

Seegangsinduzierte Prozesse im Sandbett

unter monolithischen Bauwerken

Matthias Kudella¹
Hocine Oumeraci²

1 Einleitung

Bodenverflüssigung kann eine der Ursachen für das Versagen von monolithischen Wellenbrechern und anderen Seebauwerken darstellen (Zen et al. 1986, Chaney & Fang 1991).

Bei der totalen Verflüssigung gehen die Effektivspannungen im Korngerüst gegen Null und das Mehrphasensystem Boden-Flüssigkeit-Gas verhält sich wie eine Flüssigkeit. In diesem Zustand erreicht der Wert des Porenwasserüberdrucks den Wert der vertikalen Anfangseffektivspannung.

Bei der partiellen Bodenverflüssigung reduzieren sich die Effektivspannungen nur teilweise und es verbleibt eine Restscherfestigkeit des Bodens. Für die Gründung maritimer Strukturen sind hierbei zwei verschiedene Mechanismen zu beachten:

1. *Zur Bodenoberfläche gerichteter Druckgradient unter einem Wellental:* Der Druckunterschied bewirkt eine zur Sandoberfläche wirkende Kraft. Erreicht sie den Wert der Anfangseffektivspannung, erfolgt eine vorübergehende Verflüssigung beim Durchgang des Wellentales. Dieser Mechanismus ist besonders für die Grenzschicht relevant.
2. *Anstieg des mittleren Porenwasserdrucks:* Bei behinderter Drainage kann der bei jedem Belastungszyklus induzierte Porenwasserdruck zu einem Anstieg des mittleren Porenwasserdruck führen. Dieser Mechanismus spielt im Sanduntergrund unter monolithischen Strukturen eine besondere Rolle, da hier hohe Scherspannungen auch in größerer Tiefe auftreten können.

Wellenbelastung allein kann kaum zur vollständigen Verflüssigung des Bodens unterhalb eines Bauwerks führen (Oumeraci 1994). Allerdings kann die Kombination von Wellen und welleninduzierten Bauwerksbewegungen Bodenverformungen hervorrufen, die zu einem deutlichen Anstieg des mittleren Porenwasserdruck unterhalb des Bauwerks und somit zu einer Reduzierung der Scherfestigkeit in der Gründung führen können (Oumeraci 1994, Oumeraci et al. 2001).

Dieser Betrag stellt einige Ergebnisse von großmaßstäblichen Untersuchungen an einem Caisson-Wellenbrecher vor, die 2001 im Großen Wellenkanal (GWK) in Hannover durchgeführt wurden. Im Mittelpunkt steht die Diskussion von Prozessen, welche zu einem An-

¹ Dipl.-Ing., Leichtweiß-Institut, Beethovenstraße 51a, 38106 Braunschweig

² Prof. Dr.-Ing., Leichtweiß-Institut, Beethovenstraße 51a, 38106 Braunschweig

stieg des mittleren Porenwasserdrucks und somit zu einer Verminderung der Scherfestigkeit des Sanduntergrunds führen. Eine detaillierte Ausführung der Ergebnisse ist in Kudella und Oumeraci (2004) sowie in Kudella et al. (2005) zu finden.

2 Relevante Prozesse und Versuchsdurchführung

Der Anstieg des mittleren Porenwasserdruckes hängt sowohl von den Parametern der angreifenden Wellen als auch von Eigenschaften ab, welche den Wellenbrecher und seine Gründung beschreiben. Die Interaktionsprozesse zwischen Welle, Bauwerk und Gründung bestimmen hierbei die Anforderungen, welche an den Modellaufbau gestellt werden müssen.

Prozesse und Parameter

Die Belastung der Sandgründung unterhalb des Bauwerks erfolgt auf zwei Arten: Beim *Wellenmodus* wirken die welleninduzierten Druckänderungen im Wasser auf den Seeboden und beim *Bauwerksmodus* wirken die welleninduzierten Bauwerksbewegungen als oszillierende Gesamtspannung auf den Seeboden. Die Überlagerung beider Modi stellt die resultierende Belastung der Gründung dar. Die Belastung beim Wellenmodus ist im Wesentlichen durch die Wellenparameter und die Wassertiefe bestimmt. Die Belastung beim Bauwerksmodus ist durch die Wellenbelastung auf das Bauwerk und die dynamischen Eigenschaften des Bauwerks und seiner Gründung charakterisiert.

Anforderungen an das Modell

Die Realisierung des Modells erfolgte unter Berücksichtigung von vier Bedingungen, unter denen ein Anstieg des mittleren Porenwasserdrucks zu erwarten ist: i) hohe Sättigung und ii) mittlere Lagerungsdichte ($D_r \approx 0.4$) des Sanduntergrunds, iii) reduzierte Drainage des Untergrunds durch Einbringen einer undurchlässigen Schicht (realisiert durch Polyethylenfolien mit kleinen Fugen und iv) hohe Scherspannungen im Untergrund, hervorgerufen durch ausreichend große Bauwerksbewegungen bei Belastung durch brechende Wellen.

