

多方向不規則波浪場における堤頭部の被災特性

松見 吉晴*・大野 賢一**・家村 健吾***・木村 晃****

1. ま え が き

多方向不規則波における島堤堤頭部の安定性に関する Matsumi ら (1994) の被災実験によれば、堤頭部の被災パターンが多方向不規則波と一方向不規則波で、それぞれスポット状の局所的な被災と静水面付近に帯状の様な被災パターンに異なる特徴が指摘されている。この多方向不規則波浪場における堤頭部の被災パターンについて堤体上の波浪流速場から考えると、堤頭部での波の反射、回折、屈折および浅水変形と波の方向分散性の影響が相互干渉して、入射波浪の条件によっては一方向不規則波を用いた場合より局所的に作用流速が大きくなる可能性が高いことが予測できよう。この結果、堤頭部に局所的な被覆材の初期移動が生じて、スポット状の被災パターンに発展すると推察される。他方、一方向不規則波の被災は、堤頭部上で観察される非常に強い流れの発生位置およびその流れが突っ込む位置がほぼ固定されていることから、最終的な被災パターンがその流れに沿った帯状の様なものとして現れると推察できる。また、堤体の最終的な破壊は、このような被覆材の初期移動がトリガーとなって発展すると考えられる。従って、防波堤の安定性に及ぼす波の方向分散性の影響については、従来の研究におけるような堤体全体の平均的な被災に関する検討方法ではその特徴を把握することが難しく、堤体の局所的な初期被災に着目した検討が必要になろう。

そこで本研究は、多方向および一方向不規則波における島堤堤頭部上の流速場の詳細な計測結果と、先に筆者ら (1995) が提案した作用流速とその方向に伴う堤頭部の斜面勾配の変化を考慮に入れた捨石の移動限界流速の算定式に基づいて得られる堤頭部上の空間的な捨石の移動発生頻度分布より、多方向不規則波における局所的な捨石の移動の可能性を検討する。ついで、被災実験よりその妥当性の検証と、局所的な初期被災と最終被災の位置関係を検討したものである。

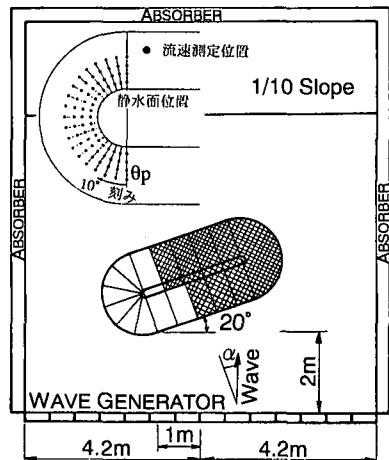


図-1 島堤の配置と流速測定位置

2. 実験の内容

(1) 実験装置

実験は、図-1に示す14枚の造波板(幅60cm)からなるスネーク型の多方向不規則波造波水槽(9m×16m×0.6m)を用いて行った。水槽側壁には、ステラシートの2層構造の遊水部をもつ消波工が設けられており、その反射率は0.2以下である。また、岸側には1/10のスロープが消波工として付設されている。

島堤モデルは、8mm径の鉄筋丸棒のフレーム構造で、図-2に示すようにコア部と2層被覆捨石層より構成されている。島堤の構成材料はコンクリート用砕石で、島堤のサイズおよび被覆層、コア部の代表径は表-1に示す通りである。なお、被覆層の捨石重量は、Van der Meerの設計公式(1987)に基づき、有義波高6cm、有義周期1.4s、ダメージ・パラメータ $S=2$ の条件で算出された安定重量の5割増しにしている。堤体の高さ50cmは、水深30cmで越波が起こらないように設定した。堤頭部および堤幹部の法面勾配は1:2である。島堤の配置は、筆者らの多方向波浪場の計算モデル(1994)より得られた造波有効領域に、堤頭部および堤幹部のほとんどの部分が位置するように決定された。また、造波板か

* 正会員 工博 鳥取大学助教授 工学部社会開発システム工学科
 ** 学生会員 工修 鳥取大学大学院 工学研究科社会開発工学専攻
 *** 学生会員 鳥取大学大学院 工学研究科社会開発システム工学専攻
 **** 正会員 工博 鳥取大学教授 工学部社会開発システム工学科

