

**土木学会
環境水理部会 研究集会**

佐賀大学

2006 年 7 月 15・16 日

◆目次◆

● 概要集.....	1～26
● 研究集会会場（佐賀大学への交通案内）	28
● 研究集会のお知らせ	29, 30
● 懇親会会場.....	31
● 筑後川河口現地視察工程	33
● 土木学会環境水理部会見学会	34
● 平成 17 年度佐賀大学有明海総合研究プロジェクト成果公開シンポジウム ポスター.....	35
プログラム	36
● 佐賀大学、ホテル 案内図.....	37
● 研究集会会場 佐賀大学内 案内図	38
● 宿泊施設 第一栄城ホテル 案内図	39

◇概要集◇

- 2:10-2:25 流入水温を近似した貯水池放流水温制御と流動制御フェンスによる濁水制御 1
土木研究所 水工研究グループダム水理チーム 櫻井寿之
- 2:25-2:40 フェンス及び選択取水による濁水長期化対策効果のモニタリング 3
(株)建設技術研究所 陳 飛勇、堀田哲夫、久保田明博、伊藤英夫、鶴田泰士
- 2:40-2:55 ダム貯水池の土砂管理を目的とした数値モデルの開発 5
九州工業大学工学部建設社会工学科 重枝未玲
- 2:55-3:10 白丸調整池ダムの SS 流出負荷量と濁度の確率統計的検討 7
前橋工科大学大学院工学研究科 河合真由美
前橋工科大学工学部建設工学科 土屋十圀
- 3:10-3:25 植生域氾濫流の数値計算法 9
秋田大学工学資源学部 松富英夫
- 3:25-3:40 紀淡海峡の水質変動特性と大阪湾への栄養塩輸送 11
大阪大学大学院 西田修三
- 3:40-3:55 休憩 15 分
- 3:55-4:10 水生植物を利用した水質浄化研究の最近の動向 13
電力中央研究所 環境科学研究所 松梨史郎、今村正裕、井野場誠治
- 4:10-4:25 干潟域・感潮域における土砂収支推定に関する研究 15
佐賀大学 山本浩一
- 4:25-4:40 DBF 海洋レーダによる諫早湾湾口部の流況観測 17
長崎大学工学部社会開発工学科 多田彰秀
- 4:40-4:55 ADCP 及び H-ADCP による流量モニタリング 19
東京理科大学 二瓶泰雄
- 4:55-5:10 底質巻上げフラックス観測について
～ウォッシュロードの供給源に関する一考察～ 21
東京理科大学 福地正宗、二瓶泰雄
- 5:10-5:25 地中音による地下水流位置の探査 ―測定手法と応用― 23
(独) 森林総合研究所 多田泰之
京都大学防災研究所 藤田正治
- 5:25-5:40 都市の雨水排水区を対象とした内水氾濫解析 25
前橋工科大学大学院工学研究科 砂口真澄
前橋工科大学工学部建設工学科 土屋十圀

流入水温を近似した貯水池放流水温制御 と 流動制御フェンスによる濁水制御

土木研究所 水工研究グループ
ダム水理チーム 主任研究員 櫻井 寿之

研究の背景(水温)

最近の河川環境への意識の高まりから、従来の放流水温の課題であった冷水放流を避けるだけではなく、放流水温を流入水温に近づけることが求められている。

→ 数値計算により、水温制御の可能性を検討

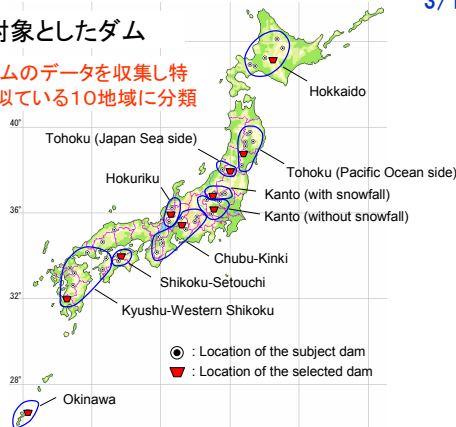
数値解析モデル(鉛直2次元モデル)