Versuchsaufbau und Durchführung

Versuchsaufbau sowie die Anordnung der installierten Meßaufnehmer sind in Abbildung 1 dargestellt. Druckmeßdosen registrieren die Wellenbelastung auf den Caisson und 3 Weg-taster die Bewegungen des Caissons. Im Sand unterhalb des Wellenbrechers wird an 22 Positionen der Porenwasserdruck und an 4 Positionen die mittlere Totalspannung aufgezeichnet. Leitfähigkeitsmessungen erlauben Rückschlüsse auf Änderungen in der Porosität des Sandes. Das Versuchsprogramm umfaßte regelmäßige Wellen und Wellenspektren mit Wellenhöhen zwischen 0.4 und 0.9 m und Wellenperioden zwischen 4.5 und 8 s. In den Versuchen wurden 30 bis 690 Wellenereignisse generiert.

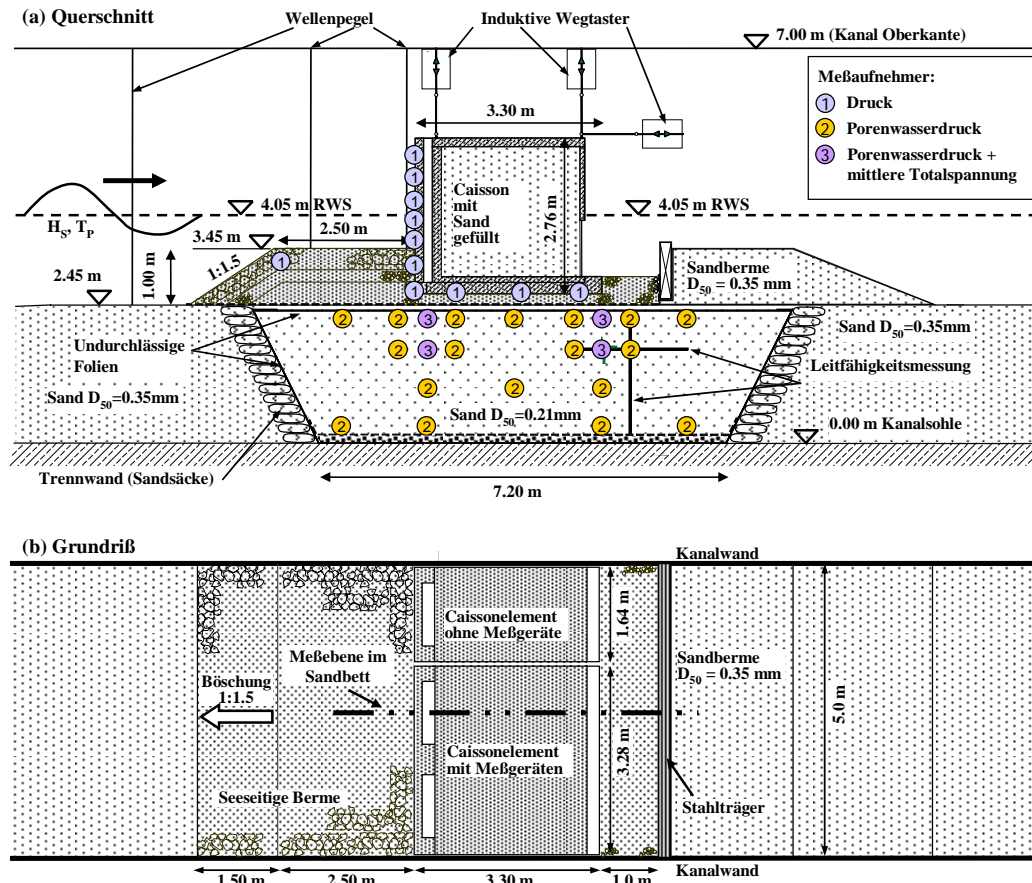


Abbildung 1: Modell des Wellenbrechers mit Anordnung der Meßgeräte

3 Experimentelle Ergebnisse

Im Folgenden werden die Ergebnisse für Versuche mit regelmäßigen Wellen diskutiert, wobei besonders der Einfluß der Bauwerksbewegungen auf die Porendruckoszillationen und auf den Anstieg des mittleren Porendrucks unter verschiedenen Belastungsarten berücksichtigt wird.

