

Nays を用いたベトナム紅河の氾濫解析

Flood calculation of the Red-river using Nays

北海道大学土木工学科 ○学生員 田中林菜 (Rinna Tanaka)
北海道大学工学部土木工学科 正 員 清水康行(yasuyuki shimizu)

1. はじめに

近年のコンピューターシステムの発達に伴い、河川解析システムの精度も向上し、河川の平面形状、流れの全体像および細部を表現する事が可能になっている。これにより、災害時における危険箇所や災害の規模、災害のおこる可能性の検討、河川改修による効果の検証などが行えるようになった。しかしながら、流域が広い大河川においては、先に述べたような解析を行う上で流量や水位といった水文データの絶対量が不足しており十分な検討が行われていない。そのため広い流域を考慮した氾濫の特徴などはまだまだ未解明の点が多く、流域の都市部では未だに水害に悩まされている地域が存在している。

紅河はインドシナ半島北東部を流れる河川で、中国の雲南省より発し、ベトナムのトンキン湾へ注ぐ全長約1200 km、流域面積約 15,500km² の河川である。また、下流域には 15000km² のデルタ地形を形成し、紅河デルタにはベトナムの人口の約 7 割が集中している。図-1 に紅河の位置を示す

紅河は、首都ハノイのすぐ脇を流れており、ハノイ近郊で暮らす人々の生活に深く根ざした河川である。しかしながら、この地域は温帯夏雨気候に属し、年降水量約2500mmのうち約90%が雨季の6月～11月に集中する上、この地域は年間約15～20個の台風が接近し、雨季の河川の水位が増した時期に台風の接近が重なる事により過去に度々洪水被害の発生した地域である。

特に1998年11月の台風Dawn、1999年11月および12月の台風による水害では非常に大きな被害をもたらした。春山らによると⁵⁾、「水害危険度の高い紅河デルタでは水害回避のために12世紀には紅河本川のハノイ近傍に低堤防が建設され、輪中堤防を懸け廻すことで農地防災を行われたが堤防建設はデルタ河川の天井川化を促進した。」という。900年の歴史と共に改修されてきた紅河の堤防は、現在では標高15m以上もの大きさとなっている。

そこで本研究では、紅河における過去の氾濫実績をもとに数値計算を行い、流量変化に伴う水位変動について考察することにより、紅河で時代とともにくりかえされてきた河川改修の効果を検討し、今後の治水対策における手がかりを得ることを目的とする。解析対象地は、氾濫や堤防の決壊時にハノイの都市に特に大きな被害を与えと思われるハノイの上流約40km付近とし、その洪水時における水位変化の様子および堤防内での河道の広がりについて分析する。

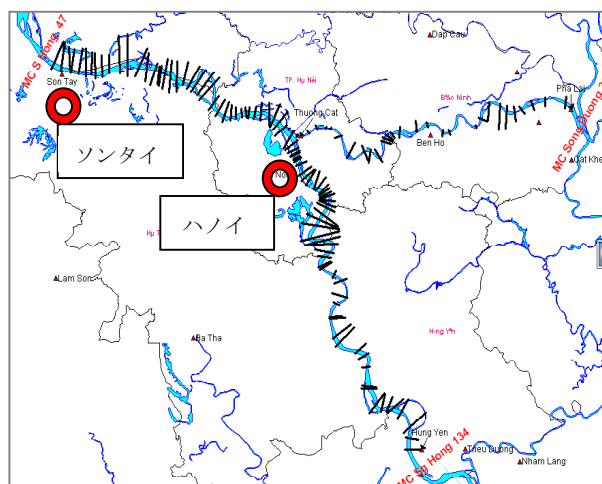


図-1 紅河の位置

2. 数値計算

2.1 流れの計算式

流れの計算は平面2次元、非定常、非圧縮流れの、以下の連続の式および運動方程式をもとに行う。

運動方程式は分離解法を用いて計算する。移流項はCIP法を用い、拡散項は中央差分法を用いる。また、重力項はSOR法を用い、連続式と連立させる。詳細は清水ら¹⁾²⁾³⁾によるものとする。

・連続式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

・運動方程式

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial(hu^2)}{\partial x} + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = -hg \frac{\partial Z}{\partial y} - \frac{\tau_x}{\rho} + D_x \quad (2)$$

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial(hu^2)}{\partial x} + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = -hg \frac{\partial Z}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho} + D_y \quad (3)$$

なお、 x, y は直交座標、 u, v はそれぞれ x 方向、 y 方向の水深平均の流速、 h は水深、 Z は水位、 ρ は密度、 g は重力加速度、 τ_x, τ_y はそれぞれ x 方向、 y 方向の河床せん断力で、Manningの粗度係数 n を用いて次のように示される。

$$\tau_x = \frac{\rho g n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \quad (4)$$

$$\tau_y = \frac{\rho g n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{\frac{1}{3}}} \quad (5)$$

