

1. はじめに

越水時に破堤を生じさせる最大の原因は、堤防を越流する水によって堤防裏法面及び裏法尻に非常に大きな力が作用するためと考えられる。そこで、堤防法面上の流れに関する基礎的知見を得るために、最も簡単な流れのパターンと考えられる定常等流状態の幅広開水路流れを設定し、k-εモデルによる数値計算を行い、LDVを用いた乱流計測の結果との比較を行うこととした。

開水路流れの場合、自由表面における乱れのエネルギーkやエネルギー消散率εに対する境界条件が大きな問題となるが、ここでは、対称条件として取り扱うこととした。

2. 基礎方程式

等流を仮定した事によってy方向の流速 $V=0$ 、 $\partial/\partial x \ll \partial/\partial y$ で、基礎方程式は以下のように表せる。

$$0 = g \sin \theta + \frac{\partial}{\partial y} \left(\nu_t \frac{\partial U}{\partial y} \right) \quad (1) \quad 0 = C_{\epsilon 1} C_{\mu} k \left(\frac{\partial U}{\partial y} \right)^2 - C_{\epsilon 2} \frac{\epsilon^2}{k} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\nu_t}{\sigma_{\epsilon}} \frac{\partial \epsilon}{\partial y} \right) \quad (3)$$

$$0 = \nu_t \left(\frac{\partial U}{\partial y} \right)^2 - \epsilon + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\nu_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial y} \right) \quad (2) \quad \nu_t = C_{\mu} \frac{k^2}{\epsilon} \quad (4)$$

$$C_{\mu} = 0.09, \quad C_{\epsilon 1} = 1.44, \quad C_{\epsilon 2} = 1.92, \quad \sigma_k = 1.00, \quad \sigma_{\epsilon} = 1.30$$

ここで、y軸は堤防法直角な方向の座標軸、Uはx方向平均流速成分、kは乱れのエネルギー、εはエネルギー消散率である。θは堤防法面勾配で $\tan(\theta) = 0.5$ である。圧力は静水圧分布と仮定している。

計算方法は各方程式を発展方程式と考え、流速U、乱れのエネルギーk及びエネルギー消散率εが時間的に変化しなくなったとき、その値を収束値とした。差分間隔は $\Delta y = 0.2 \text{ cm}$ として等間隔差分法を用いた。

差分スキームとしてはクランク・ニコルソンスキームを用い、SOR法によって解いた。

境界条件は、Wall function methodを用いた。すなわち、最も底面に近い計算点のy座標を y_1 として、

$$\frac{U_1}{U_*} = \frac{1}{\kappa} \log \frac{y_1}{k_s} \quad \frac{k_1}{U_*^2} = \frac{1}{C_{\mu} 0.5} \quad \frac{\epsilon_1}{U_*^3} = \frac{1}{\kappa y_1} \quad (5)$$

また、自由水面における境界条件は、次式の通り対称条件を与える。

$$\frac{\partial U}{\partial y} = \frac{\partial k}{\partial y} = \frac{\partial \epsilon}{\partial y} = 0 \quad (6)$$

初期条件は、Uは対数分布則、k、εは一様分布($k = k_1$, $\epsilon = \epsilon_1$)として与えた。

摩擦速度 U_* は、

$$U_* = (ghI)^{0.5}$$

を用いている。裏法面上の水深hは5.0cm、勾配1/2、単位幅流量 $700 \text{ cm}^2/\text{cm} \cdot \text{s}$ である。

3. 計算結果と水理実験の比較

計算結果を図-1に、 U_*^2 で無次元化して平均流速、剪断力、渦動粘性係数、乱れエネルギー、エネルギー消散率の鉛直分布を示す。なお、式(1)から厳密には剪断力は直線分布になる。本計算では、若干の数値誤

差はあるものの、ほぼそれを再現している。

計算による平均流速は、ほぼ対数分布則に沿っている。図-2に斜面上流端、中間部及び下流端における実験値を示す。斜面中間部の実験値では一様流速部と低減部とに分かれており、計算結果とかなり異なる。

