

HYDRAULISCHE MODELLVERSUCHE FÜR EIN NEUARTIGES GRÜNDUNGSSYSTEM FÜR OFFSHORE-BAUWERKE

von

Saskia Pförtner¹
Hocine Oumeraci²
Andreas Kortenhaus³

ABSTRACT

The company OBS Ltd., Jerusalem, Israel has developed a new foundation for monopile support structures of offshore wind turbines in water depth $h = 15-30\text{m}$. In this respect, model tests and analyses on wave-induced loading, stability of the structure and stability of the rubble foundation were carried out at LWI. The purpose of the investigations was to develop design diagrams for the wave induced loads as a function of incident wave conditions and water depth. These will allow determining the safety of the structure against sliding and overturning. Moreover, the study should also allow giving recommendations for the design of the rubble foundation. This paper attempts to describe the scale model tests and to discuss some of the results achieved.

1. EINLEITUNG

Die Firma OBS Ltd. hat eine neue Struktur entwickelt, welche als Gründungssystem für Offshore-Bauwerke dienen soll. Sie besteht aus einzelnen Betonteilen, dem Ocean Brick System (OBS) (siehe Abb. 1). Der Vorteil dieser neuartigen Bauform liegt darin, dass die Elemente durch Verbindungselemente beliebig miteinander kombiniert und zusammengefügt werden, um ein starres und widerstandsfähiges System zu erhalten. Zusätzlich zu den Öffnungen in der gesamten Struktur ist auch das einzelne Element hohl, was zu einer hohen Materialersparnis führt. Dadurch werden die Betonbauteile schwimm- und schleppfähig und können an der gewünschten Stelle auf See durch Fluten der Hohlräume abgesenkt werden.

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

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

³ Dipl.-Ing., Leichtweiß-Institut, Beethovenstraße 51a, 38106 Braunschweig

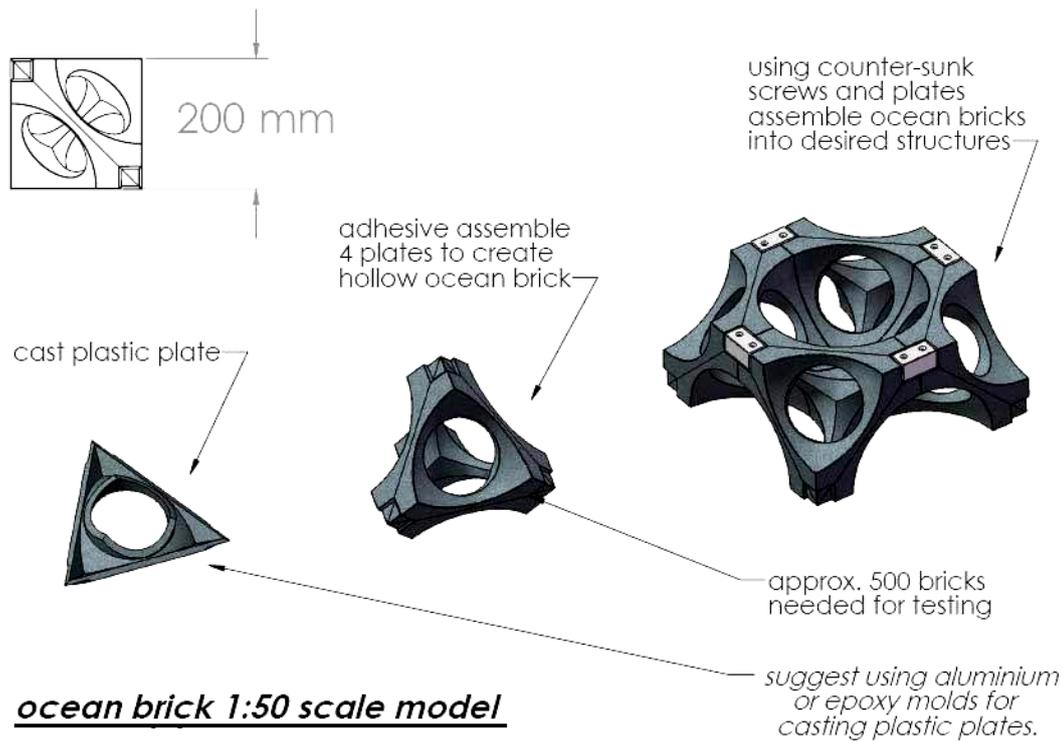


Abb. 1: Ocean Brick 1:50 Scale Model

Das untersuchte OB Gründungssystem hat eine Größe von 40 m x 40 m x 10 m. Wird das Gründungssystem für eine Windkraftanlage verwendet, so kommt ein Monopile (Durchmesser = 5 m) in die Mitte der Struktur, wie in Abb. 2 dargestellt. Das Bauwerk soll als Gründung in großen Wassertiefen verwendet werden und damit Wellenhöhen zwischen 2,5-11,5 m ausgesetzt sein.