ここで、低水路では $n=0.03$, 高水敷で $n=0.05$ を用いた。
また D_x , D_y は拡散項を表し、それぞれ以下のように示される。

$$D_x = \frac{\partial}{\partial x} \left[v_t \frac{\partial(uh)}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[v_t \frac{\partial(uh)}{\partial y} \right] \quad (6)$$

$$D_y = \frac{\partial}{\partial x} \left[v_t \frac{\partial(vh)}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[v_t \frac{\partial(vh)}{\partial y} \right] \quad (7)$$

ここで、 v_t は渦動粘性係数でゼロ方程式モデルを用いて次のように示される。

$$v_t = \frac{\kappa}{6} u_* h \quad (8)$$

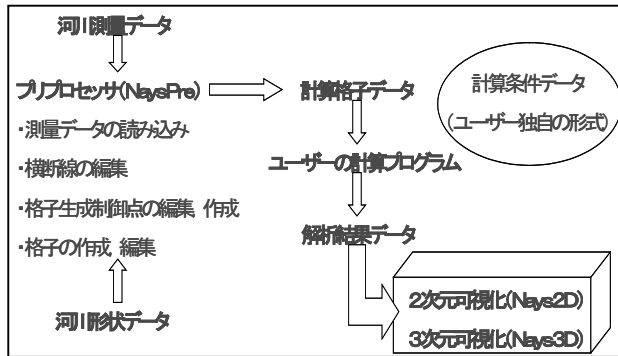


図-2 解析システムの流れ

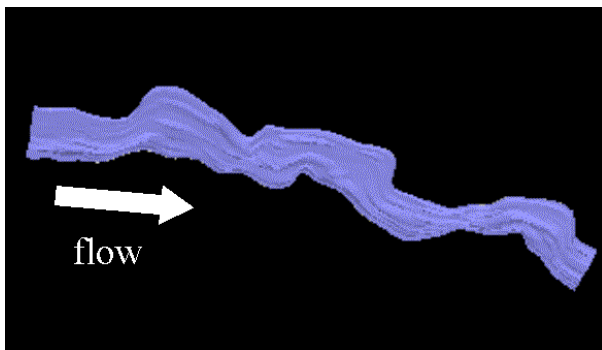


図-3 河川の平面形状



図-4 計算格子

2.2 解析システム

本研究の解析における格子作成や解析結果の可視化を行うにあたり、Nays というシステムを用いた。これは、測量データを読み込み自由に格子を作成し、プログラムで計算を行った解析結果データを2次元または3次元で可視化するというものである。解析システムの流れを図-2 に示す。

また、格子の大きさは横断方向に約 200m、縦断方向に約 450~500mで、全体的に均一の大きさになるように作成した。図-3 及び図-4 にそれぞれ河川の平面形状及び計算格子の図を示す。

2.3 計算条件

解析対象地における洪水時の流量は観測されていないため、上流端に与える流量は、ハノイの上流約 40km にあるソントイゲートステーションにおいて得られた過去の観測データを基に与えた。それによると、この地点で1971 年 8 月に発生した洪水では最大流量 37,400m³/sec を記録したことが判っており、また、1996 年 8 月の洪水については、ソントイにおける流量の時間変化と、それに伴う水位変化の記録が残っている。その記録を図-5 の case1 に示す。本研究では case1 における実測地と数値解析の水位変動を比較する。その結果から本研究に用いた計算式の有効性を確認する。その上で8 時間にわた