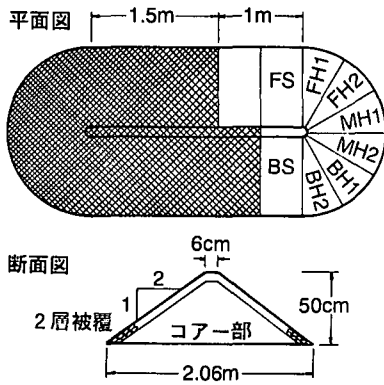


図-2 島堤模型の説明図

表-1 島堤模型の構成材料の寸法

被覆捨石の中央重量 (W_{aso})	42 gr
被覆捨石の代表径 (D_{nso})	2.51 cm
コア部の中央重量 (W_{cso})	3.75 gr
空隙率	0.45
堤幹部の長さ (L)	250 cm
堤頭部の直径 (D)	206 cm

$$D_{nso} = (W_{aso}/\rho_s)^{1/3}, \quad \rho_s: \text{被覆捨石の密度}$$

らの再反射波をできる限り避けるために、島堤モデルは図-1に示すように造波板に対して 20° 傾けて配置された。

(2) 流速場の計測実験

堤頭部上の流速場の計測実験では、堤頭部の被災から生じる断面形状変化に伴う波浪場の変動を削除するため、堤体全表面を透過性防護ネットで覆って被覆捨石の移動を拘束している。堤頭部上の流速場は、図-1の別図に示す静水面以下4箇所を堤頭部背面方向へ 10° 刻みで変化させた計76箇所の位置で水平2成分電磁流速計を用いて計測された。計測位置と堤頭部中心までの水平距離は、それぞれ58 cm, 66 cm, 74 cm および 82 cm で、58 cm の位置は堤体の静水面位置から水平方向に16.8 cm 離れた位置にあたる。流速計センサーの堤体から鉛直方向への設置距離は、Tørum (1994) が指摘しているように堤体上の境界層厚さを考慮して、その距離を1.5 cm 一定にした。

(3) 堤頭部の被災実験

被災実験では、堤幹部の一部と堤頭部(図-1中の斜線部以外)に注目して行った。被災の程度は、回転式ポテンシオメータを利用した接触型の変位計を用いて、堤体縦断方向に5 cm 間隔で堤体の断面形状を測定した。堤頭部の被災量は、堤頭部の20本の断面形状の測定結果を基に、堤頭部の中心より放射方向に 5° 間隔の断面に関してダメージ・パラメータ $S = (A_e/D_{nso}^2, A_e: \text{侵食面積})$ で

評価している。

(4) 波浪条件

入射波浪条件は、両実験共に、直角入射($\alpha = 0^\circ$)と斜め入射($\alpha = -15^\circ$)のJONSWAP型(ピーク周期: $T_p = 1.0, 1.4$ s)をもつ一方および多方向不規則波浪信号($S_{\max} = 10$)を作成し使用した。造波信号のサイクル時間は25分間で、計測時間は20分間とした。この場合の計測時間あたりの波数は、1028 ($T_p = 1.4$ s の場合) および 1440 ($T_p = 1.0$ s の場合) である。

流速場の計測実験での目標の有義波高 H_m は、多方向および一方不規則波共に6 cm と 10 cm の2種類を採用した。有義波高6 cm は、本研究で用いた被覆捨石層に初期被災が現れる程度の大きさで、10 cm の場合は堤頭部のコア部が流失して完全に破壊するケースである。

被災実験における波浪の作用方法は、1サイクルの作用時間が20分間で、堤頭部の各部分の被災状況が定常に達するまで同一の波浪条件を20分間繰り返し作用させ、定常状態に達した後には有義波高を増大させる方法を採用した。この時の有義波高 H_m 変化は、4 cm を初期値として最大8 cm まで2 cm 間隔で、Vidal ら (1991) が定義している第2層目の捨石が欠落して堤体コア部が露出する最終破壊に至るまで波高を段階的に増大させた。

3. 堤頭部の被覆捨石の初期移動に関する考察

(1) 捨石の移動限界流速算定式の概要

堤頭部の被覆捨石の安定性と作用流速の関係は、堤頭部の同じ位置であっても、作用流速の方向によっては斜面が下り勾配に、または上り勾配になり、同じ作用流速の大きさであっても捨石の安定性は斜面の下り勾配と上り勾配で大きく異なる。そこで、筆者ら(1995)は、図-3に示す捨石に作用する流体力と抵抗力の平衡関係から、作用流速とその方向変化に伴う堤頭部の斜面勾配の変化を考慮した捨石の移動限界流速 v_{rc} に関する算定式を導