3.1 Klassifizierung der Wellenbelastung

Nach der PROVERBS-Parametertafel (Oumeraci et al. 2001) kann ein fundamentaler Unterschied zwischen pulsierender Wellenbelastung und dynamischer Belastung durch brechende Wellen gemacht werden. Im ersten Fall ist die Bauwerksantwort so gering, daß quasi-statische Ansätze verwendet werden können, während im zweiten Fall größere Bauwerksbewegungen zu erwarten sind und eine dynamische Stabilitätsanalyse erforderlich ist.

Für die untersuchten Wassertiefen ($h_s = 1.60$ m am Bauwerksfuß, $h_1 = 0.60$ m auf der Berme) wurden pulsierende Belastungen durch Wellen mit $H = 0.4 - 0.7$ m und $T = 4.5 - 8.0$ s erzeugt, während Druckschläge bei steileren Wellen mit $H = 0.6 - 0.9$ m und $T = 4.5 - 7.0$ s auftraten. Diese Wellenbelastung wirkt *direkt (Wellenmodus)* und *indirekt* durch die induzierten Bauwerksbewegungen (*Bauwerksmodus*) auf die Sandoberfläche. Da der Bauwerksmodus im Bereich des Caisson-Wellenbrechers überwiegt, wird besonders der Einfluß der Caissonbewegung auf die Antwort der Bauwerksgründung betrachtet.

3.2 Einfluß der Caissonbewegungen auf transienten und mittleren Porendruck

Um den relativen Einfluß der Caissonbewegungen und der direkten Wellenbelastung auf die Entstehung des Porenwasserdrucks zu untersuchen, werden 3 senkrechte Ebenen betrachtet: An der seeseitigen Berme (I), der seeseitigen Bauwerkskante (II) und der landseitigen Bauwerkskante (III). An diesen Positionen werden der Porendruck im Sandkörper (hervorgerufen durch Wellendruck und Bauwerksbewegungen), der Wellendruck an der Berme und die vertikalen Caissonbewegungen an der seeseitigen und landseitigen Kante aufgezeichnet. Eine vergleichende Analyse des Porendrucks in der Sandgründung sowohl unter pulsierender Wellenbelastung als auch unter Belastung durch Druckschläge soll klären, welchen relativen Einfluß die direkte und die indirekte Belastung für die Entstehung von Porendruckoszillationen und den Anstieg des mittleren Porenwasserdrucks hat.

Transienter Porenwasserdruck

Anhand von Abbildung 2 kann die Entstehung von Porendruckoszillationen in der oberen Sandschicht an den Positionen I und II unter *pulsierender Wellenbelastung* untersucht werden. An Position I ist der Einfluß der Bauwerksbewegung auf den Verlauf des Porenwasserdrucks relativ gering. Er ist nur anhand der leicht reduzierten Maximalwerte der Porendruckereignisse erkennbar (durchgezogene Linie in Abb. 2c im Vergleich zur durchgezogenen Linie in Abb. 2a).