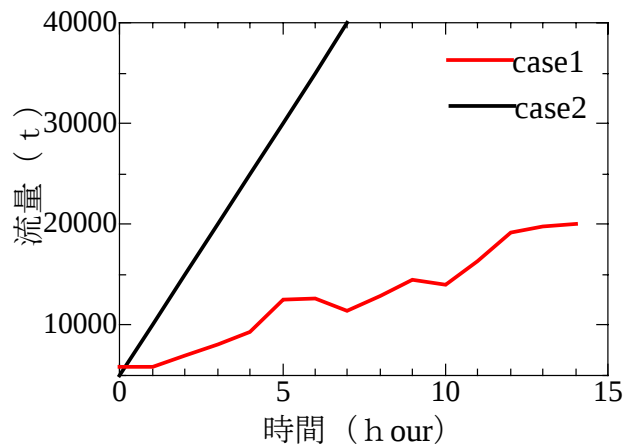


図-5 ハイドログラフ

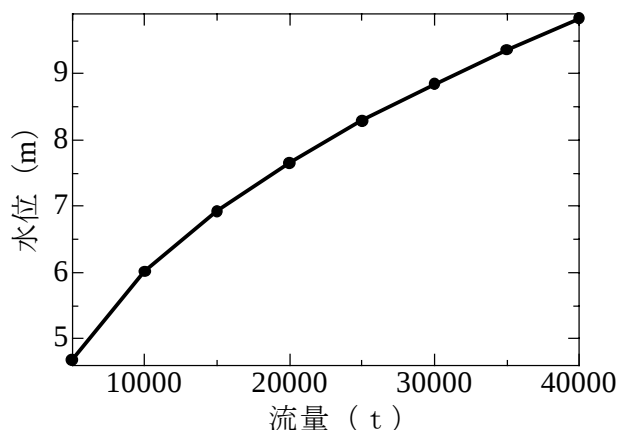


図-6 下流端水位

り流量を $5000\text{m}^3/\text{sec}$ ～ $40000\text{m}^3/\text{sec}$ まで変化させて計算を行い、小流量時から既往最大流量と同程度まで非定常で変化するハイドログラフを仮定して上流端の境界条件として与え、計算を行うこととした。この時の上流端に与えた流量を図-5の case2 に示す。

また、下流端の境界条件についても観測データが得られていないため、等流計算により求められた水位を与えた。下流端の水位を図-6 に示す。また、時間刻み Δt は 0.1sec とする。

3. 計算結果

図-5 の case1 で与えられる流量におけるハノイ上流 40km 地点のソントイステーションにて観測された流量を与えて計算した水位の値と、その地点における水位を比較した。その結果を図-7 に示した。その結果、実測値より計算値の方が約 1m 水位が高い事がわかる。考えられる理由としては、観測された位置と

異なる位置での計算結果を用いた事。また、河床変動を今慮していない事、粗度係数の値が違っているという事が考えられる。

次に、図-5 の case2 で与えられる流量を与えて計算する。図-8 は、流量 $40000\text{m}^3/\text{sec}$ 時の水位と堤防の標高を縦断方向の各地点について示した図である。この図より、上流端より x 方向に約 9km 地点において、水位が堤防の高さに最も近づく事がわかる。それより、この地点が最も越流の起こりやすい部分であると仮定し、この地点の流量変化に伴う水位変化を考察する。この地点を A 地点とし図-9 に示す。A 地点における横断面の水位の時間変化を図-10 に示す。

図-10(a) は流量 $5000\text{m}^3/\text{sec}$ を与えた時の地点 A における水位を表している。これを case2-(1)とする。case2-(1)では低水路にのみ水が流れている。そのため、case2-(1)では水位は堤防にも達しておらず、越流の危険性はないと判断できる。

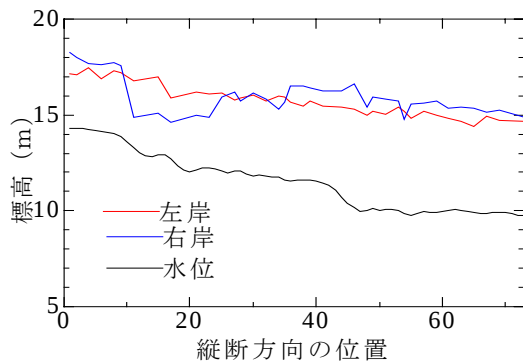
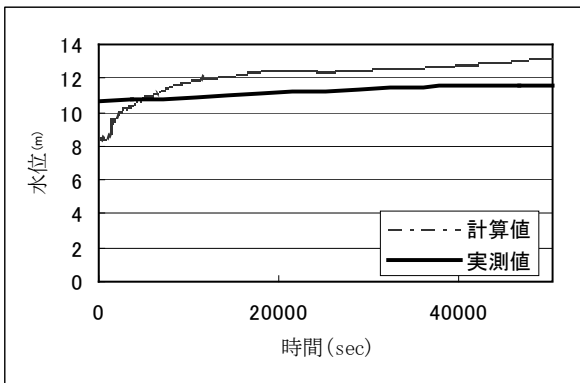


