

土砂移動を伴う津波計算法の開発

高橋 智幸*・今村 文彦**・首藤 伸夫***

1. はじめに

従来の津波数値計算法では、土砂の移動が全く考慮されていなかった。しかし、浅海域では、津波来襲時に発生した大きなせん断力により砂が移動し、浸食や堆積を生ずる。そのため、浸食による構造物の倒壊や土砂堆積による港湾機能障害等の被害が発生している。また、この砂移動により陸上に残された海砂は、過去に起こった津波の物的証拠になるため、資料の得難い歴史津波の重要な研究材料となる(箕浦・中谷, 1990; Dawsons ら, 1991)。

これらの点から、砂移動を考慮した津波モデルが必要とされるが、津波のような大きな外力に対して、既存の流砂量公式がどの程度適用できるか不明である。そこで、本研究では、幾つかの代表的な式で実際に計算を行ない、それらの適用性を評価する。また、津波の砂移動の問題では、領域により浸食に比べて堆積し難いという傾向がある。1960年チリ津波では気仙沼湾において海底変動が実測されており(Kawamura・Mogi, 1961)、それによると、堆積量が浸食量の3分の1であった。これは、大きな乱れのため、浮遊砂の多くが沈降せず湾外へ流出し、堆積に寄与しなかったものと考えられる。この浸食卓越の現象を計算モデルに取り入れる試みを行う。

2. 移動床計算法

2.1 計算モデルの構成

計算の流れを図-1に示す。計算は流体と砂に分けて行うが、各時間ステップで両者の間で海底せん断力を受渡している。流れの基礎式としては従来の浅水理論を用い、Leap-frog 法で差分化を行う。

流砂量公式の多くは、次式で表わすことができる。

$$Q_s = a(\tau - \tau_0)^m \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで Q_s : 流砂量, τ : 掃流力, τ_0 : 限界掃流力, a, m : 定数。 a と m は式によって異なるが、今回は、 $m=3$, $a=8.0 \times 10^{-6}$ の Einstein-Brown の式 (以下 E-B の式),

$m=2.5$, $a=1.2 \times 10^{-5}$ の Brown の式, $m=1.5$, $a=4.2 \times 10^{-6}$ の Meyer Peter-Müller の式 (以下 M.P.M. の式) を用いた。なお、E-B の式と Brown の式は全流砂量を、M.P.M. の式は掃流砂だけを扱っていると言われる。なお、掃流力としては、Manning 則による海底摩擦力を与えている。

ところで、局所的な底面勾配は、流砂量に影響を与える。すなわち、砂は斜面の下側には動きやすく、上側には動きにくい。その効果は、渡辺ら (1984) により次式の砂の連続式を用いることによって考慮される。

$$\frac{\partial Z_B}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(Q_s - \varepsilon_s |Q_s| \frac{\partial Z_B}{\partial x} \right) \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで Z_B : 基準面からの底面高さ, 係数 ε_s は、田中ら (1989) にならい 2.0 を採用した。この式は、結果的に計算を安定化させる拡散項を含むことになる。

2.2 計算条件

計算は2種類のケースについて行う。図-2に示した実際の気仙沼湾の地形を用いた場合とそれを単純化した2次元水路の場合である。まず、流砂量公式の選択、計

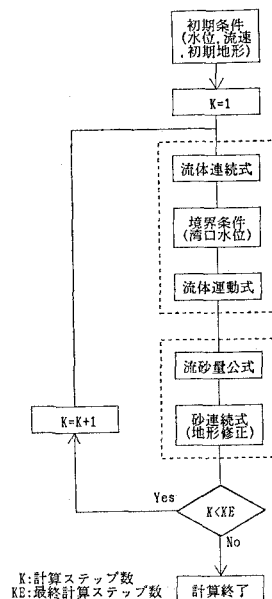


図-1 計算の流れ図

* 学生会員 東北大学大学院 土木工学専攻
 ** 正会員 工博 東北大学講師 工学部災害制御研究センター
 *** 正会員 工博 東北大学教授 工学部災害制御研究センター

算の安定性などの検討のため、スケールを気仙沼湾に合わせた一様水深 6 m の 2 次元水路に対して計算する。水路には、同湾の特徴的な地形である狭窄部を設けている。境界条件としては、チリ津波を想定し周期 60 分、波高 1.44 m あるいは 2.88 m の正弦波を水路の一端から入力する。もう一端は自由透過とする。その後、チリ津波時の気仙沼湾について計算を行う。いずれも、空間格子間隔は 2.5 m、時間間隔は 1.0 秒である。

