OTC*, Houston, 1, 181-192

Mancuso, C. (1994): "Damping of soil by cross-hole method", *Proc. XIII Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, New Delhi, 1337-1340

Marcuson, W.F., III. and Wahls, H.E. (1972): Time effects on the dynamic the dynamic shear modulus of clays. *J. Soil Mech. Found. Div.*, ASCE, 98, 1359-1373.

Marcuson, W.F., Hynes, M.E. and Franklin, A.G. (1992): Seismic stability and permanent deformation analyses: the last twenty five years. *Stability and Performance of Slopes and Embankments-II*, Geotechnical Special Publ. No. 31, ASCE, (R.B. Seed and R.W. Boulanger, Eds), 552-592.

Martin, G.R., Tsai, C.-F. and Arurmolli, K. (1991): A practical assessment of site liquefaction effects and remediation needs, *Proc. 2nd Int. Conf. Recent Advances in Geot. Earthq. Eng. & Soil Dyn.*, Rolla, Missouri, 411-418.

Mayne, P.W. and Rix, G.J. (1993): G_{\max} - q_c relationships for clays, *Geotechnical Testing Journal*, 16, 54-60.

Mizuno, H. (1987): Pile damage during earthquakes in Japan (1923-1983), *Dynamic Response of Pile Foundations*, ASCE Geotech. Special Publ. 11, T. Nogami, Ed., 53-78.

Miura, S., Toki, S. and Tatsuoka, F. (1994): Cyclic undrained triaxial behavior of sand by a cooperative test program in Japan. *Dynamic Geotechnical Testing II*, American Society for Testing and Materials, STP 1213, 246-260.

Mok, Y.-J., Sanchez-Salinero, I., Stokoe, K.H. and Roesset, J.M. (1988): In-situ damping measurements by crosshole seismic method. *Earthquake Engineering and Soil Dynamics II - Recent Advances in Ground Motion Evaluation*, ASCE, ASCE Geotech. Special Publ. 20, 305-320.

Morris, D.V. and Abbiss, C.P. (1979): Static modulus of Gault clay predicted from seismic tests, *Ground Eng.* 12(8), 44-50.

Mylonakis, G., Nikolaou, A. and Gazetas, G. (1997): Soil-pile-bridge seismic interaction: kinematic and inertial effects. Part I: Soft soil, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 26, 337-359

Nazarian, S. and Stokoe, K.H., II (1984): In-situ shear wave velocities from spectral analysis of surface waves, *Proc. 8th World Conf. Earthq. Eng.*, S. Francisco, Vol. III, 31-38.

Ohta, Y. and Goto, N. (1978): Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 6, 167-187.

Pecker, A. (1994): Seismic design of shallow foundations, *Proc. X European Conf. Earthq. Eng.*, Vienna, 1001-1010

Powell, J.J.M. and Butcher, A.P. (1991): Assessment of ground stiffness from field and laboratory tests, *X European Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Florence, 153-156

Prange, B. (1983): Der Resonant-Column-Versuch; Theorie und Experiment. *Symposium Meßtechnik im Erd- und Grundbau*, DGEG, München, 63-69.

Prange, B. und Huber, G. (1983): Oberflächenwellenfelder zur Bestimmung der dynamischen Untergrundparameter, *Symposium Meßtechnik im Erd- und Grundbau*, DGEG, München, 63-69.

Pyke, R. (1979): Nonlinear soil models for irregular cyclic loadings, *J. Geotech. Eng. Div. ASCE*, 105 (GT6), 715-726.

Ray, R.P. and Woods, R.D (1988): Modulus and damping due to uniform and variable cyclic loading, *J. Geotech. Eng. ASCE*, 114, 861-876.

Richards, R. Jr., Elms, D.G. and Budhu, M. (1993): Seismic bearing capacity and settlements of foundations, *J. Geotech. Eng. ASCE* 119, 662-674.

Richart, F.E. Jr., Hall, J.R., Jr. and Woods, R.D. (1970): *Vibrations of Soils and Foundations*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.

Robertson, P.K. (1990): Soil classification using the cone penetration test, *Can. Geotech. J.* 27, 151-158.

Robertson, P.K., Campanella, R.G. and Wightman, A. (1983): SPT-CPT correlations, *J. Geotech. Engng. ASCE*, 109, 1449-1459

Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D. and Rice, A. (1985): Seismic CPT to measure in-situ shear wave velocity, *Measurement and Use of Shear Wave Velocity* (R.D. Woods, Ed.) ASCE, 35-49.

Robertson, P.K. and Campanella, R.G. (1985): Liquefaction potential of sands using the CPT, *J. Geotech. Engng. ASCE*, 111(3), 384-403

Robertson, P.K., Woeller, D.J. and Finn, W.D.L. (1992): Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential under cyclic loading, *Can. Geotech. J.* 29, 686-695

Roblee, C.J., Stokoe, K.H., Fuhrman, M.D. and Nelson, P.P. (1994): Crosshole SW-wave measurements in rock and soil. *Dynamic Geotechnical Testing II*, American Society for Testing and Materials, STP 1213, 58-72.

Roesset, J.M. (1977): Soil amplification of earthquakes, *Numerical Methods in Geotechnical Engineering* (C.S. Desai & J.T. Christian, Ed.), McGraw Hill, N.Y., 639-682.

