

II-223 堤防を越流する流れの特性

東北大学大学院 学生員○西田 勝幸

東北大学工学部 正 員 首藤 伸夫

1. はじめに

河川堤防は流水の氾濫を防止する上での重要な構造物である。しかし、一昨年度の8.5集中豪雨の洪水時に越流を伴った堤防を調査したところ、越水時に破堤を生じさせる最大原因は、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た。本研究では、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、1次元k-εモデルを用いた数値計算及び、流れの内部損失を考えた1次元不等流計算を行い、LDVを用いた乱流計測の結果との比較検証を行うこととした。

2. 計算方法

(1) 1次元k-εモデルによる計算

等流を仮定した事によって、基礎方程式は(1)-(4)式のように表せる。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U、k及びεが時間的に変化しなくなったとき、その値を取束値とした。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נק・ニコルソンスキームを用い、SOR法によって解いた。

底面境界条件は、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、(5)-(7)式のように与える。また、自由水面における境界条件は、(8)式の通り対称条件を与える。

初期条件は、Uは対数分布則、k、εは一様分布($k=k_1$ 、 $\varepsilon=\varepsilon_1$)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とした。

(2) 1次元不等流計算

流れの内部損失を考えた場合基礎方程式は(9)-(10)式のように表せる。流量 $7000\text{cm}^3/\text{s}$ 、 $\Delta x = 1.0\text{cm}$ とし、Runge-Kutta法を用いて計算した。エネルギー補正係数α、内部損失は実験値より逐次使用した。計算初期水深は、裏法肩部における水深5.40cm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

$$0 = g \sin \theta + \frac{\partial}{\partial y} (\nu_T \frac{\partial U}{\partial y}) \quad (1)$$

$$0 = \nu_T (\frac{\partial U}{\partial y})^2 - \varepsilon + \frac{\partial}{\partial y} (\nu_T \frac{\partial k}{\partial y}) \quad (2)$$

$$0 = C_\varepsilon^1 C_{\mu k} (\frac{\partial U}{\partial y})^2 - C_\varepsilon^2 \frac{\varepsilon^2}{k} + \frac{\partial}{\partial y} (\nu_T \frac{\partial \varepsilon}{\partial y}) \quad (3)$$

$$\nu_T = C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (4)$$

$$C_\mu = 0.09 \quad C_\varepsilon^1 = 1.44 \quad C_\varepsilon^2 = 1.92 \quad C_{\mu k} = 1.00 \quad \sigma_\varepsilon = 1.30$$

$$\frac{U_1}{U_*} = \frac{1}{k} \log \frac{y_1}{K_s} + 8.5 \quad (5)$$

$$\frac{k_1}{U_*^2} = \frac{1}{C_\mu^{0.5}} \quad (6)$$

$$\frac{\varepsilon_1}{U_*^3} = \frac{1}{k y_1} \quad (7)$$

$$\frac{\partial U}{\partial y} = \frac{\partial k}{\partial y} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial y} = 0 \quad (8)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} (\frac{\rho U^2}{2g} + z \sin \theta \cos \theta) = -\frac{1}{\rho g Q} \int_{\mu} (\tau_{yx} - \rho \overline{u'v'}) \frac{\partial U}{\partial y} dA \quad (9)$$

$$\overline{\tau_{yx}} = \mu \frac{\partial U}{\partial y} \quad (10)$$

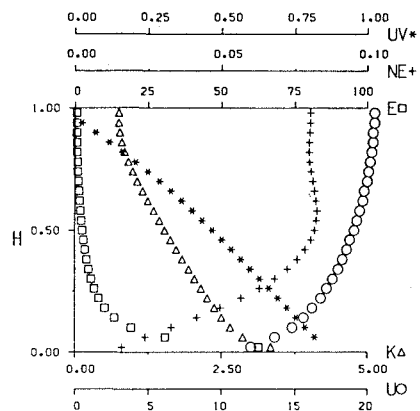


図-1 k-εモデル計算結果

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に流量が $7000\text{cm}^3/\text{s}$ の場合の斜面上流端、中間部及び下流端における実験値流速分布を示す。上流端部の実験値では法肩部の曲がりの影響を受けるため、流速の最大値は水深が 1cm 付近に生じており、水面近くになるほど減衰することがわかる。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 x 方向の実験値流速分布と、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。剪断力実験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。

図-5に、不等流計算の結果を示す。本計算では、水深が実験値に比べて小さくでている。これは、流体に作用する曲がりや側壁の効果を考慮していないためと考えられよう。

4. まとめ

$k-\varepsilon$ モデルを使用した計算結果及び内部損失を考慮した不等流計算の結果を、実験値と比較をしたところ、かなり大きな違いがあることが明らかとなった。勿論、現状の方程式を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、準用することが難しいと言わなくてはなるまい。

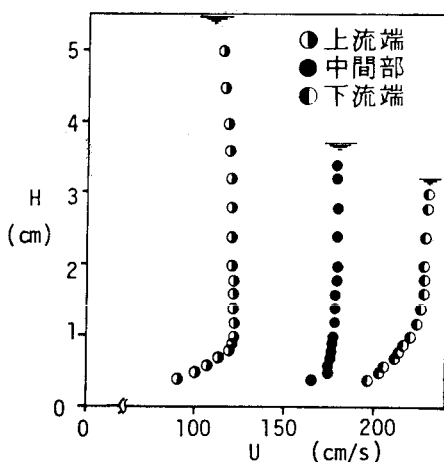


図-2 実測流速分布

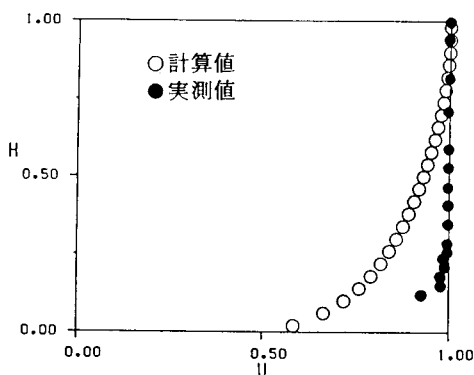


図-3 無次元流速の比較

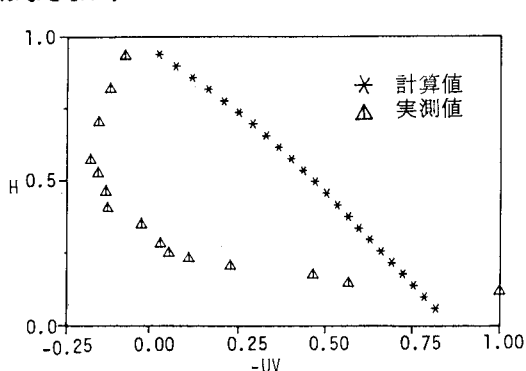


図-4 無次元剪断力の比較

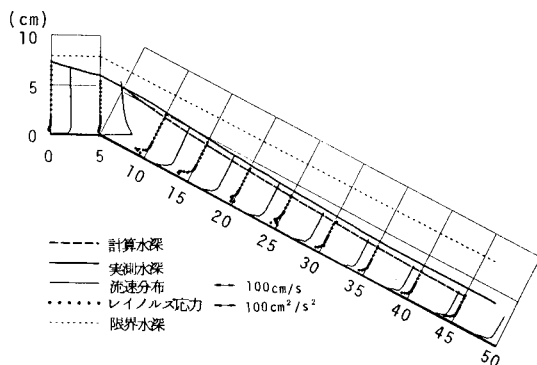


図-5 不等流計算結果