湾内の底質に関する資料は殆どなく、場所による粒径の違い、粒度組成が不明のまま計算せざるを得ない。ここでは、砂は粒径 0.1 mm の一様砂とし、空隙率は 0.4 と仮定した。この仮定に対する修正は、後に係数 α の導入によって行なう。

2.3 差分スキーム

流れの計算では Staggered タイプの計算点配置を採用しており、空間的・時間的に流速と水位は半メッシュずれている。

底面変化の計算では、流砂量は流速、底面高さは水位の配置と同じにしている。ここで、移動床計算を安定に行なうための差分スキームについて考察しよう。もともと、砂の連続の式は (2) 式右辺第 2 項の底面勾配の効果を除いたものであり、差分の方法によっては不安定を起こす恐れがある。すなわち、流砂量を流れの速度と全水深の関数とすると、最終的に上式は底面変化に関する移流方程式系に帰結し (芦田ら, 1985)、もし流体計算のように空間方向に中央差分、時間方向に前進差分を行うと、流れ方向により負の粘性係数が発生して不安定になる (後藤・小川, 1982)。そのため、移動床計算では、空間方向に風上差分化を行うなどの人工粘性を加えることもある (黒木ら, 1980)。しかし、本計算では、Staggered に格子を配置し、時間方向にも中央差分を行うことによって上述の不安定性は除かれる。ただし、ここでも常に安定という訳ではなく、安定条件を満足する必要があるが、砂の速度は流れの速度に対して小さいことから、通常の流れの安定条件を満足していれば問題はない。

3. 2 次元水路での計算結果

3.1 底面勾配を考慮することによる効果

底面勾配を考慮することで、砂の連続式に拡散項が入り、計算結果を安定させる。Brown の式を用いた計算 (波高 2.88 m) での底面形状を図-3 に示す。拡散項を含んだ場合は安定に計算されるが、拡散項を含まない場合は発散している。この図は、拡散項を含んだ場合は 2,400 秒後と 1 波後 (3,600 秒)、拡散項を含まない場合は発散する直前 (2,400 秒後) のものである。どちらの場合でも斜面勾配のきつい堆積部に局所的な凹凸が出来

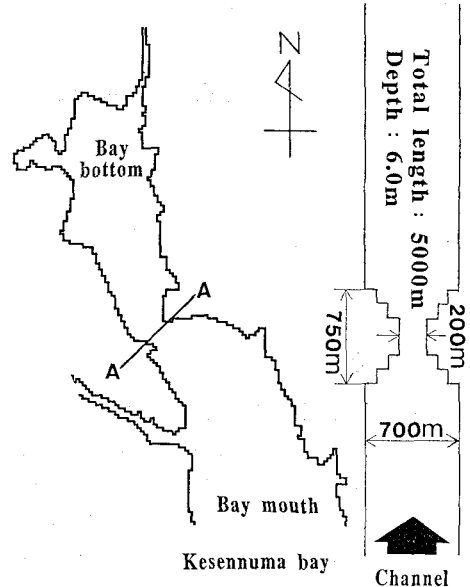


図-2 気仙沼湾と水路の対応

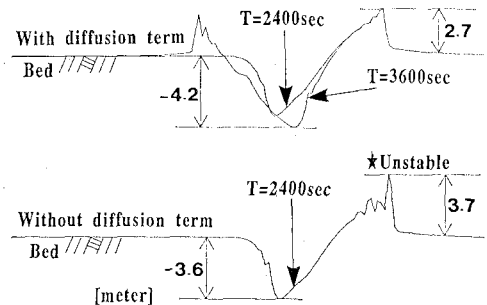


図-3 底面勾配を考慮することによる効果

るが、拡散項のない場合は、その凹凸が増大し発散してしまう。この発散は、全水深が非常に小さく流速が比較的大きい場所で生じている。凸部から非現実的な大量の砂が凹部に移り、凹凸が逆転するためである。

3.2 流砂量公式の比較

底面勾配の効果を考慮した 3 つの流砂量公式の計算結果 (波高 2.88 m) を図-4 に示す。これは 1 分毎の中央縦断面での底面形状である。また、流砂量公式での Shields 数と無次元流砂量の関係を示す図-5 には、今回の計算で現れた Shields 数の範囲も示してある。Shields 数は掃流力の規模に対応するが、本計算では、E-B 式で $10 \sim \infty$ 、Brown の式で $10 \sim 60$ 、M. P. M. の式では $9 \sim 80$ と大きいものになった。