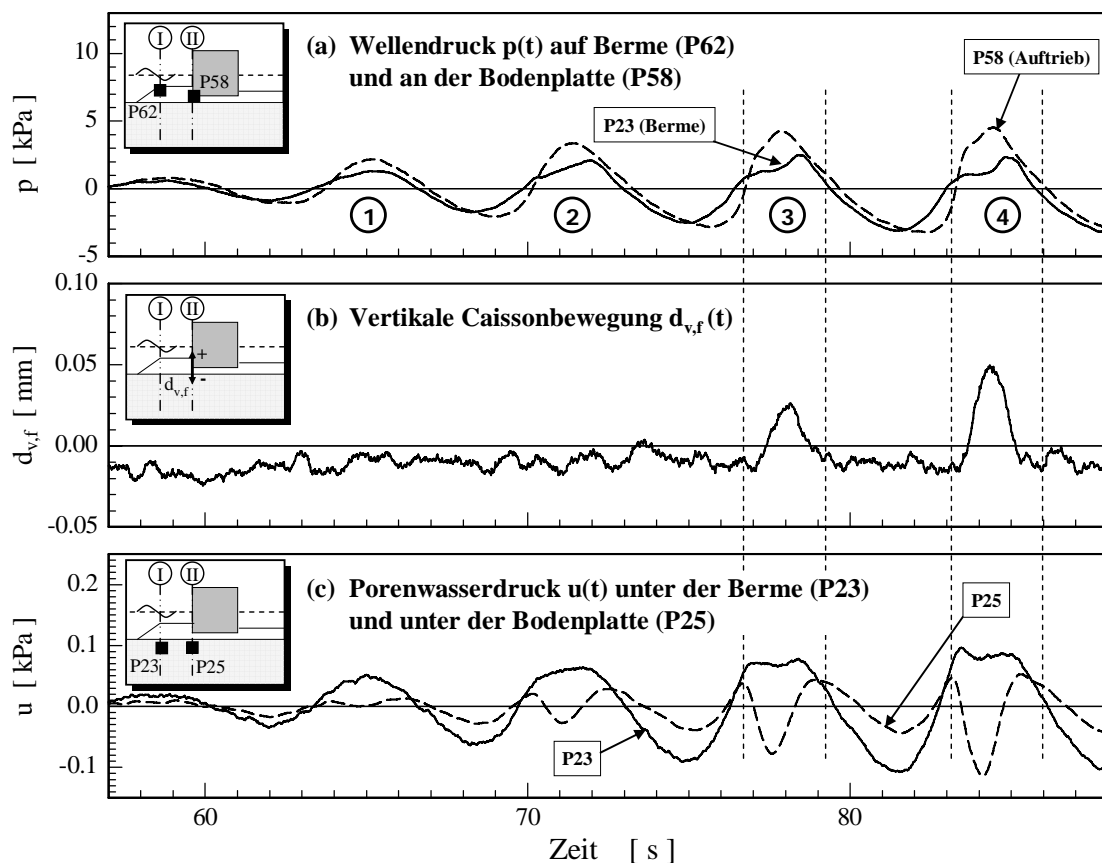


Abbildung 2: Relativer Beitrag des Wellenmodus und des Bauwerkmodus auf die Entwicklung des transienten Porenwasserdrucks im Sand unter Belastung durch pulsierende Wellen ($H = 0.4$ m, $T = 6.5$ s, $h_s = 1.6$ m)

Unter der seeseitigen Bauwerkskante (Position II) zeigt ein Vergleich des Wellendrucks $p(t)$ an der Bodenplatte (gestrichelte Linie in Abb. 22a) mit dem Porendruck P25 (gestrichelte Linie in Abb. 2c), daß die Porendruckentwicklung an dieser Stelle deutlich von den Caissonbewegungen bestimmt wird. Sobald die Bewegung des Caissons erkennbar wird (Wellenereignisse 3 und 4), sinkt der Porenwasserdruck und erreicht sogar negative Werte, wobei das Minimum mit der maximalen Auslenkung des Caissons zusammenfällt. Zwischen den Ereignissen 3 und 4, wo keine Caissonbewegungen erkennbar sind (Abb. 2b), folgt der Porendruck (gestrichelte Linie in Abb. 2c) fast exakt dem Verlauf des Wellendrucks an der Bodenplatte des Caissons (gestrichelte Linie in Abb. 2a). Dann dominiert der *Wellenmodus*.

Für eine *pulsierende Wellenbelastung* kann demnach gefolgert werden, daß i) selbst geringe Bauwerksbewegungen den Verlauf des transienten Porendrucks deutlich beeinflussen und daß ii) der Einfluß der Bauwerksbewegung auf diesen Porendruck mit zunehmender Entfernung von der Bauwerksfront stark sinkt.

Um zu prüfen, ob und in welchem Ausmaß die für pulsierende Belastung gefundenen Erkenntnisse auch für dynamische Belastungen durch brechende Wellen gültig sind, wird analog zu Abbildung 2 ein ähnliches Vorgehen für ein Druckschlagereignis angewandt, wie es in Abbildung 3 dargestellt ist. Auch hier wird der Verlauf des Porenwasserdrucks in der oberflächennahen Schicht unterhalb der seeseitigen Bauwerkskante (P26) und unter der Berme (P23) dem Wellendruck an der Bodenplatte (P59), auf der Berme (P62) und den vertikalen Bauwerksbewegungen $d_{v,f}(t)$ an Position II gegenübergestellt.