Roesset, J.M., Chang, D.W. and Stokoe, K.H., II. (1991): Comparison of 2-D and 3-D models for analysis of surface wave tests, *Proc. 5th Int. Conf. Soil Dyn. and Earthq. Eng.*, Karlsruhe, 111-126

Saada, A., Fries, G. and Ker, C.C. (1983): An evaluation of laboratory testing techniques in soil mechanics, *Soils and Foundations*, Vol. 23, No. 2, 98-112.

Sarma, S.K. and Iossifelis, I.S. (1990): Seismic bearing capacity factors of shallow strip footings, *Geotechnique*, 40(2), 265-273.

Savidis S.A. und Schuppe, R. (1982): Dynamisches Triaxialgerät zur Untersuchung des Verflüssigungsverhaltens von isotrop und anisotrop konsolidierten Sanden, *Bautechnik* 59 21-24.

Savidis, S.A., Sarfeld, W. and Faust, B. (1991): Numerical analysis of large pile foundations under dynamic loads, *Colloque Interantional Fondations Profondes*, ENPC, Paris, 531-539

Savidis S.A. und Vrettos, C. (1997): Untersuchungen zum dynamischen Verhalten von marinen Tonen, *Bautechnik* (eingereicht).

Saxena, S.K. and Reddy, K.R. (1989): Dynamic moduli and damping ratios for Monterey No.0 sand by resonant column tests, *Soils and Foundations* 29, No. 2, 37-51.

Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B. (1972): SHAKE - A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites. *Report No. EERC 72-12*, University of California, Berkeley.

Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1970): Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses, *Report No. UCB/EERC-70/10*, Earthquake Engineering Reserach Center, University of California at Berkeley

Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1982): *Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes*, EERI Monograph, Earthquake Engineering Research Institute

Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1970): Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis, *Report No. EERC-70/10*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F. and Chung, R.F. (1985): Influence of SPT procedures on soil liquefaction resistance evaluations, *J. Geotech. Eng.* ASCE 111, 1425-1445.

Seed, H.B., Wong, R.T., Idriss, I.M. and Tokimatsu, K. (1986): Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils, *J. Geotech. Eng.* ASCE 112, 1016-1032.

Seed, R.B. and Harder, L. F., Jr. (1990): SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength, *Proc. H. Bolton Seed Memorial Symposium*, Vancouver, J.M. Duncan (Ed.), Vol. 2, 351-376.

Shibata, T. and Teeparaksa, W. (1988): Evaluation of liquefaction potentials of soils using cone penetration tests, *Soils and Foundations*, 28(2), 49-60.

Skempton, A.W. (1986): Standard penetartion test procedures and the effects in sands of overburden, relative density, particle size, aging and over-consolidation, *Geotechnique* 36, 425-447.

Stewart, W.P. and Campanella, R.G. (1993): Practical aspects of in situ measurements of material damping with the seismic cone penetration test, *Can. Geotech. J.* 30, 211-219.

Stokoe, K.H., Kim, J., Sykora, D.W., Ladd, R.S. and Dobry, R. (1986): Field and laboratory investigations of three sands subjected to the 1979 Imperial Valley earthquake, *Proc. 8th European Conf. Earthq. Eng.*, Lisbon, II, 5.2/57-64.

Studer, J. und Ziegler, A. (1986): *Bodendynamik. Grundlagen, Kennziffern*, Springer-Verlag.

Sun, J.I., Golesorkhi, R. and Seed, H.B. (1988): Dynamic moduli and damping ratios for cohesive soils. *Report No. UCB/EERC-88/15*, University of California, Berkeley.

von Soos, P. (1990): Eigenschaften von Boden und Fels; ihre Ermittlung im Labor, im *Grundbau-Taschenbuch*, U. Smoltczyk (Ed.), Vol. 1, Ernst & Sohn, 105-174

Vucetic, M. and Dobry, R. (1991): Effect of soil plasticity on cyclic response. *J. Geotech. Eng.*, ASCE, 117, 89-107.

Veletsos, A.S. (1993): Design concepts for dynamics of soil-structure interaction, *Developments in Dynamic Soil-Structure Interaction*, P. Güllkan and R.W. Clough (Eds), 307-325, Kluwer Academic.

Viggiani, G. and Atkinson, J.H. (1995): Stiffness of fine-grained soil at very small strains, *Geotechnique* 45(2), 249-265.

Vrettos, C. (1996): Simple inversion procedure for shallow seismic refraction in continuously nonhomogeneous soils, *Soil Dynamics & Earthquake Engineering* 15, 381-386

Vrettos, C. and Prange, B. (1990): Evaluation of in-situ effective shear modulus from dispersion measurements, *J. Geotech. Eng. ASCE* 116, 1581-1585.

Waas, G. and Hartmann, H.-H. (1984): Seismic analysis of pile foundations including pile-soil-pile interaction, *Proc. 8th World Conf, Earthq. Eng.*, San Francisco, Vol. V, 55-62

Weiler, W.A. (1988): Small strain shear modulus of clay. *Earthquake Engineering and Soil Dynamics II - Recent Advances in Ground Motion Evaluation*, ASCE, ASCE Geotech. Special Publ. 20, 331-345.

Woods, R.D. (1991): Field and laboratory determination of soil properties at low and high strains, *Proc. 2nd Int. Conf. on Recent Advances in Geotech. Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Missouri, II, 1727-1741.

Eurocodes

ENV 1998-1: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben., Juni 1997

ENV 1998-5: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben. Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke, Juni 1997

ENV 1997-1: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik. Teil 1: Allgemeine Regeln, 1994.