結果をまとめると次のようになる。

(1) E-B の式による計算結果

図-5 から分かるように、E-B の式は高い Shields 数での砂の移動量が大い。したがって、掃流力の小さく

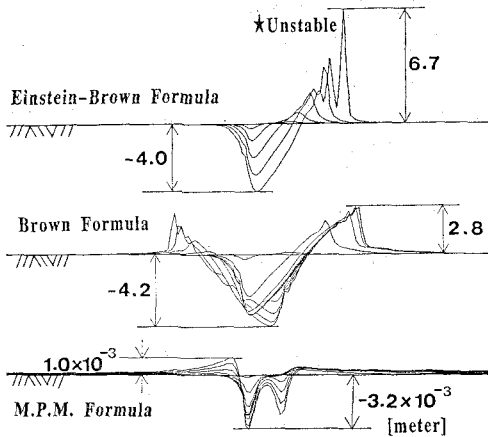


図-4 各流砂量公式による計算結果

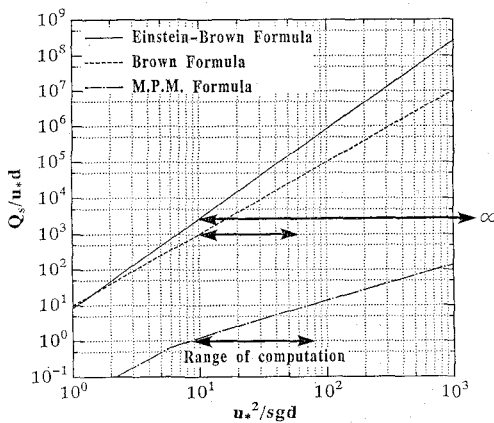


図-5 流砂量公式と計算での Shields 数の範囲

なるところで大きく堆積し、全水深の小さい場所を生じさせる。この変化が時間的場所に急激に起こるため、次の時間 step にその場所での掃流力が極めて大きくなり、発散してしまう。

(2) Brown の式による計算結果

この式を用いた計算は安定した結果を示し、その最大浸食深さは、狭窄部の 4.2m であった。これと比較するために、チリ津波による気仙沼湾の狭窄部での海底変動を図-6 に示す。狭窄部での最大浸食深さは約 10m であるが、その場所は導流堤の基礎付近で局所的な流れの効果が相当に大きかったはずである。そこで、導流堤の直接的影響が小さかったと思われる領域（図-6 の斜線部分）の平均浸食深さを求めると 4m となる。この値は、Brown の式で計算された最大浸食深さと同じオーダーである。

(3) M.P.M. の式による計算結果

図-5 から分かるように、Shield 数の小さいうち、それぞれの式で移動させる砂の量に大きな差はない。し

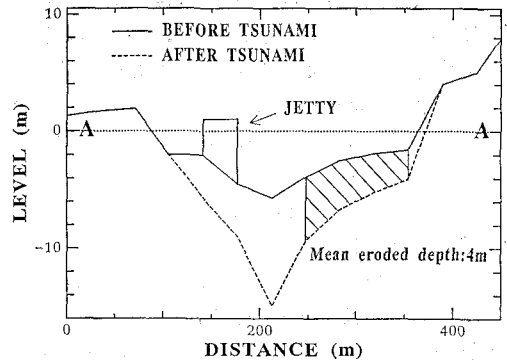


図-6 気仙沼湾狭窄部の断面

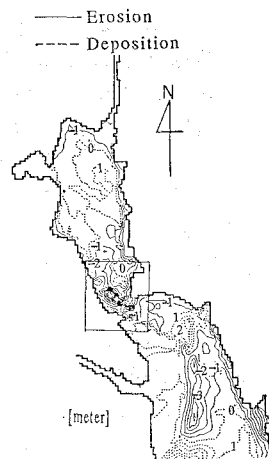


図-7 実測による海底変動

かし、M. P. M. の式は、Shields 数が大きくなっても流砂量が小さいため、底面変化は 10^{-3} m のオーダーと極めて過小評価になった。

以上の比較から、Brown の式が現実生じた砂移動によく対応していることが分かった。

4. 堆積し難さの再現

4.1 気仙沼湾で観測された浸食・堆積

気仙沼湾では、チリ津波来襲前後の海底地形が実測されている (Kawamura・Mogi, 1961), それらの差から求まる海底変動を図-7 に示す。狭窄部で大きく掘られ、その前後、特に湾口側に多く堆積していることが分かる。しかし、狭窄部の湾口側を除き、堆積領域での海底変動量は浸食領域でのそれに比べて小さくなっている。また、湾全体での堆積量は 80万 m^3 、浸食量は 260万 m^3 であり、津波により 180万 m^3 の土砂が減少していることになる。