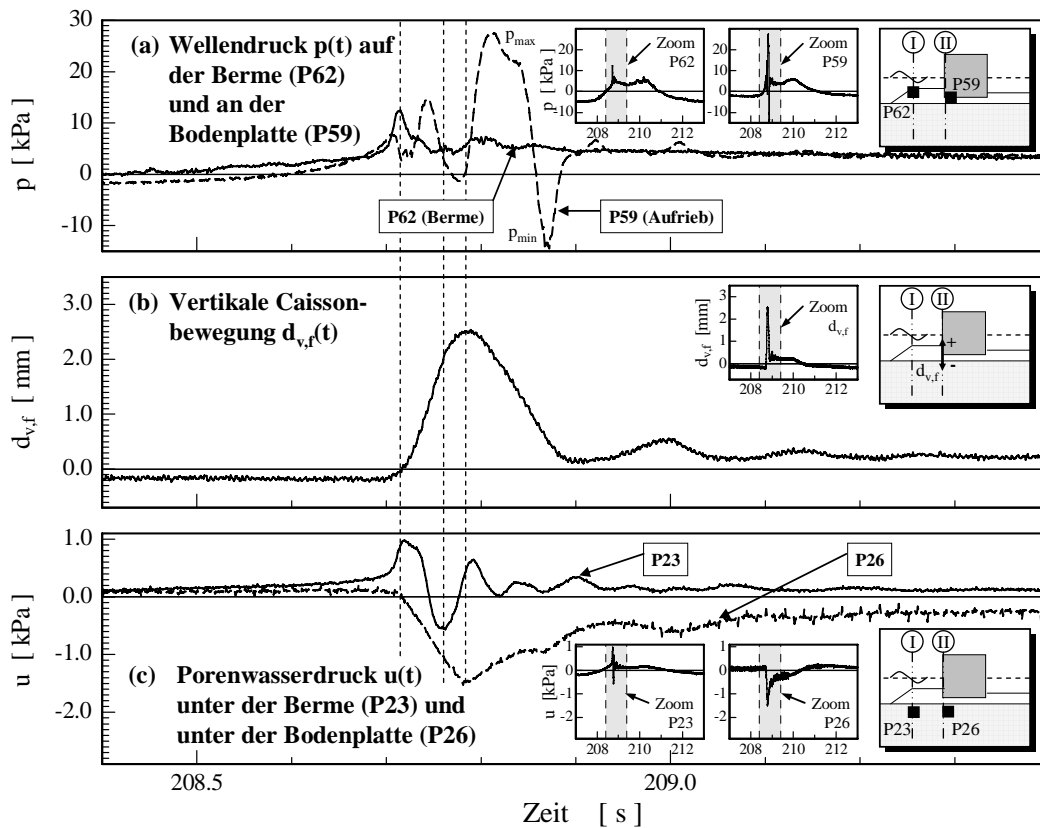


Abbildung 3: Relativer Beitrag des Wellenmodus und des Bauwerkmodus auf die Entwicklung des transienten Porendrucks im Sand unter Belastung durch brechende Wellen ($H = 0.9$ m, $T = 6.5$ s, $h_s = 1.6$ m)

An Position I folgt der Verlauf des Porendrucks $u(t)$ in P23 ziemlich genau dem Verlauf des Wellendrucks $p(t)$ auf der Berme (siehe Abb. 3a,c). Daraus folgt, daß der Porendruck $u(t)$ im Sand vor der Frontseite des Caissons (P23) hauptsächlich von der direkten Wellenbewegung erzeugt wird (*Wellenmodus*). An Position II folgt der Verlauf des Porendrucks $u(t)$ in P26 dem Verlauf der vertikalen Bauwerksbewegung $d_{v,f}(t)$, allerdings in gegensätzlicher Richtung (Abb. 3b,c). Hier wird der Porendruck im Sand ganz klar von den Caissonbewegungen $d_{v,f}(t)$ bestimmt (*Bauwerksmodus*). Der Beitrag des direkten Wellendrucks $p(t)$ in P62 ist vernachlässigbar klein und sogar noch geringer als im Fall von pulsierender Wellenbelastung. Sogar die positiven (p_{\max}) und negativen (p_{\min}) Druckspitzen des aufgezeichneten Porendrucks in der Schüttsteinunterlage an Position II (P59) bewirken nur kleine Abweichungen im Verlauf des Porendrucks $u(t)$ in P26 (Abb. 3a,c).

Der direkte Zusammenhang zwischen den vertikalen Caissonbewegungen $d_{v,f}$ bzw. $d_{v,b}$ und der Amplitude des induzierten transienten Porenwasserdrucks u_t im Sanduntergrund nahe der Oberfläche ist in Abbildung 4 für quasistatische Wellenbelastung als auch für dynamische Belastungen durch Druckschläge dargestellt. Für beide Belastungsarten ist ein klarer Zusammenhang erkennbar. Die Entwicklung der negativen Druckamplitude aufgrund der Entlastung des Untergrunds unter der seeseitigen Kante des Caissons ist durch die geringe Zugfestigkeit des wassergesättigten Sandes und der Steinschüttung begrenzt. Unter der wellenabgewandten Seite des Caissons erreicht der Absolutwert der Porendruckamplitude u_t deutlich höhere Werte, was auf die hohe Verdichtung des Sandkörpers durch die abwärts gerichtete Bauwerksbewegung zurückzuführen ist.