Diese Art von Bauwerk wurde bisher nicht als Gründung für Offshore-Bauwerke eingesetzt. Deshalb wurde das Leichtweiß-Institut für Wasserbau (LWI) von OBS Ltd. beauftragt, die Seegangsbelastung auf das Ocean Brick System zu untersuchen. Aufgrund der Größe des Bauwerks wurde die Entscheidung getroffen, die Versuche im Maßstab von 1:50 durchzuführen (Abb. 1).

Das Versuchsmodell mit den Abmessungen 0,80 m x 0,80 m x 0,20 m ist in Abb. 3 zu sehen. Der Wasserstand wurde auf 0,30 m bzw. 0,60 m festgelegt (Originalmaßstab: h = 15 m bzw. 30 m).

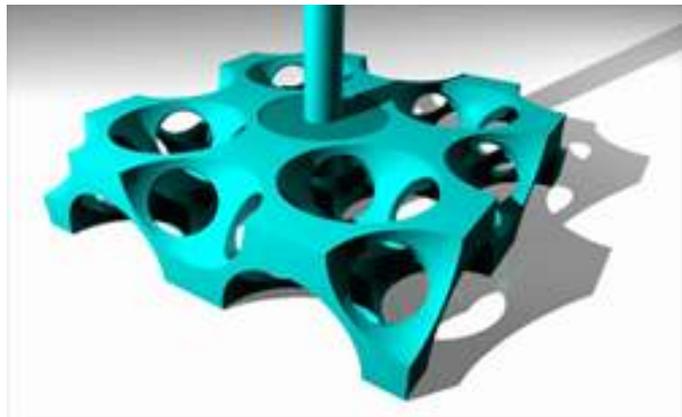
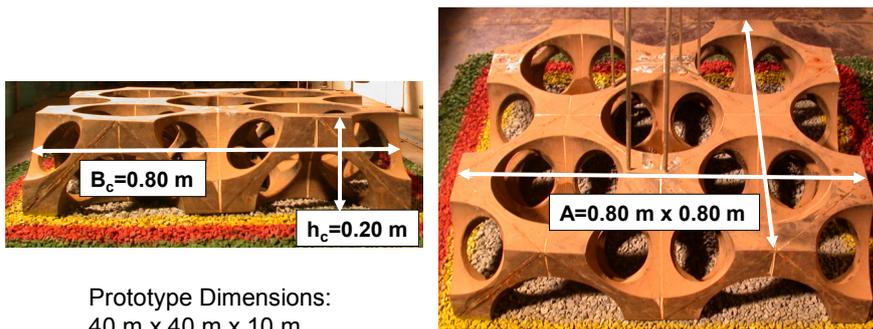


Abb. 2: Ocean Brick System (OBS) als Gründungssystem für Offshore-Bauwerke



Prototype Dimensions:
40 m x 40 m x 10 m

Abb. 3: Foto des Versuchsmodells im Wellenkanal des LWI

2. VERSUCHSAUFBAU, -PROGRAMM UND -DURCHFÜHRUNG

Bei den Versuchen im Wellenkanal des LWI sollten verschiedene Aspekte untersucht werden. Dafür mussten jeweils verschiedene Versuchsaufbauten entwickelt werden. Die Versuchsaufbauten für die (i) Seegangbelastung der OBS-Struktur, (ii) die Stabilität der OBS-Struktur und die (iii) Stabilität der Steinschüttung werden in diesem Kapitel dargestellt. Außerdem werden die verwendeten Versuchs- und Messeinrichtungen beschrieben und ein kurzer Überblick über das Versuchsprogramm wird gegeben.

2.1 Versuchs- und Messeinrichtungen

Das Ocean Brick System wurde im 2 m Wellenkanal des LWI untersucht. Dafür wurde die Struktur auf einer Plattform an der hinteren Glasscheibe des Kanals (78,18 m vor der Wellenmaschine) eingebaut (siehe Abb. 4). Die Plattform diente zur Erhöhung des Wasserstandes vor der Wellenmaschine, damit nichtbrechende Wellen generiert werden konnten.

