

島堤堤体上における多方向不規則波の作用流速と被災特性

大野 賢一*・松見 吉晴**・木村 晃***

1. 緒 言

多方向不規則波浪場において、島堤堤頭部の形状特性を考えると波の反射、回折、屈折現象および浅水変形、さらには多方向波浪における波の方向分散性の影響が相互干渉して、入射波浪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捨石の初期被災が発生し、スポット状に分散した被災パターン (Matsumi ら, 1994) に発展するものと考えられる。他方、一方向不規則波の被災パターンに関しては、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の突っ込む位置がほぼ一定である (大野ら, 1997) ことから、静水面付近で帯状に被災するものと推察できる。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、堤体全体の平均的な被災を検討する方法では波の方向分散性の影響を見だし難いと思われるため、堤体周辺で発生する局所的流れによる被災に着目して検討を進める必要がある。

そこで本研究は、堤頭部および主幹部における作用流速と波の方向分散性の影響に着目し、堤体上の作用流速場の詳細な計測結果と、松見ら (1995) が提案する作用流速の方向による法面勾配の変化を考慮した捨石の移動限界流速の算定式に基づいて得られる流速特性および捨石の空間的な移動発生頻度分布より、捨石の局所的な移動の可能性を検討するものである。また、その作用流速場と関連づけて初期被災から最終破壊に至るまでの経時的変化および相関性を被災実験より明らかにするとともに、被災実験の再現性についても多数回繰り返し実験することにより検討する。

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 60 cm) から

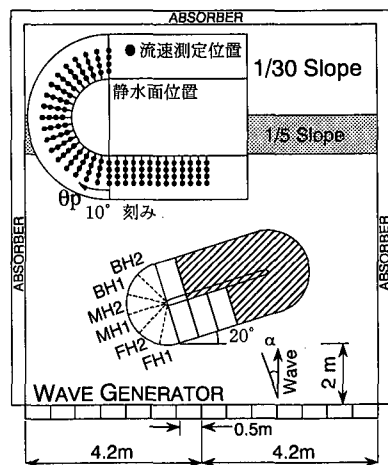


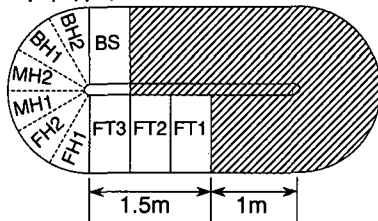
図-1 島堤の配置と流速測定位置

なるスネーク型の多方向不規則波造波水槽 (9 m×16 m×0.6 m) 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、岸側には捨石による 1/5 のスロープ (長さ 1 m) とアルミ製の 1/30 のスロープ (長さ 6 m) が消波工として付設されている。

島堤モデルは、8 mm 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 (1987) の設計式に基づき、有義波高 6 cm、有義周期 1.4 s、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 割り増しにしている。堤体の高さ 50 cm は、実験時の水深 30 cm で越波が起こらないように設定した値である。堤頭部および主幹部の法面勾配は 1:2 である。島堤の配置は、松見ら (1994) の多方向波浪場の計算モデルより得られた造波有効領域に、堤頭部および主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。

* 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
** 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
*** 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

平面図



断面図

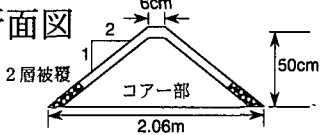


図-2 島堤模型の説明図

表-1 島堤模型の構成材料の寸法

被覆捨石の中央重量 (W_{as0})	42 gf (0.4116 N)
被覆捨石の代表径 (D_{n50})	2.51 cm (0.0251 m)
コア部の中央重量 (W_{cs0})	3.75 gf (0.03675 N)
空隙率	0.45
主幹部の長さ (T_L)	250 cm (2.50 m)
堤頭部の直径 (D)	206 cm (2.06 m)

$$D_{n50} = (W_{as0}/\rho_s)^{1/3} \quad \rho_s: \text{被覆捨石の密度}$$

(2) 流速場の計測実験

堤体上の流速場の計測実験では、被災によ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に覆って被覆捨石の移動を拘束している。堤体上の流速場は、図-1中の別図に示す静水面以下水平方向4箇所を、堤頭部は背面方向へ10°刻みで変化させた計76箇所の位置と主幹部前面は10cm間隔の計48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。堤頭部中心から計測点までの水平距離は、それぞれ58 cm, 66 cm, 74 cm および 82 cm である。