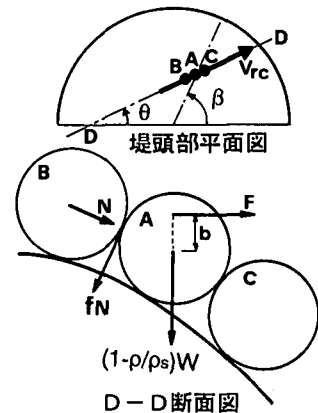


図-3 堤頭部上の捨石に作用する合成流速と作用力

いた。

$$\frac{v_{rc}^2}{gr} = \frac{\left(1 - \frac{\rho}{\rho_s}\right) \{1 \pm f \cos(\beta - \theta)\}}{\frac{3}{4} m' \left(\frac{\rho}{\rho_s}\right) \left[\frac{\cos(\beta - \theta)}{2} + \frac{b}{r} \sqrt{1 + \left\{ \frac{\cos(\beta - \theta)}{2} \right\}^2} \right]} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 r ：捨石の粒径、 ρ ：流体の密度、 f ：捨石間の摩擦係数、 m' ：流体力係数、 b ：流体力の作用位置と捨石中心部からの距離であり、分子の摩擦係数 f の前の符号 $\pm$ は、斜面が下り勾配の場合がプラスに、上り勾配の場合がマイナスになる。この算定式に含まれる係数 m' 、 b および f については、便宜的に $m'=1$ 、 $b=0.5r$ 、 $f=0.4$ と仮定して計算を進めている。

(2) 被覆捨石の初期移動発生位置の検証

図-4は、多方向および一方向不規則波における堤頭部上の平面2次元の流速場の計測結果と、式(1)に基づいて本実験の被覆捨石のサイズを対象として得られた堤頭部静水面下における捨石の移動発生空間的な相対頻度分布(20分間の全データ数で無次元化したもの)を示したものである。この図の波浪条件は、 $T_p=1.4$ s、 $H_m=6$ cm、10 cmの直角入射波である。図中の等相対頻度線の間隔は、 $H_m=6$ cmの場合が0.002で、 $H_m=10$ cmの場合が0.004である。 R は堤頭部中心からの水平距離である。まず、 $H_m=6$ cmの場合のように本実験で対象とした捨石の安定限界波高近くの波浪条件では、被覆捨石の初期被災の位置は(A)の多方向波の場合も(B)の一方向波の場合も静水面近くのほぼ同じような3ヶ所の位置で発生する可能性が高いことがわかる。また、斜め入射波の場合についても、直角入射波と同様の結果が得られているが、 $T_p=1$ sの場合には多方向波と一方向波における明確な違いが認められなかった。

この捨石の空間的な移動発生頻度の算定結果について検証するために、被災実験より得られた初期被災時と最終破壊時の堤頭部上の被災パターンを示したものが図-5である。図中、濃い部分は第1層目の捨石が完全に移動して第2層目の捨石が露出した領域、薄い部分は第1層目の捨石のわずかな移動、欠落に伴って捨石間に隙間ができて第2層目の捨石が点散的に見られる領域を示す。これらの被災パターンと図-4の捨石の移動発生頻度分布の形状と比較すると、 $H_m=6$ cmおよび10 cmの場合においても、位置的にズレが認められるものの、図-4の結果は被災パターンと大部分で一致しており、先の研究で提案した捨石の移動限界流速算定式に基づく捨石の移動発生頻度分布は実験結果を比較的よく再現することがわかる。