連続式	$\frac{\partial UB}{\partial x} + \frac{\partial VB}{\partial y} = 0$
x方向運動方程式	$\frac{\partial BU}{\partial t} + \frac{\partial BU^2}{\partial x} + \frac{\partial BUV}{\partial y} = -\frac{B}{\rho_0} \frac{\partial p}{\partial x} - \frac{B}{\rho_0} \frac{\partial}{\partial x} \left\{ B(v + D_y) \frac{\partial U}{\partial x} \right\} + \frac{B}{\rho_0} \frac{\partial}{\partial y} \left\{ B(v + D_y) \frac{\partial U}{\partial y} \right\} + \frac{\tau_{xy}}{\rho_0}$
静水圧の式	$0 = -\rho g - \frac{\partial p}{\partial y}$
熱の輸送方程式	$\frac{\partial BT}{\partial t} + \frac{\partial BTU}{\partial x} + \frac{\partial BVT}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left\{ B\alpha_T(v + D_y) \frac{\partial T}{\partial x} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ B\alpha_T(v + D_y) \frac{\partial T}{\partial y} \right\} + \frac{BH}{\rho_0 C_p}$
粒径別SS濃度の輸送方程式	$\frac{\partial BC_i}{\partial t} + \frac{\partial BUC_i}{\partial x} + \frac{\partial BVC_i}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left\{ B\alpha_{ci}(v + D_{ci}) \frac{\partial C_i}{\partial x} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ B\alpha_{ci}(v + D_{ci}) \frac{\partial C_i}{\partial y} \right\}$
k-ε方程式	$\frac{\partial Bk}{\partial t} + \frac{\partial BkU}{\partial x} + \frac{\partial BkV}{\partial y} = Bp_k - gB \frac{D}{\sigma_k} \frac{\partial \delta}{\partial x} - B\varepsilon + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ B \left(\frac{D}{\sigma_k} + \nu \right) \frac{\partial k}{\partial x} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ B \left(\frac{D}{\sigma_k} + \nu \right) \frac{\partial k}{\partial y} \right\}$ $\frac{\partial B\varepsilon}{\partial t} + \frac{\partial B\varepsilon U}{\partial x} + \frac{\partial B\varepsilon V}{\partial y} = C_{\varepsilon 1} B \frac{k}{\varepsilon} \left(p_k - C_{\varepsilon 2} B \frac{D}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \delta}{\partial x} - C_{\varepsilon 3} B \frac{D}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ B \left(\frac{D}{\sigma_\varepsilon} + \nu \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ B \left(\frac{D}{\sigma_\varepsilon} + \nu \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial y} \right\}$

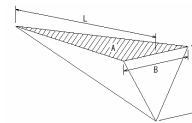
(x, y): 空間座標 (x: 流下方向, y: 鉛直上向き方向), t: 時間, B: 貯水池幅, (U, V): 幅方向平均流速ベクトル, p: 圧力, ν: 動粘性係数, D_y: 水平方向の渦動粘性係数, D_{ci}: 鉛直方向の渦動粘性係数, ρ₀: 流体の基準密度, ρ: 流体の密度, g: 重力加速度, τ_{xy}: 側面に単位面積当たりに流体に作用する力のx方向成分, T: 水温, H: 単位体積当たりの発熱熱量, C_p: 流体の比熱, C_i: i番目代表粒径のSS濃度, F_{0i}: i番目代表粒径の濁質粒子の沈降速度, α_T, α_{ci}: それぞれ動粘性係数と渦動粘性係数の和と熱の拡散係数及び濁質の拡散係数の比, k: 乱れエネルギー, ε: 乱れエネルギー散逸率, σ_k, σ_p, C_{ε1}, C_{ε2}, C_{ε3}, C_p, C_{ci}: モデル定数。