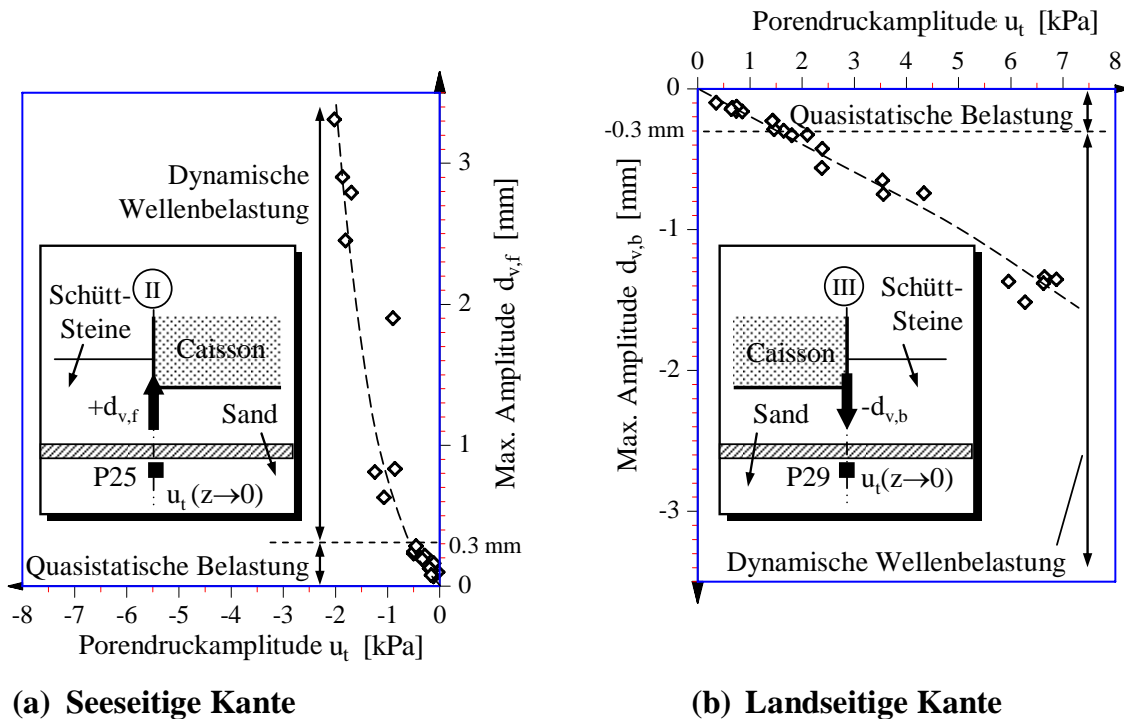


Abbildung 4: Zusammenhang zwischen vertikalen Caissonbewegungen und transienten Porendruckamplituden unter beiden Caissonkanten nahe der Oberfläche

Anstieg des mittleren Porenwasserdrucks

Um den Zusammenhang zwischen den vertikalen Caissonbewegungen und dem Anstieg des mittleren Porenwasserdrucks zu verdeutlichen, sind in Abbildung 5 der mittlere Porenwasserdruck u_r nach 53 Belastungszyklen (alle Werte innerhalb der Anstiegsphase des mittleren Porendrucks) der abwärts gerichteten Bewegung der hinteren Caissonkante $d_{v,b}$ für verschiedene Lagerungsdichten ($D_r = 0.31 - 0.45$) gegenübergestellt.

Die kritische Amplitude der Vertikalbewegung liegt bei etwa -0.3 mm und entspricht der Grenze zwischen quasistatischer und dynamischer Wellenbelastung (siehe Abb. 4). Bei Überschreitung dieses Grenzwertes wird der Anstieg des mittleren Porendrucks in starkem Maße von der Lagerungsdichte des Sanduntergrundes bestimmt. Je geringer die Lagerungsdichte, um so größer der Gradient des Druckanstiegs.