(3) 堤体の被災実験

被災実験では、主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、堤体縦断面方向に対して5cm間隔で堤体の断面形状を測定した。堤頭部の被災量は、堤頭部における20本の測定結果を基に、堤頭部の中心より放射方向に5°間隔の断面に変換し、ダメージ・パラメータ $S(=A_e/D_{n50}^2, A_e: \text{侵食面積}, D_{n50}: \text{被覆捨石の代表径})$ 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) をもつ一方向および多方向不規則波浪信号 ($S_{\max}=5, 10$) 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有義波高 H_m は、多方向および一方向不規則波共に6cmを採用した。これは、本研究で用いた被覆捨石層に初期被災が現れる程度の有義波高の大きさである。

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、堤頭部における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 の変化は、4cmを初期値として最大8cmまで2cm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. 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

松見ら(1995)は、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に関する算定式を導いた。しかし、捨石の安定性を考慮する場合、図-3に示す鉛直上向きの揚力が発生する。本研究では揚力を次式のように仮定する。

$$F_L = \frac{1}{2} \rho C_L \varepsilon \pi r^2 v_r^2 \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 ρ : 流体の密度、 C_L : 揚力係数、 ε : 遮蔽係数、 r : 捨石の粒径、 v_r : 作用流速である。式(1)を捨石に作用する流体力と抵抗力の平衡関係に代入して得られた堤頭部における捨石の移動限界流速 v_{rc} に関する算定式は、次式のように表せる。

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

ここに、 g : 重力加速度、 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、摩擦係数 f の前の符号は、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。また、主幹部に関しては、作用流速の傾きが斜面の高さによって変化しないので次式で表される。

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

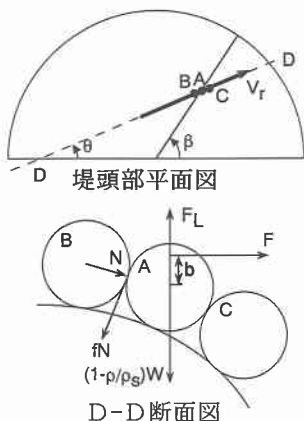


図-3 堤頭部上の捨石に作用する合成流速と作用力

ここに、摩擦係数 f の前の符号は、斜面が下り勾配の場合がマイナスに、上り勾配の場合がプラスになる。

式(2)および式(3)における諸係数については、便宜的に $m'=1$, $b=0.5r$, $f=0.4$, $\epsilon=0.4$, $C_L=0.5$ と仮定して計算を進めることにする。

(2) 捨石の初期移動発生位置に関する検討

図-4は、それぞれ多方向および一方向不規則波における堤体上の流速場の計測結果と、式(2)および式(3)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静水面下における捨石の初期移動発生に関する空間的な頻度分布を示したものである。ここでの頻度分布の値は、各測定点における20分間の時系列データに対して捨石の移動限界流速を越える発生頻度を全データ数で無次元化したものである。これらの図は、直角入射, $T_p=1.4$ s, $H_m=6$ cmの結果である。

まず、堤頭部に関して、(A)の多方向波 ($S_{max}=5$) の場合、堤頭部中央 (MH1) における捨石の局所的移動の可能性が一方向波に比較して高くなっている。一方、(B)の一方向波 ($S_{max}=\infty$) の場合、背面部 (BH1) での初期被災の可能性が高いことがわかる。これらの位置において初期被災が起こる可能性が高くなり、これをトリガーとして破壊に発展すると推察できる。