図-8 水位と堤防の標高図

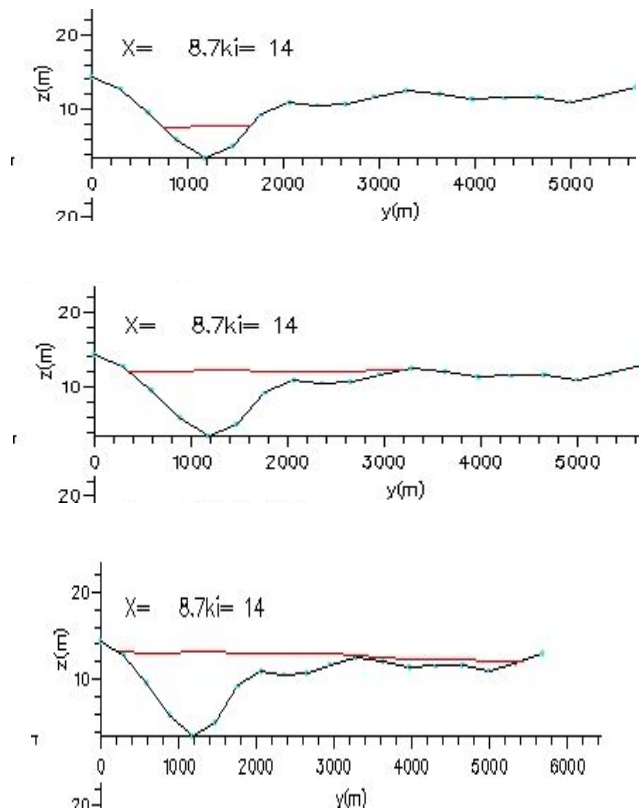


図-10 case2 での各流量毎の横断水位及び河床高

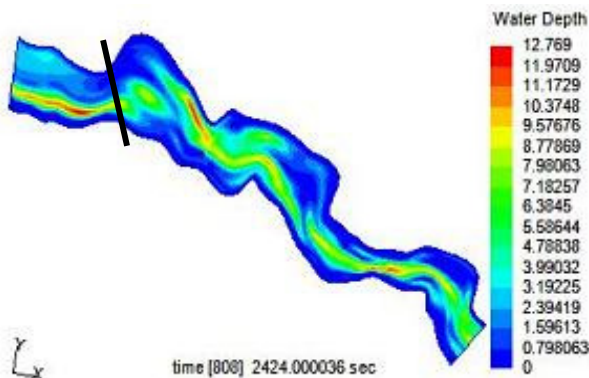


図-9 水深コンター図

図-10(b)は流量 $20000\text{m}^3/\text{sec}$ を与えた時の地点 A における水位を表している。これを case2-(2)とする。case2-(2)の時においては、高水敷に達した。そのため、case2-(2)を越えたあたりから、水位の上昇が遅くなっていた。水位が堤防を越流する高さに達するまでは、およそ 3m の幅があるので、この流量においても越流する危険性は低いと判断できる。

図-10(c)は流量に $40000\text{m}^3/\text{sec}$ を与えた時地点 A における水位を表す。これを case2-(3)とする。この時、高水敷全体に流れが広がり、右岸と左岸両方の堤防に水位が達している。右岸においては堤防の標高と水位の差が 1.8m となっている。しかし、case2-(2)と case2-(3)の場合を比較すると、流量が $20000\text{m}^3/\text{sec}$ 増加した事に対し、水位の上昇が 1.2m 程度であった事から、越流する水位まで 1.8m あるので、さらに流量が増加した場合にもすぐに越流する事はないと判断できる。

これより、A 地点における堤防は、過去最大流量を越す $40000\text{m}^3/\text{sec}$ の流量にも耐えうる事が示された。この事から、過去 80 年以上に渡って行われてきた紅河における河川改修は有効であったといえる。しかし、本研究においては、河床変動や植生の影響を考慮していない。そのため、実際の河川における水位との相違が考えられる。

4. おわりに

本研究は、数値解析ソフト Nays を用いて、紅河で行われてきた河川改修の有効性を検討する事を目的とした。連続の式および運動方程式を用いて、流量の変化に伴う水位変動を計算する数値解析を行った。まず、その計算結果と実測地を比較し、次に過去の洪水時の流量水位データを元に、小流量時から既往最大流量と同程度まで非

定常で変化するハイドログラフを用いて計算を行った。その結果として現在の紅河の堤防では今までの災害時の既往最大流量を超える流量の場合でも堤防を越流しないという事が言えた。しかし、今回の計算では植生による影響や河床変動について考慮していない。これらを考慮した計算を行い、本研究の結果を再度検討する必要がある。また、近年、紅河上流に新たにダムの建設が行われている。それに伴い、土砂量の減少や海岸侵食、および河岸侵食といった、影響が予想される。そのような、河川における巨大構造物の影響についても検討の余地がある。

参考文献

- (1) 清水康行, 連続床止めを有する複断面河道における流れと河床変動の計算, 水工学論文集, 第 43 巻, pp.683-688, 1999
- (2) 長谷川義彦, 清水康行: 平成 15 年台風 10 号による北海道厚別川の洪水氾濫とその再現計算, 水工学論文集, 第 49 巻, 2005.
- (3) 岩田圭佑, 清水康行: 沙流川の氾濫シミュレーション, 土木学会北海道支部論文集, 2004.
- (4) Nguyen Le Tuan, 杉尾哲: Flood control measures in the Red River basin and numerical simulation of their operation, Integrated Water Resources Management, IAHS Publ.no.272, 2001
- (5) 春山成子: 紅河デルタ南部の沿岸域の変化, 地学雑誌 Journal of Geography 111(1)126 132, 2002