このように気仙沼湾では、浸食に比べ堆積しにくい傾向が現れた。これは、流体の速度が大きいことから乱れ

強度も大きくなり、浮遊砂の多くが沈降せずに流体とともに湾外へ流出したためと考えられる。実際、粒径 0.1 mm の砂粒子の沈降速度は 0.84 cm/s であり、津波時の流速は数 m/s のオーダーである。よって、乱れ速度を流体の速度の 10~15% とすると、一度巻き上げられた砂粒子は二度と沈降しなくなる。

4.2 数値モデルへの導入について

式(1)の流砂量公式(全流砂量)と式(2)の砂の連続式をそのまま用いる限りにおいて堆積量と浸食量は等しくなり、上述の堆積し難さを再現する事はできない。この効果を考慮するには、堆積に寄与しない浮遊砂率を考慮した砂の連続関係を考える必要がある。

以下、数値モデルへの導入方法について説明する。全流砂量に占める浮遊砂の割合を α' とすると、堆積し難さは次のようなモデルで再現できる。浸食と堆積は、図-8に示した Control volume に入出する移動砂の収支で決まるが、この中には掃流砂と浮遊砂が含まれている。浸食の場合は浮遊砂も掃流砂と同じく働くから、 ΔQ がそのまま底面に対する ΔQ であると考えてよい。しかし、堆積の場合、浮遊砂の一部は底面に戻らない。したがって底面の堆積に有効な土砂量は ΔQ に係数 $(1-\alpha)$ を乗じた量とする。残りの $\alpha\Delta Q$ は流体中にとどまって流されていく浮遊砂量である。

ここでの α は、芦田ら(1982)のように粒度分布や掃流力、乱れ強度等を考慮して決定すべき係数であるが、本ケースのような流速が大きい範囲についての検討はない。著者らの固定床による検討(高橋ら, 1991)では、掃流力は $12\sim 80 \text{ N/m}^2$ で、芦田ら(1982)の実験の3倍以上の大きさとなっている。そこで、ここでは簡便な方法として、実測から求めた浸食量と堆積量の比を 1:

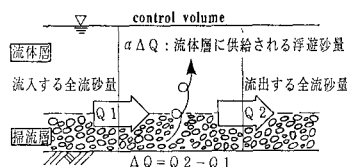


図-8 堆積し難さの計算での再現

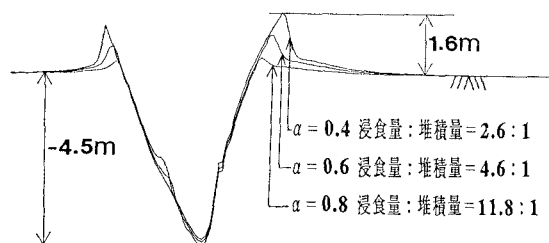


図-9 α 導入時の底面変化

$(1-\alpha)$ とし、浮遊砂率 α を一定値として与えることとする。図-9 に α の違いによる地形の差の計算例を示す。いずれも波を一波あてた後の地形である。この時期には、浸食量は堆積量、域外への流出量、水中浮遊砂量三者の和と釣り合っている。

5. 現地への適用

Brown の式を用い、底面勾配の効果を考慮したモデルを実際の気仙沼湾の地形(図-7と同じ領域)に適用する。境界条件としては、チリ津波を想定し周期60分、押しで始まる波高 1.44m の正弦波を湾口部から入力する。

海底変動の計算例を図-10に示す。図は、狭窄部を拡大したもので、その領域は図-7の四角部分である。10分後の地形では、押し波により、狭窄部の湾口側で掘られた砂が、そのすぐ湾奥側に堆積し、砂移動の影響はまだ狭い範囲にとどまっている。半周期後の30分では、狭窄部での地形変形が大規模になるとともに、狭窄部北方の西岸に沿って、浸食と堆積が交互に現れている。