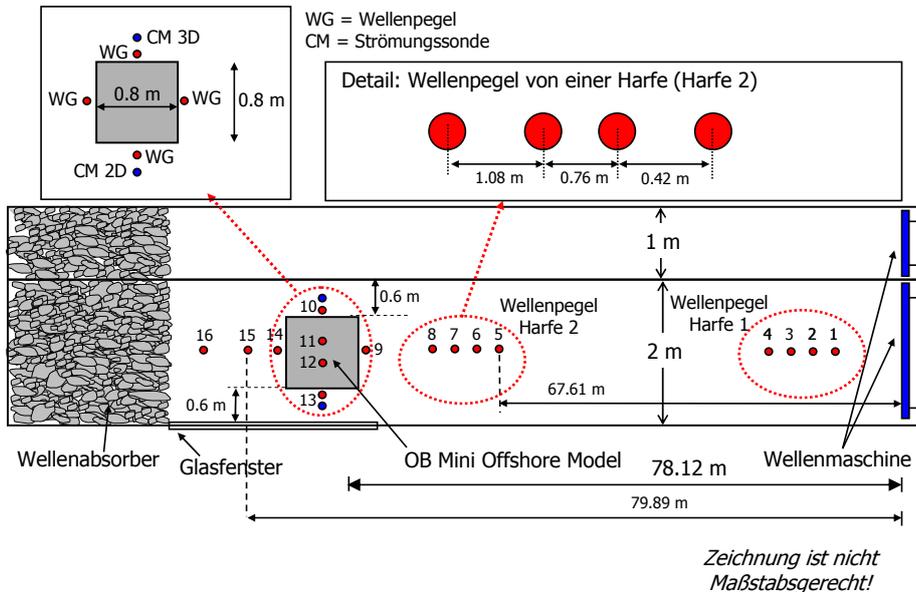


Abb. 4: Wellenkanal des LWI mit der Position des Modells und den verwendeten Messeinrichtungen

Zur Überprüfung der eingesteuerten Wellen wurden 16 Wellenpegel (siehe Abb. 5) eingebaut. Zusätzlich dazu wurde mit zwei ADV-Sonden die Geschwindigkeit neben dem Bauwerk gemessen.

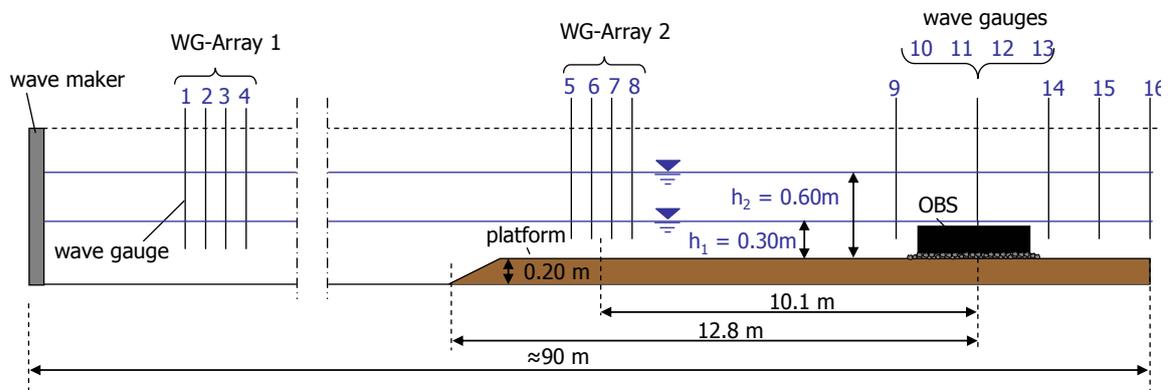


Abb. 5: Einbau des Versuchsmodells im Wellenkanal des LWI

2.2 Versuchsaufbau und -durchführung „Seegangsbelastung der OBS-Struktur“

Hauptziel der Untersuchung war es, die hydrodynamische Belastung auf das Bauwerk mit und ohne Monopile zu ermitteln. Dafür wurde vom LWI ein neuartiges Kraftmesssystem entwickelt, mit dem sowohl die horizontale und die vertikale Kraft auf das Bauwerk, als auch das Moment um die hintere Ecke des Bauwerks aufgezeichnet werden konnte.