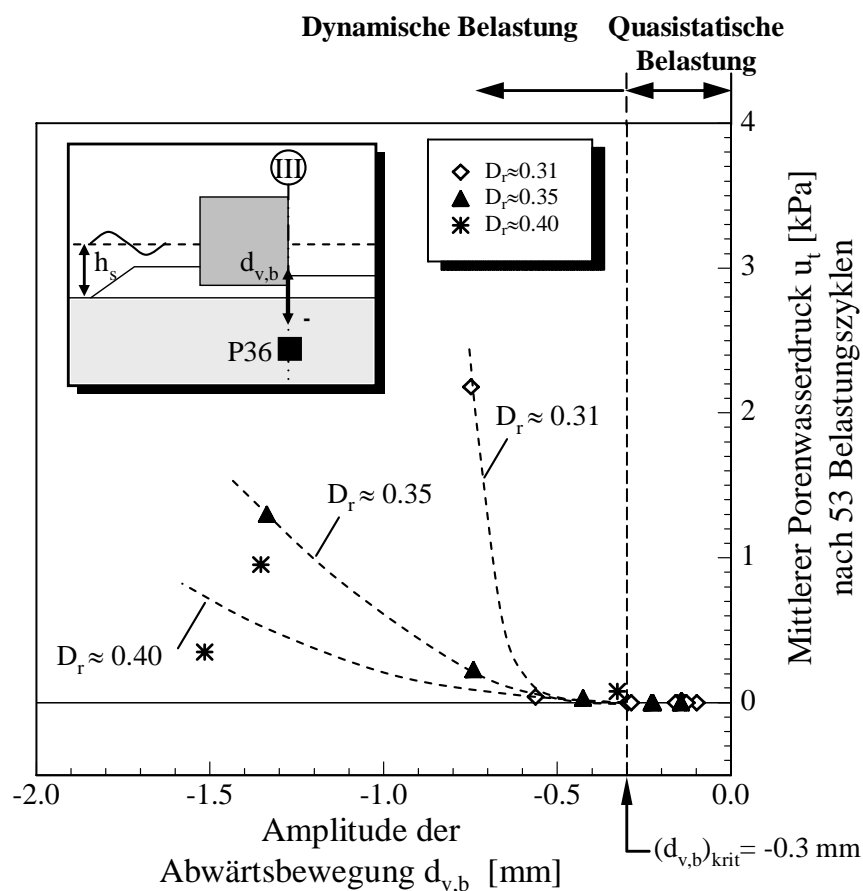


Abbildung 5: Einfluß der Caissonbewegung auf den Anstieg des mittleren Porenwasserdrucks für verschiedene Lagerungsdichten D_r unter quasistatischer und dynamischer Wellenbelastung

3.3 Stabilität der Sandgründung

Abbildung 4 verdeutlicht den Zusammenhang zwischen Wellenbelastung (M_t = resultierendes Moment um den hinteren Caissonfuß), vertikalen Oszillationen des Caissons $d_{v,b}$, transienter Porendruckamplitude u_t und Anstieg des mittleren Porendrucks u_r mit den Bauwerkssetzungen $\bar{d}_{v,b}$.

Obwohl die Belastung relativ konstant bleibt, beginnen die transienten Komponenten des Porendrucks und der Caissonbewegung nach ca. 128 Belastungszyklen deutlich anzusteigen. Nach diesem Wendepunkt I steigt die Generierungsrate des mittleren Porenwasserdrucks an, was gleichzeitig von einem Anstieg der Bauwerkssetzung begleitet ist. Im Punkt S ist das Gleichgewicht zwischen Porendruckgenerierung und -dissipation erreicht. Das Verhältnis zwischen mittlerem Porenwasserüberdruck u_r und vertikaler Anfangseffektivspannung σ'_{v0} beträgt hier ca. 0.25 (keine totale Verflüssigung). Im Anschluß daran sinkt aufgrund der zunehmenden Verdichtung des Sanduntergrunds die Generierungsrate des mittleren Porendrucks unter seine Dissipationsrate. Der klare Zusammenhang zwischen der Änderung des mittleren Porendrucks und der Änderung in der Amplitude der transienten Bauwerksbewegung weist auf den starken Einfluß des mittleren Porenwasserdrucks auf die Stabilität der Sandgründung hin.