図-3に、裏法肩から25cmでの実測流速分布と、計算結果を重ねて示す。ただし、y座標はH、Uは最大流速で無次元化してある。この差が生ずるのは、実験では底面境界層がそれほど早く発達せず、底面の影響の及ぶ範囲が限られているためと考えられる。

図-4に、同じく25cmでの剪断力測定値と、計算結果を比較してある。剪断力実測値は底面近くで急速に変化している。このことから底面の影響を受ける境界層の厚さがかなり小さいことが判る。

4. 結論

k-εモデルを使用した計算結果と、実測値の比較をしたところ、かなり大きな違いがあることが明らかとなった。勿論k-εモデルを、このような急変流にあてはめる事は原則的に無理のあることであり、その限界を見きわめようと試みたのであるが、差があまりにも大きく、k-εモデルは準用することが難しいと言わなくてはなるまい。

- 参考文献 1) 称津家久 中川博次：修正k-ε乱流モデルによる開水路乱流の数値計算 土木学会論文集
 2) 西島勝一 吉沢 徹：k-εモデルの有効性に関する一考察 ながれ3(1984)

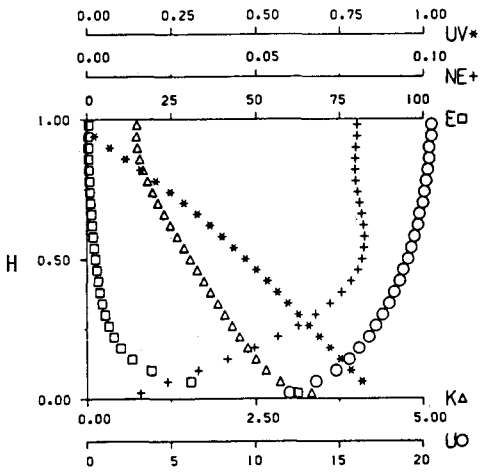


図-1 計算結果

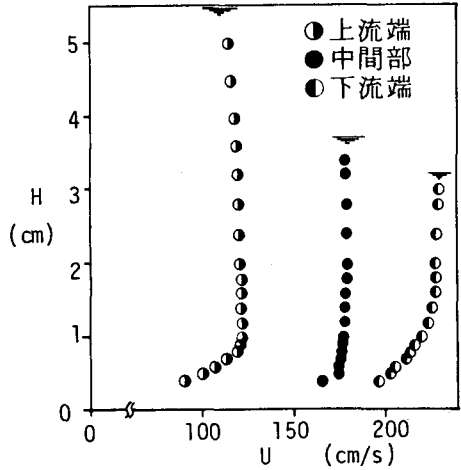


図-2 実測流速分布

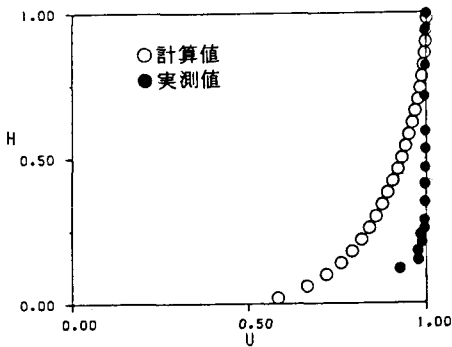


図-3 無次元流速の比較

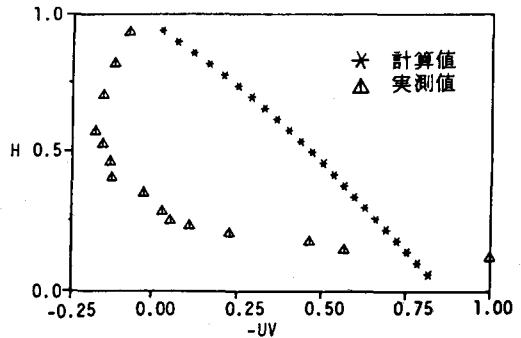


図-4 無次元剪断力の比較