Das Messsystem bestand aus sechs Kraftmessdosen (FT), welche an Stahlstangen befestigt wurden. Somit entstand ein statisch bestimmtes System (siehe Abb. 6). Das OB-System wurde für zwei verschiedene Wasserstände (0,3 m und 0,6 m) unter unregelmäßigen Wellen untersucht. Die angesteuerte Wellenhöhe H_{m0} lag zwischen 0,05 m und 0,23 m

(Originalmaßstab: $H_{m0} = 2,5 \text{ m} - 11,5 \text{ m}$) und die Wellenperiode T_p zwischen 1,0 s und 2,50 s (Originalmaßstab: $T_p = 7,07 \text{ s} - 17,7 \text{ s}$). Da das Bauwerk vorwiegend für größere Wassertiefen (Übergangsbedingung $h/L \geq 0,5$) untersucht werden sollten, wurden nur die Wellen generiert, welche die Bedingungen für nichtbrechende Wellen $0,02 < H/L_0 < 0,06$ und $H/h < 0,78$ eingehalten haben. Insgesamt wurden 300 Versuche mit je 100 Wellen durchgeführt. Zusätzlich dazu wurden solitäre und regelmäßige Wellen gefahren, um das Messsystem zu überprüfen.

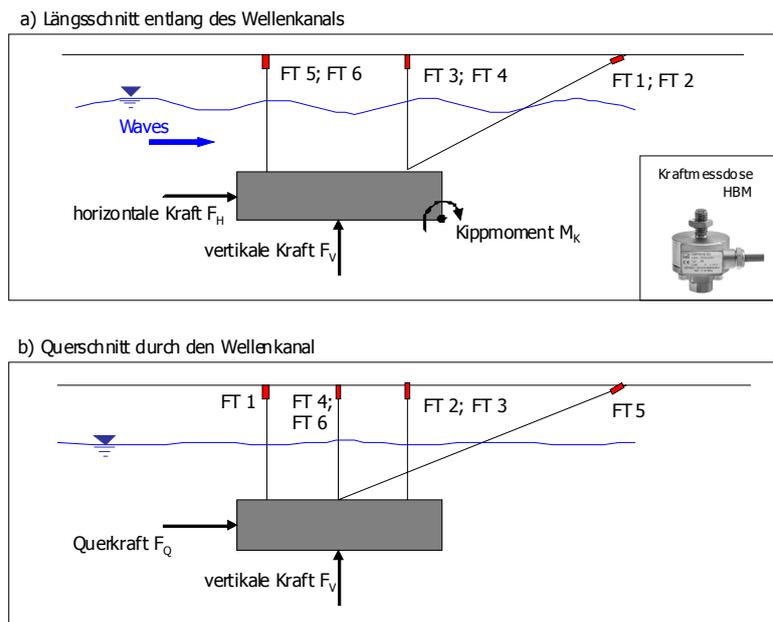


Abb. 6: Messsystem zur Bestimmung der Gesamtbelastung der OBS-Struktur

2.3 Versuchsaufbau und -durchführung „Stabilität der OBS-Struktur“

Um die Stabilität der OBS-Struktur zu bestimmen, musste in einem ersten Schritt der „Reibungskoeffizient“ zwischen der OBS-Struktur und der Bettung ermittelt werden. Dafür wurde das Bauwerk auf eine Steinschüttung gebettet und anschließend horizontal an einem Stahlseil durch einen Motor über die Steine gezogen. Die Zugkraft wurde mit einer Kraftmessdose aufgezeichnet. Da die Zugkraft gemessen werden sollte, bei der das Bauwerk ins Gleiten gerät, wurde eine Feder zur Dämpfung der Motorgeschwindigkeit zwischen dem Stahlseil und der Kraftmessdose eingebaut. Der Versuchsaufbau ist in Abb. 7 dargestellt.

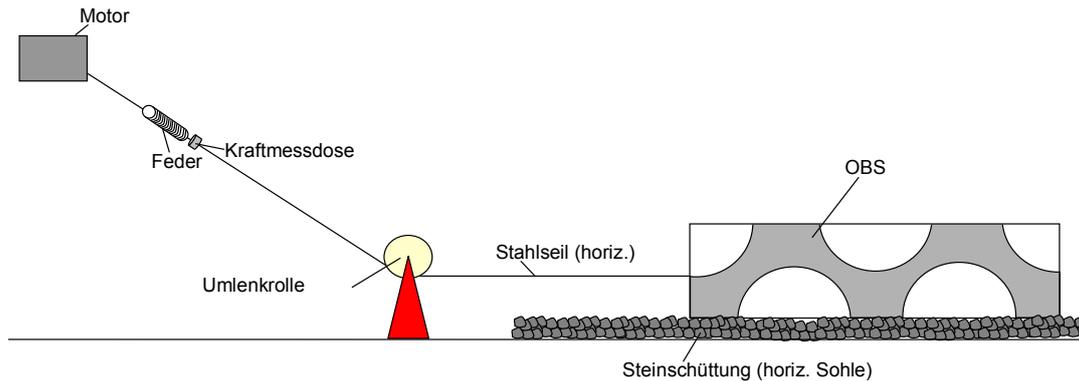


Abb. 7: Versuchsaufbau zur Bestimmung des Reibungsbeiwertes

Nachdem der Reibungsbeiwert bestimmt war, wurden Versuche durchgeführt, bei denen das Bauwerk ohne Kraftmessung auf der Steinschüttung lag. Anschließend wurde anhand der Videoaufzeichnungen überprüft, ob das Bauwerk bewegt wird. Es wurde eine Auswahl der Versuche gewählt, die auch für die Bestimmung der Belastung auf das Bauwerk bereits durchgeführt wurden, um die bereits gemessenen Kräfte zur Berechnung der Stabilität zu verwenden.