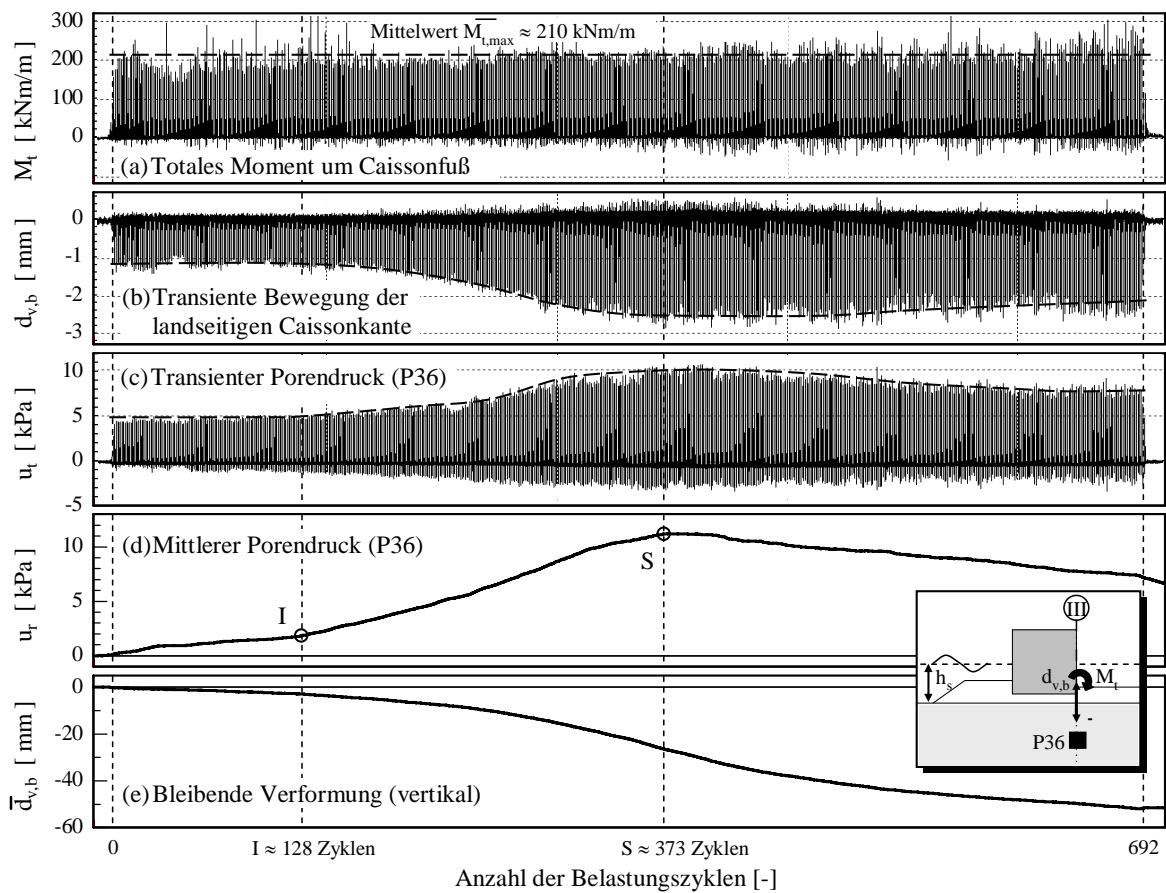


Abbildung 4: Wellenbelastung, Porenwasserdruckentwicklung und Bodenverformungen ($H = 0.9 \text{ m}$, $T = 6.5 \text{ s}$, $h_s = 1.6 \text{ m}$)

4 Zusammenfassung

Auch bei der simulierten ungünstigen Drainagesituation und den hohen Bauwerksbelastungen durch brechende Wellen wurde totale Verflüssigung nicht erreicht. Die Untersuchungen zeigten, daß

1. transienter Porendruck und Anstieg des mittleren Porendrucks in erster Linie von den Bauwerksbewegungen erzeugt werden und daß für einen Anstieg des mittleren Porendrucks Amplitude und Frequenz der Bauwerksbewegungen hoch genug sein müssen
2. große und hochfrequente Bauwerksbewegungen nur durch brechende Wellen erzeugt werden
3. ein deutlicher Zusammenhang zwischen dem mittleren Porenwasserdruck und den Bodensetzungen als auch der Stabilität des Sanduntergrundes existiert.

Kritische Bodenverformungen, die zum Versagen des Wellenbrechers führen können, entstehen auch bei einem geringen relativen mittleren Porenwasserdruck u_r/σ'_{v0} . Weitere Untersuchungen richten sich deshalb auf das Verhältnis zwischen Porendruckgenerierung und -dissipation, um Bemessungsrichtlinien zu entwickeln, die auf zulässigen Bodenverformungen basieren.

Schrifttum

- CHANEY, R.C. & FANG, H.Y.: Liquefaction in the coastal environment: An analysis of case histories. *Marine Geotechnology*, Vol. 10, 347-370, 1991
- OUMERACI, H.: Review and analysis of vertical breakwater failures: Lessons learned. *Coastal Engineering. Special Issue on Vertical Breakwaters*, Editors: OUMERACI, H. et al., Vol. 22(1/2), 3-29, 1994
- KUDELLA, M. & OUMERACI, H.: Wave-Induced Pore Pressure in the Sandy Seabed Underneath a Caisson Breakwater – Experimental Results of Large Scale Model Tests. *Technical Report*, Technical University Braunschweig, Leichtweiss-Institute, 119p. and Annex, 2004
- KUDELLA, M. OUMERACI, H., DEGROOT, M.B., MEIJERS, P.: Large-Scale Experiments on Pore Pressure Generation Underneath a Caisson Breakwater. In: Liquefaction Around Marine Structures, *Special Issue in ASCE J. of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, Vol. 1, USA, 2005 (im Druck)
- OUMERACI, H.; KORTENHAUS, A.; ALLSOP, N.W.H.; DEGROOT, M.B.; CROUCH, R.S.; VRIJLING, J.K.; VOORTMAN, H.G.: Probabilistic design tools for vertical breakwaters. Lisse, The Netherlands: Balkema, 373p, 2001
- ZEN, K.; UMEHARA; Y.; LIAM FINN, W.D.: A case study of the wave-induced liquefaction of sand layers under the damaged breakwater. *Proceedings of the 3rd Canadian Conference on Marine Geotechnical Engineering*, St. John's, Newfoundland; pp 505-520, 1986