(3) 初期被災と波の方向分散性の関係

図-4の $H_m=6$ cmの多方向と一方向不規則波につい

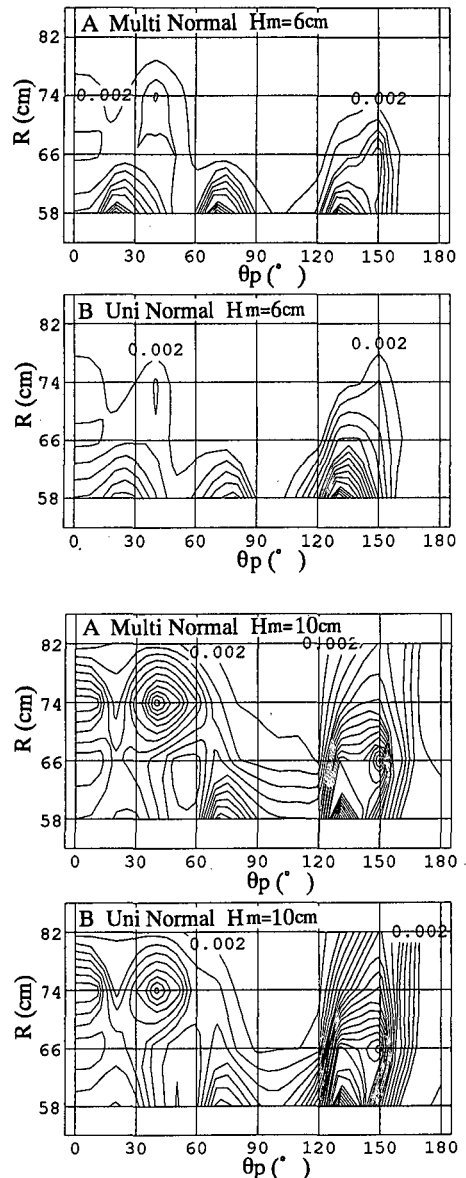


図-4 堤頭部上の捨石の被災発生頻度分布図

て、それぞれの発生頻度の値を比較すると、多方向不規則波の場合が堤頭部前面から中央部において特に大きいことから、堤頭部における被覆捨石の初期被災に及ぼす波の方向分散性の影響としては、局所的に捨石の移動の発生を高める傾向があると推察できる。一方、被覆捨石の安定限界波高を大きく越える $H_m=10$ cmの場合、捨石の移動発生位置および発生頻度の値は、多方向および一方向不規則波共にほぼ同じで、先の $H_m=6$ cmの結果のように波の方向分散性の影響が顕著に現れない。この原因としては、 $H_m=10$ cmの場合、多方向および一方向不規則波共に堤体上で碎波が頻繁に観測されたことと関

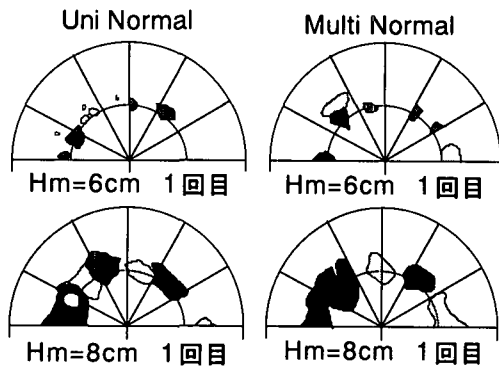


図-5 堤頭部の被災パターン

連するが、現在の所、明かではない。以上ことより、高波浪時の来襲波の経時変化を考慮して堤頭部の被災を考察すると、波の方向分散性が大きい波浪条件下では、被覆材の安定限界波高程度の来襲初期の波浪により場所に局所的な被覆材の被災が発生して、それ以上の高波の来襲に伴ってその初期被災がトリガーとなって破壊に至る可能性が高いことが推測できよう。

(4) 堤体上の作用流速の方向特性

ここでは、初期被災に及ぼす波の方向分散性の影響について、多方向と一方向不規則波における堤頭部静水面近くでの作用流速の卓越方向より検討を行う。図-6は、計測された平面2成分流速の時系列データ(各20000個)より合成流速の最大値から1/10最大値までについて、多方向と一方向不規則波の合成流速の方向別の頻度分布を比較して示したもので、図中実線が多方向波、破線が一方向波を示し、太い実線が堤体各位置における接線方向を表す。この図は、直角入射、 $T_p=1.4$ s、 $H_m=6$ cmの場合である。図中の方向別頻度の値は、 10° 間隔で求められた方向別度数を1/10最大流速以上の総個数で無次元化した相対頻度である。