2.4 Versuchsaufbau und -durchführung „Stabilität der Steinschüttung“

Das OB-System wird auf einer Steinschüttung gegründet. Um den mittleren Durchmesser der Steine D_{50} zu bestimmen, wurden die empirischen Ansätze von Tanimoto et al. (1982) und Madrigal & Valdés (1995) verwendet. Beide werden sowohl in USACE (2002) als auch in CIRIA/CUR/CETMEF (2007) als Standardformel für die Bemessung von Steinschüttungen empfohlen. Allerdings sind die Bemessungsformeln für Steinschüttungen von vertikalen Wellenbrechern entwickelt worden, wo am Bauwerksfuß andere Belastungen auftreten, als bei dem hier untersuchten Bauwerk. Daher wurden mit der berechneten Steingröße, sowie mit drei alternativen Steingrößen Vorversuche mit dem Bemessungssee durchgeführt. Anhand deren Ergebnisse wurde die tatsächliche Steinschüttung ausgewählt. Anschließend wurde ein mittlerer Steindurchmesser D_{50} von 0,0052 m ausgewählt, bei dem nur sehr geringe Bewegungen auftraten.

Um die Stabilität der eingebauten Steinschüttung zu untersuchen, wurden drei Bereiche um das Bauwerk verschiedenfarbig gekennzeichnet. Dafür wurden die Steine mit Farbe angesprüht. Anschließend wurden 12 Langzeitversuche mit je 600 unregelmäßigen Wellen gefahren. Die Wellenhöhe H_{m0} lag zwischen 0,05 m und 0,23 m und die Wellenperiode T_p lag zwischen 1,0 s und 2,5 s (Originalmaßstab: $H_{m0}=2,5$ m - 11,5 m und $T_p = 7,07$ s - 17,7 s).

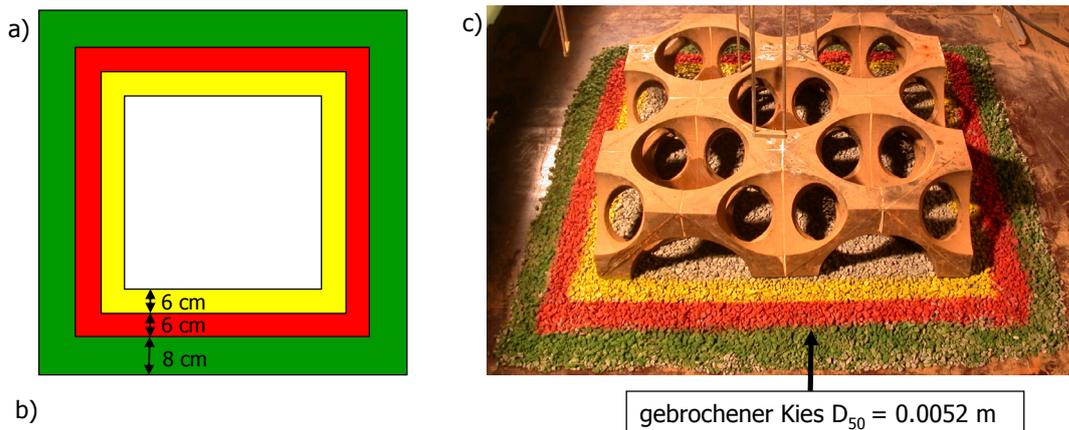


Abb. 8: Versuchsaufbau zur Untersuchung der Stabilität der Steinschüttung

3. ANALYSE DER VERSUCHSDATEN

3.1 Seegangsbelastung der Struktur

Die Belastung der Struktur konnte anhand des Kraftmesssystems gemessen werden. Anschließend wurden die horizontalen und vertikalen Seegangskräfte, als auch das resultierende Kippmoment ausgelöst ausgewertet. Alle Belastungen wurden in Wellenrichtung (positive) und gegen die Wellenrichtung (negativ) aufgezeichnet. Der Vergleich von positiver und negativer Belastung hat jedoch gezeigt, dass die Belastung in negativer Richtung nur geringfügig kleiner ist als in positiver Richtung. Deshalb wurden im Weiteren nur die positiven Belastungen untersucht. Der Einfluss eines Monopiles auf der OBS-Struktur war auch vernachlässigbar klein, so dass hier nicht darauf eingegangen wird.