図-7の実測値に比べて、ここに示した計算による変動量は津波来襲初期のものであるからまだ小さい。

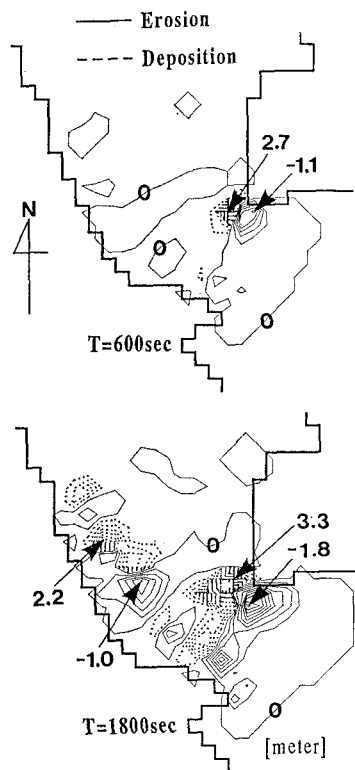


図-10 気仙沼湾狭窄部での計算による海底変動

6. おわりに

津波による土砂移動問題のような、大きな掃流力の下で適用できる流砂量式を検討した結果、Brown の式が良好な結果を与えることが判明した。

底面変化計算での計算不安定は、全水深が小さくなり海底摩擦力の増大にともない掃流力が増し、過大な流砂量が見積られた時に発生する。今回の計算では、底面勾配の影響を入れることにより局所的な凹凸の増大を緩和し、ある程度安定させることはできた。ただし、他地点への適用など、この数値モデルに一般性を持たせるためには、海底摩擦力算定に用いた Manning 則の見直しや最小全水深の設定などの検討が必要である。

浸食量卓越の現象を数値モデルに取り入れるために、浮遊砂率 α を導入し、その値を現実にて測定された浸食量と堆積量の比から決定した。本来 α は、粒径や掃流力により変化する浮遊砂の全流砂量に占める割合であり、 α 算定の方法を検討する必要がある。

今回は、気仙沼湾への適用結果の評価を十分行っていない。今後、検潮記録から得られている境界条件などを用いて検討を行い、実際の津波来襲後の地形をどの程度再現できるかを調べる予定である。

謝辞：本論文の公表にあたり小川記念基金の補助を受けた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 芦田和男・岡部健士・藤田正治 (1982)：粒子の浮遊限界と浮遊砂量に関する研究，京大防災研年報，第25号 B-2，pp. 401-416.
- 芦田和男・高橋 保・道上正規 (1985)：第5章 河床変動，河川の土砂災害と対策，森北出版，pp. 203-258.
- 黒木幹男・岸 力・清水康行 (1980)：河床変動の数値計算法に関する研究，第17回自然災害科学総合シンポジウム講演会論文集，pp. 175-178.
- 後藤智明・小川信由 (1982)：Leap-frog 法を用いた津波の数値計算法，東北大学工学部土木工学科出版，pp. 4-6.
- 高橋智幸・今村文彦・首藤伸夫 (1991)：津波による流れと海底変動に関する研究—1960年チリ津波の気仙沼湾での場合—，海岸工学論文集，第38巻，pp. 161-165.
- 田中 仁・吉竹豊尚・首藤伸夫 (1989)：波・流れ共存場における低質分級の数値計算，海岸工学論文集第36巻，pp. 264-268.
- 箕浦孝治・中谷 周 (1989)：津軽十三湖及び周辺湖沼の成立，地質学論文集，第36号，pp. 71-87.
- 渡辺 晃・丸山康樹・清水隆夫・榊山 勉 (1984)：構造物設置に伴う三次元海浜変形の数値予測モデル，第31回海岸工学講演会論文集，pp. 406-410.
- Dawson, A. G., I. D. Foster, S. Shi, D. E. Smith and D. Long (1991)：The identification of tsunami deposits in coastal sediment sequences, Science of Tsunami Hazardss, vol. 9, no. 1, pp. 73-82.
- Kawamura, B. and T. Mogi (1961)：On the deformation of the sea bottom in some harbours in the Sanriku coast due to the Chile Tsunami, 1960—5月24日チリ津波に関する論文及び報告，チリ津波合同調査班，丸善(株)，pp. 57-66.