図(a)に示す $\theta_p=30^\circ$ の堤頭部前面部では、斜面上に沿

た up-rush と down-rush が主要な作用流速で、多方向波の場合には波の方向分散性の影響により方向分布が若干広がっているがその卓越方向は一方向波の場合とほぼ同じである。このことから、堤頭部前面部の被覆捨石の被災は、多方向波および一方向波共に堤幹部の被災のように斜面に沿った up-rush と down-rush が主要な要因になろう。一方、図(b)の $\theta_p=90^\circ$ の堤頭部中央部では、堤体下り方向の作用流速と堤体に沿った流れが卓越し、また図(c)の $\theta_p=130^\circ$ の堤頭部後面部では、堤体に沿った流れが大部分である。従って、堤頭部前面部の被災と中央部から後面部における被災要因が、多方向および一方向不規則波共に異なり、特に背面部での被災は堤体に沿って堤体後方へ回り込む流れによることがわかる。

4. 堤頭部の被災特性

図-7は、堤頭部の中心より放射方向に 5° 間隔に設定された断面のダメージ・パラメータ S を初期被災から最終破壊に至るまでの作用波浪毎に示したもので、横軸の θ_p が各断面の放射角を表す。これらの図より、一方向不規則波の場合、 $H_m=6$ cm 1st の S 値の空間変化から読み取れる初期被災位置と最終破壊に至るまでの被災位置との対応性は、特に堤頭部中央部(MH)において前面部(FH)からの移動捨石による埋め戻しにより $H_m=8$ cm 1st の S 値が小さくなっているが、直角入射および斜め入射波共によく認められる。一方、多方向不規則波の場合、初期被災位置と最終破壊の位置の対応性はあるものの、特に直角入射波の場合の後面部(BH)において、入射波波高の増大に伴って急激な S 値の増加を示す。

FH 部における被災は、多方向波および一方向波共に入射波波高の増大に伴って急激に拡大している。そこで、図-6(a) から明らかなようにこの堤体部分に入射波が直接作用することから、斜面上の波の up-rush と down-rush に注目して、surf similarity parameter ξ を周期 1.4 s の平均周期で波高 6 cm と 8 cm について求めると、そ