Für die Auswertung wurden die Kräfte und das Moment, abhängig von der maximalen Wellenhöhe, graphisch dargestellt. Um die Plausibilität der Ergebnisse zu überprüfen wurden die Belastungen zusätzlich mit der linearen Wellentheorie näherungsweise berechnet. Da bei den Versuchen lediglich die Belastung aus den Wellen und nicht die statische Belastung aufgezeichnet wurde, war es ausreichend, nur den durch Wellen induzierten Druck in die Berechnung einzubeziehen. Zusätzlich wurde ein Faktor eingeführt, welcher die nicht-linearität der Wellen berücksichtigt.

In Abb. 9 sind die berechneten und die gemessenen Horizontalkräfte $F_{h,max}/K_p(h)$ anhand der maximalen Wellenhöhe H_{max} vergleichend gegenübergestellt. Der Druckfaktors $K_p(h)$ beinhaltet den Einfluss der relative Wassertiefe h/L . Außerdem wurden die oberen und unteren Grenzen der Belastungen ermittelt. Die Verifizierung der Ergebnisse hat gezeigt, dass die Größenordnung der Versuchsergebnisse den berechneten Werten der linearen Wellentheorie entspricht.

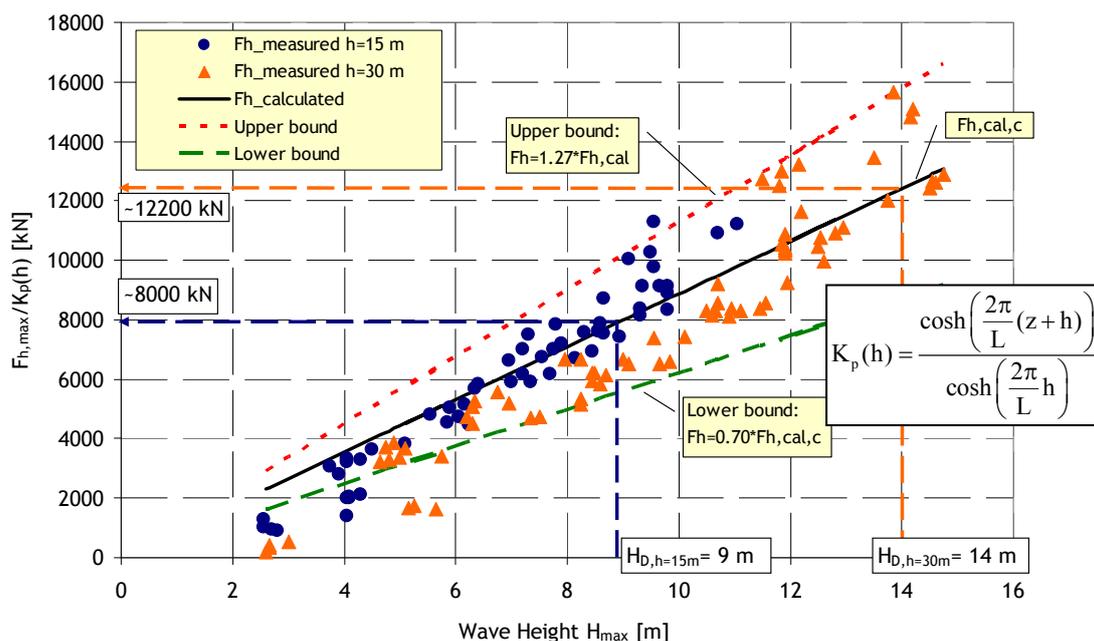


Abb. 9: Vergleich der gemessenen und berechneten Horizontalkräfte für Wassertiefen $h = 15$ m und $h = 30$ m

Aus Platzgründen werden in diesem Bericht nicht die Diagramme für die vertikale Kraft und das Moment dargestellt. Deshalb wurden aus den Versuchsergebnissen die maximalen gemessenen Kräfte und Momente beim Bemessungsseegang für beide Bemessungswasserstände ermittelt und im Folgenden aufgelistet:

h = 30 m	h = 15 m
$F_{h,max} = 8540 \text{ kN} + 2306 \text{ kN}$ $- 2562 \text{ kN}$	$F_{h,max} = 6640 \text{ kN} + 1793 \text{ kN}$ $- 1992 \text{ kN}$
$F_{v,max} = 4410 \text{ kN} + 2426 \text{ kN}$ $- 2249 \text{ kN}$	$F_{v,max} = 3320 \text{ kN} + 1826 \text{ kN}$ $- 1693 \text{ kN}$
$M_{o,max} = 42000 \text{ kNm} + 16800 \text{ kNm}$ $- 14700 \text{ kNm}$	$M_{o,max} = 74700 \text{ kNm} + 20169 \text{ kNm}$ $- 14940 \text{ kNm}$