主幹部に関しては、(A), (B) 両図とも主幹部に沿って発生する可能性が高いが、全体的に多方向波の場合は堤体に直角入射の条件であっても、波の方向分散性の影響により発生頻度の値が一方向波の場合に比べて低減し、またスポット状に現れた。斜め入射波の場合についても、頻度分布値の高い位置が直角入射波と入射角による位置的なズレはあるものの、多方向波と一方向波における捨石の初期移動発生頻度分布の違いは直角入射の場合と同様の結果が得られている。

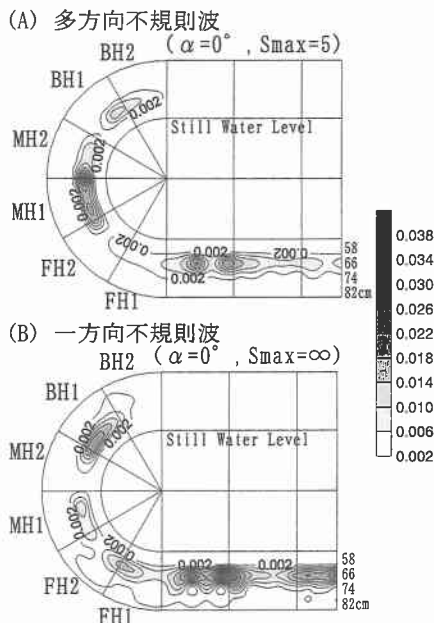
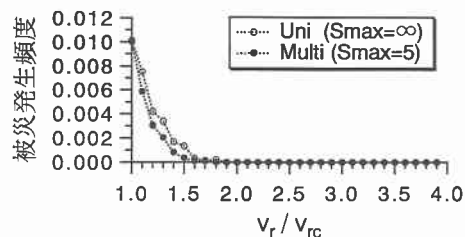


図-4 堤体における捨石の初期移動発生頻度分布図

(3) 堤体における作用流速に関する検討

ここでは、静水面付近の測定箇所において、先に示した捨石の初期移動の発生頻度が多方向波と一方向波で同じ値を示している、捨石の初期移動を誘起するそれぞれの作用流速の大きさとその発生頻度は同じであるか否かを検討する。図-5は、計測された流速の時系列データに対して、捨石の移動限界流速 v_{rc} を超える作用流速 v_r の比に対する初期移動発生頻度を示したものである。この図は、直角入射, $T_p=1.4$ s, $H_m=6$ cm の場合である。

図-5(a) に示す主幹部では、大野ら (1997) の実験より斜面に沿った down-rush および up-rush が主要な作用流速と考えられるため、流速の大きさおよびその発生頻度の値が同程度になったと考えられる。一方、堤頭部において、図-5(b) に示す $\theta_p=90^\circ$ の場合に多方向波の方が作用流速の大きさとその頻度の両方とも一方向波を上回っている。作用流速の大きさに注目すると、多方向波に関しては局所的に3倍程度の流速が発生している。これは、波の方向分散性の影響により、堤頭部中央へ波が直接作用したことにより強い流れが発生したものと考えられる。他方、図-5(c) に示す $\theta_p=130^\circ$ の場合には、図-5(b) とは逆に一方向波の方が大きくなっている。一方向波の場合、作用流速の大きさは堤頭部中央までは1.5倍程度の流速が発生しているが、背面に回り込むにつれてその大きさは2.5倍程度まで増大している。これは堤体上で生じる強い流れの発生位置およびその流れの突っ込む位置がほぼ一定であるため、堤頭部背面で大きな流速