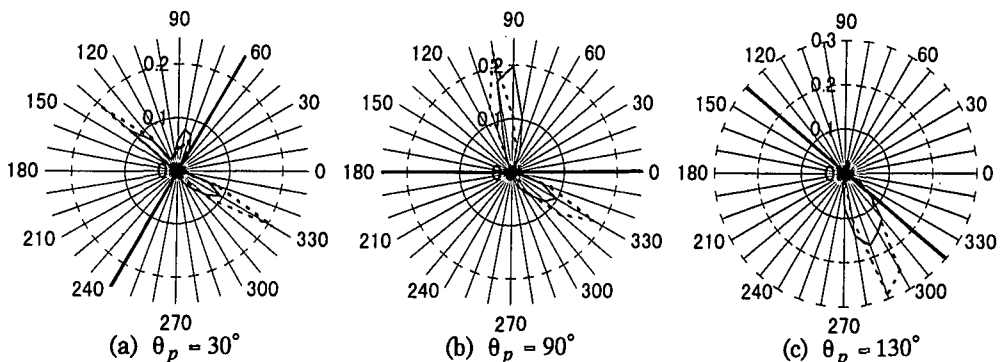


図-6 堤頭部上の合成流速の方向別頻度分布

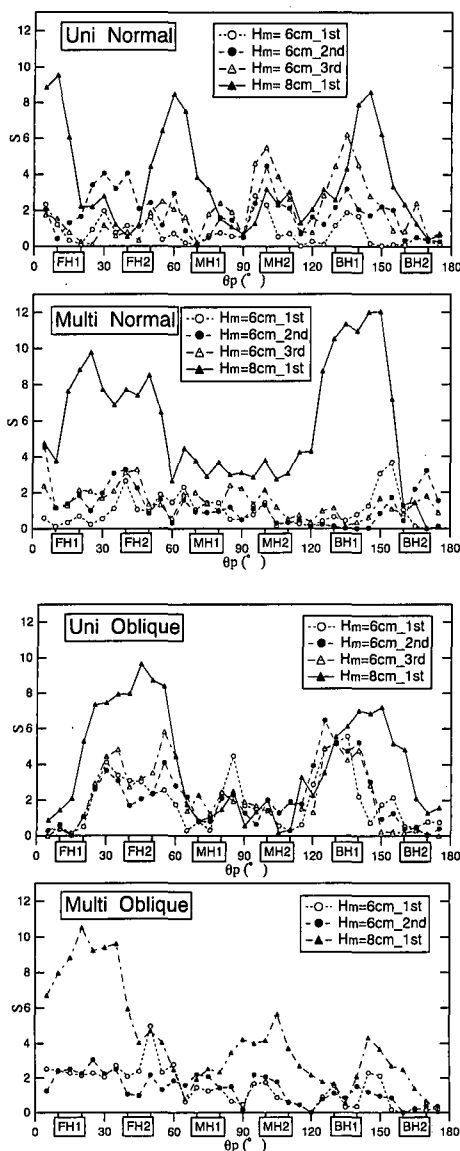


図-7 堤頭部のS値の経時変化

れぞれ2.97および2.57になる。特に $H_m=8\text{ cm}$ の場合の ξ の値は、榎木ら(1983)の斜面上の共振現象の領域に該当し、しかも水粒子速度が急激に増加する ξ の値である。従って、 $H_m=8\text{ cm}$ においてFHの被覆捨石の被災がup-rushとdown-rushの増大に伴って進行して、S値に急激な増加が生じたものと推察される。

BH部における被災は、MH部の前半斜面上で形成される水位の上昇によって生じる堤頭部に沿って後方へ回り込む強い流れによることが図-6(c)の合成流速の方向別頻度分布からも明らかである。特に一方向不規則波の場合は、その強い流れの方向の広がりも多方向波に比べて小さいこと、さらに波高の増加に伴って回り込む流れ

が強くなることから、この領域での被災が進行したものと考えられる。一方、多方向不規則波の直角入射波に関しては、図-6(c)から堤体に沿う堤体背面方向への流れの方向が一方波より広いことから、BH部において広範囲の被災が生じたものと推察されるが、十分に明らかではない。

最終破壊の位置と主波向きとの関係について、これらの図より主波向きについてそれぞれ比較すると、MH部およびBH部については主波向きによる被災位置の変化は認められない。FH部の被災位置に関しては、一方向不規則波の場合、明らかに斜め入射波の場合が堤体後方へスライドしている。しかし、多方向波の場合は、波の方向分散性の影響により被災位置に顕著な変動が認められない。

5. あとがき

本研究では、多方向および一方向不規則波における島堤堤頭部上の流速場の計測結果と、作用流速の方向変化に伴う堤頭部の斜面勾配の変化を考慮した捨石の移動限界流速算定式に基づいて得られた堤頭部上の空間的な捨石の移動発生頻度より、多方向不規則波における局所的な捨石の移動の可能性が高い傾向にあること、また一方向不規則波において局所的な初期被災から最終破壊に至る経時的な対応性が認められた。捨石の移動限界流速算定式は、被覆捨石の被災に関する実験結果をよく再現することが確認できた。また、堤頭部上の流速測定より被覆捨石の被災を誘発する流れ場の特徴が把握できた。

参考文献

- 松見吉晴・E. P. D. Mansard・大野賢一 (1994): 多方向波浪場における防波堤周辺の波動場の計算モデル, 海岸工学論文集, 第41巻(1), pp. 131-135.
- 松見吉晴・大野賢一 (1995): 多方向不規則波に対する頭部上の流速特性と被災パターン, 海岸工学論文集, 第42巻(2), pp. 881-885.
- Matsumi, Y., E. P. D. Mansard and J. Rutledge (1994): Influence of wave directionality on stability of breakwater heads, Proc. 24th ICCE, pp. 1397-1411.
- Sawaragi, T., K. Iwata and C. Ryu (1983): Consideration of the destruction mechanism of rubble mound breakwaters due to the resonance phenomenon, 8th Int. Harbor Cong. pp. 3.197-3.208.
- Tørum, A. (1994): Wave-induced forces on armor unit on berm breakwaters, J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng., ASCE, Vol. 120, No. 3, pp. 251-268.
- Van der Meer, J. W. (1987): Stability of breakwater armour-layers design formulae, Coastal Eng., Vol. 11, pp. 219-239.
- Vidal, C., M. A. Losada and R. Medina (1991): Stability of mound breakwater's head and trunk, J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng., ASCE, Vol. 117, No. 6, pp. 570-587.