3.2 Stabilität der Struktur

Zur Untersuchung der Stabilität der Struktur wurde als erstes der Reibungsbeiwert bestimmt. Dabei hat sich gezeigt, dass der ermittelte Reibungsbeiwert mit $f_R \approx 0,60$ dem üblicherweise verwendeten statischen Reibungsbeiwert für ein Betonbauteil auf einer Steinschüttungen entspricht.

Mit diesem Wert wurde anschließend die Stabilität des Bauwerks gegen Gleiten μ_{sl} untersucht.

$$\mu_{sl} = f_R \cdot \frac{W' - F_{v,max}}{F_{h,max}} \quad (1)$$

wobei W' dem Gewicht der OBS-Struktur unter Auftrieb ($W'=17363,7 \text{ kN}$) entspricht und $F_{v,max}$ und $F_{h,max}$ die maximalen vertikalen und horizontalen Kräfte sind.

Bei den dafür durchgeführten hydraulischen Modellversuchen wurde die Wellenhöhe so lange erhöht, bis die Struktur ins Gleiten geraten ist. Bei der anschließenden Analyse der Ergebnisse konnten folgende Schlussfolgerungen gezogen werden:

(i) Stabilität gegen Kippen

Die Stabilität der OBS-Struktur gegen Kippen ist gegeben, selbst wenn zusätzlich Wellen- und Windkräfte auf den Monopile hinzukommen. Dies gilt für beide untersuchten Wassertiefen ($h = 15\text{ m}$ und $h = 30\text{ m}$) und den jeweils dazugehörigen Bemessungsseeegang ($H_{\max} = 9\text{ m}$ und $T_p = 11,3\text{ s}$ für $h = 15\text{ m}$ und $H_{\max} = 14\text{ m}$ und $T_p = 17,7\text{ s}$ für $h = 30\text{ m}$).

(i) Stabilität gegen Gleiten

Auch ohne die zusätzliche Belastung aus Wind und Wellen auf den Monopile hinzukommt kann davon ausgegangen werden, dass die OBS-Struktur bei beiden untersuchten Wasserständen ($h = 15\text{ m}$ und $h = 30\text{ m}$) und den jeweils dazugehörigen Bemessungsseeegang ($H_{\max} = 9\text{ m}$ und $T_p = 11,3\text{ s}$ für $h = 15\text{ m}$ und $H_{\max} = 14\text{ m}$ und $T_p = 17,7\text{ s}$ für $h = 30\text{ m}$) ins Gleiten gerät. Daher sind für beide Einbauzustände Gegenmaßnahmen zur Erhöhung der Stabilität erforderlich (z.B. Vergrößerung der Abmessungen der OBS-Struktur von $40\text{ m} \times 40\text{ m} \times 1\text{ m}$ auf $50\text{ m} \times 50\text{ m} \times 10\text{ m}$, ausfüllen der Hohlräume mit geeignetem Steinmaterial).

3.3 Stabilität der Steinschüttung

Die Analyse der umgelagerten Steine hat gezeigt, dass:

Für kleine Wassertiefen $h = 0.30\text{ m}$ und Wellen 14 % größer als die Bemessungswellenhöhe lag die Gesamtzahl der umgelagerten Steine der Steinschüttung bei 70 Steinen. Diese Zahl entspricht dem "no damage" Kriterium von Madrigal & Valdés (1995).

Für große Wassertiefen $h = 0.60\text{ m}$ und Wellenhöhen die stufenweise bis zur Bemessungswellenhöhe erhöht wurden, war die Gesamtzahl der umgelagerten Steine in etwa gleich groß, wie bei den Versuchen mit einer niedrigeren Wassertiefe $h = 0.30\text{ m}$ (77 Steine umgelagert). Diese Zahl entspricht dem "no damage" Kriterium von Madrigal & Valdés (1995).