(a) 主幹部

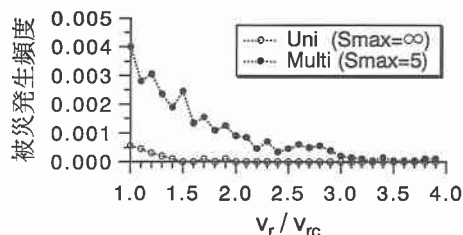
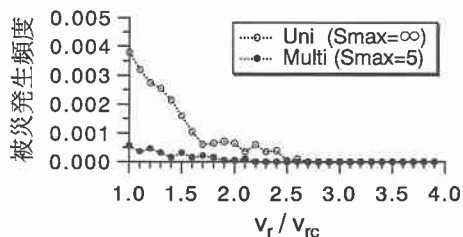
(b) $\theta_P=90^\circ$ (c) $\theta_P=130^\circ$

図-5 作用流速の大きさとその頻度分布

が発生したと推測できる。

以上のことから、堤頭部中央における波の方向分散性の影響は大きく、局所的な初期被災が発生する可能性が一方方向不規則波に比べて高いことがわかる。

4. 被災実験の再現性と堤体の被災特性

ここでは、被災実験の再現性について検討するため、同一実験条件下での5回の被災実験より得られた初期移動と最終破壊時の被災について、堤頭部では堤頭部を中心から5°間隔と半径5cm間隔、主幹部では5×5cm間隔で堤体を区分化し、それぞれの区分における被災の有無を調べた。その結果を重ね合わせたものを被災発生度数として図-6に示す。この図は、直角入射、 $T_p=1.4$ sの場合であり、図中の数字は5回の繰り返し実験において被災した回数を示す。これらの図より被災発生度数が3以上を示し、本研究における被災実験の再現性が確認できる。さらに、 $H_m=6$ cmの図と図-4の捨石の初期移動発生頻度分布図を比較すると、被災発生箇所が大部分で一致しており、被災実験がほぼ同一条件で再現されて

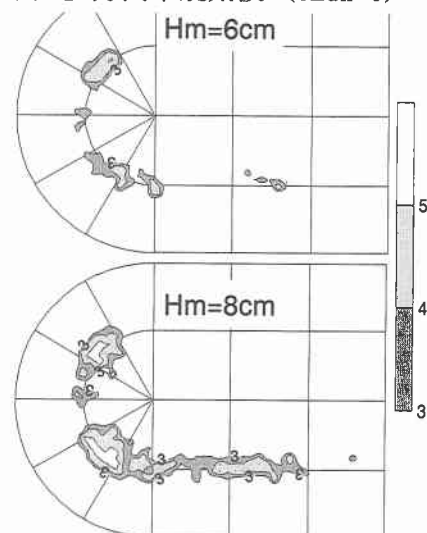
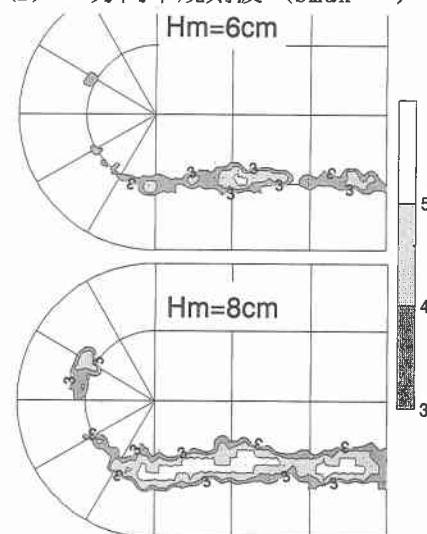
(A) 多方向不規則波 ($S_{max}=5$)(B) 一方方向不規則波 ($S_{max}=\infty$)

図-6 堤体における被災発生度数

いることが確認できる。また、初期被災位置と最終破壊に至るまでの被災位置の対応性は、波高の増大に伴って被災発生度数が高くなっていることから、一方方向および多方向不規則波共によく認められる。

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の平均値に対する初期被災と最終破壊を示したもので、横軸は被災断面の各セクションを表す。FH部における被災は、松見ら(1996)の被災実験より一方方向および多方向不規則波とも斜面上の波のdown-rushおよびup-rushが被災の要因であり、波高の増加に伴ってそれぞれの流れが増大して被