Diese Ergebnisse zeigen, genauso wie die Ergebnisse in den Vorversuchen, dass deutlich geringere Steingrößen für die Steinschüttung benötigt werden, als die berechneten Steingrößen von Madrigal & Valdés (1995). Der verwendete Steindurchmesser $D_{50} = 0,0052\text{ m}$ im Modellmaßstab entspricht $D_{50} = 0,26\text{ m}$ oder $m_{50} = 50\text{ kg}$ im Originalmaßstab, verglichen mit dem berechneten Steindurchmesser nach der Standard Bemessungsformel von Madrigal & Valdés (1995), wo $D_{50} = 0,002\text{ m}$ im Modellmaßstab $D_{50} = 1,0\text{ m}$ oder $m_{50} = 2650\text{ kg}$ im Originalmaßstab entsprechen. Daher wurde eine detaillierte Untersuchung der vorhandenen Fachliteratur durchgeführt, um die Verlässlichkeit der Versuchsergebnisse zu überprüfen.

Dabei hat sich gezeigt, dass alle Empfehlungen die gegeben werden können lediglich für Vorbemessungen ausreichend sind. Die endgültige Steingröße kann nur für jede Einbausituation separat ermittelt werden, und ist abhängig von der tatsächlichen Wassertiefe, den Wellen- und Strömungsbedingungen am Einbauort, sowie von der tatsächlichen Verfügbarkeit des Steinmaterials (Materialart, Qualität des Steinmaterials, Dichte, etc.). Außerdem muss die genaue Funktion der OBS-Struktur bekannt sein, die Bauwerksüberwachungspläne und -möglichkeiten, sowie die möglichen Konsequenzen, die bei einer geringfügigen Beschädigung der Steinschüttung entstehen. Wenn schon eine geringe Erosion

der Steinschüttung zu kritischen Schäden am Bauwerk führen kann, müssten idealerweise großmaßstäbliche Modellversuche durchgeführt werden.

4. ZUSAMMENFASSUNG

Es wurden mehr als 200 Versuche im Wellenkanal durchgeführt, bei denen die Belastungen auf die OBS-Struktur (40 m x 40 m x 10 m) analysiert wurden. Zusätzlich wurden die Stabilität der OBS-Struktur und die Stabilität der Steinschüttung untersucht. Dabei hat sich gezeigt, dass die Struktur in der Tat als Alternative zu traditionellen Gründungen von Offshore-Windkraftanlagen verwendet werden kann.

Für die Stabilität der OBS-Struktur wurde zunächst der Reibungskoeffizient ermittelt. Wie für ein monolithisches Betonbauwerk lag der Reibungskoeffizient bei $f_R = 0,60$. Mit diesem Beiwert wurde die Stabilität des Bauwerks gegen Gleiten und zusätzlich gegen Kippen ermittelt. Das Ergebnis der Berechnungen war, dass die Stabilität gegen Kippen durch Wellen gegeben ist. Die Stabilität gegen Gleiten ist jedoch nicht ausreichend. Um diese zu erhöhen müssen Gegenmaßnahmen (z.B. Vergrößerung der Strukturabmessungen oder Füllen der Hohlräume mit Steinmaterial) durchgeführt werden. Eine abschließende Stabilitätsanalyse sollte allerdings, aufbauend auf das Fachwissen eines Windingenieurs, zusätzlich den Windeinfluss auf den Rotor, die Flügel und die Triebwerksgondel beinhalten.

Für die Bemessung der Steinschüttung konnte lediglich eine Empfehlung ausgesprochen werden, da die zu verwendende Steingröße abhängig von den Seegangbedingungen am Einbauort ist, und für jeden Fall spezifisch untersucht werden muss.

5. DANKSAGUNG

Die Autoren danken Herrn Richard Scheiner, Beratender Ingenieur OB System, für die Erstellung der Vertragsbedingungen für die Modellversuche und OBS Ltd. für die Bereitstellung der Oceanbricks (patentiert) Modelle (www.oceanbricks.com).

6. SCHRIFTTUM

CIRIA/CUR/CETMEF (2007): The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering. CIRIA / CUR, CIRIA C683, 2nd edition, London, 1236 p.

Madrigal, B.G.; Valdés, J.M. (1995): Study of rubble mound foundation stability. Proceedings Final Project Workshop, MAST II, MCS-Project: Monolithic (Vertical) Coastal Structures, Alderney, U.K., 38 p.

Tanimoto, K.; Yaghu, T.; Goda, Y. (1982): Irregular wave tests for composite breakwater foundation. *Proceedings 18th International Conference Coastal Engineering (ICCE)*, ASCE, Volume 3, Capetown, South Africa, pp. 2144-2163.

USACE (2002): Coastal Engineering Manual. Engineer Manual 1110-2-1100, US Army Corps of Engineers, Washington D.C., USA (in 6 volumes).