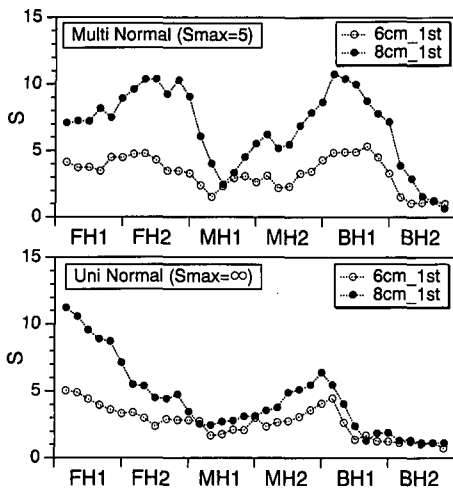


図-7 堤頭部のS値の経時変化

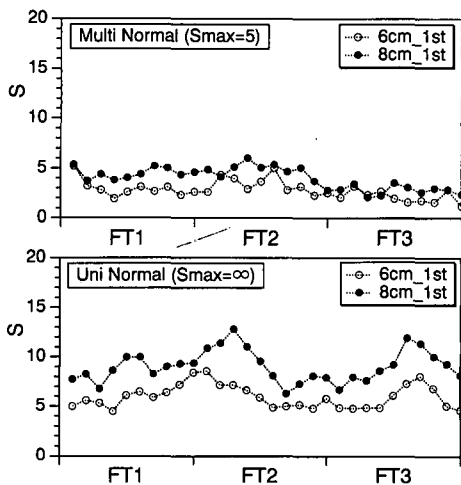


図-8 主幹部前面のS値の経時変化

災が進行したものと推察される。MH部からBH部における被災には、波高の増大に伴い被災箇所の経時的な拡大が見られる。特に多方向不規則波の場合、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体背面部へ回り込む強い流れにより被災が拡大されてS値が増加したと推察される。他方、一方向不規則波に関しても、初期被災の箇所を起点にして削り取るように後方へ回り込み、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。

図-8は主幹部前面のダメージ・パラメータSの平均値を初期被災と最終破壊について示したものである。一方向および多方向不規則波とも、被災要因はdown-rushおよびup-rushであり、 $H_m=6\text{ cm}$ でのS値の空間的な変化に一方向波と多方向波の大きな違いは認められない。しかし、一方向波の場合、波高の増大に伴ってS値の空間的な顕著な変動が認められる。これは初期被災がトリガーとなって局所的に被災が発達したものと推察される。多方向波においては、波高の増大に伴って急激な被災の増大には至っていない。したがって、主幹部の安定性を検討する際、一方向波浪場における被災結果から考慮すると過剰設計になる可能性が高いと指摘できよう。

5. 結 言

本研究は、多方向および一方向不規則波における島堤堤体上の流速場の詳細な計測結果と、揚力を考慮した捨石の移動限界流速の算定式に基づいて得られた堤頭部における空間的な捨石の初期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が高い傾向にあることがわかった。また多方向および一方向不規則波において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とともに、主幹部における被覆捨石の安定性を一方向波浪場の被災結果から考慮すると過剰設計になる可能性が十分にあることが明らかになった。

参 考 文 献

- 大野賢一・松見吉晴・木村 晃・家村健吾 (1997): 島堤被覆捨石の安定性に及ぼす波の方向分散性の影響について, 海岸工学論文集, 第44巻, pp. 951-955.
- 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, pp. 131-135.
- 松見吉晴・大野賢一 (1995): 多方向不規則波に対する堤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, pp. 881-885.
- 松見吉晴・大野賢一・家村健吾・木村 晃 (1996): 多方向不規則波浪場における堤頭部の被災特性, 海岸工学論文集, 第43巻, pp. 811-815.
- 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.
- 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.