計算対象としたダム

52ダムのデータを収集し特徴の似ている10地域に分類



計算条件



解析に用いた貯水池形状

貯水容量 V (m ³)	湛水面積 A (km ²)	水深 h (m)	貯水池長 L (km)	貯水池幅 b (m)
1千万	0.82	37	8.0	202.7
1億	3.49	86	21.6	323.1

計算対象期間:
1983~1992年の10年間
(助走計算として最初の1年間
を2回計算)

操作方法: 流入=放流

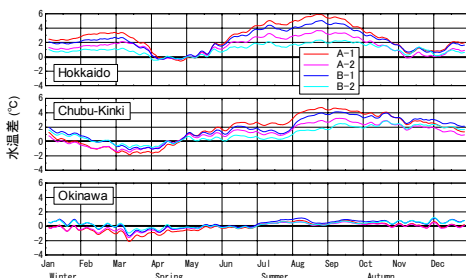
①表層取水操作

②流入水温に近い水温標高位置
に追従しながら放流

計算ケース

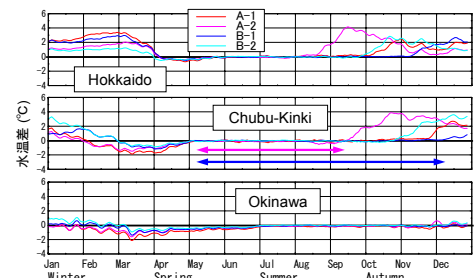
ケース名	貯水容量(m ³)	年回転率
A-1	1千万	2
A-2	1千万	10
B-1	1億	2
B-2	1億	10

計算結果の流入水温と放流水温の差(①表層取水操作)



ケース名	貯水容量(m ³)	年回転率
A-1	1千万	2
A-2	1千万	10
B-1	1億	2
B-2	1億	10

計算結果の流入水温と放流水温の差 (②流入水温に近い水温標高位置に追従しながら放流)



ケース名	貯水容量(m ³)	年回転率
A-1	1千万	2
A-2	1千万	10
B-1	1億	2
B-2	1億	10

研究の背景(濁水制御)

貯水池の濁水長期化対策

- ・選択取水設備
- ・濁水バイパス
- ・清水バイパス
- ・流動制御カーテン(フェンス)

選択取水設備の例



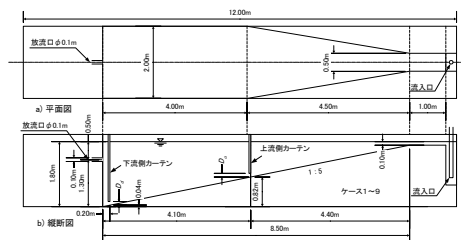
カーテンの例



流動制御カーテンは他に比べてコストが小さいが、流動に与える影響や清水確保の効果は明瞭でない。

水理模型実験により、基本的な特性を検討した。

実験方法



高さ2m×幅2m×長さ12m
流入量＝放流量
白色染料で流入水を可視化



実験条件

ケース	流量 (Q/l/s)	水温成層の有無	流入水温 (T _{in} /°C)	流入水密度 (ρ _{in} /kg/m ³)	貯水池内部水温(全層平均) (T _{av} /°C)	貯水池内部水温(上層平均) (T _u /°C)	流入水と貯水池内部水温の密度差 (Δρ/10 ⁻³ kg/m ³)	貯水池内部水温(下層平均) (T _b /°C)	貯水池内部水温の密度差 (Δρ _b /10 ⁻³ kg/m ³)	カーテン開口高(上流側) (H _u /cm)	カーテン開口高(下流側) (H _d /cm)	過水時間 (t _p /分)	流入部のFroude数 (Fr _u)	流入部のReynolds数 (Re _u)
1	3	無	12.0	0.99932	23.2	0.9978	0.00152	—	—	カーテン無	カーテン無	20	0.061	5,659
2	3	無	18.0	0.99858	25.5	0.9985	0.00143	—	—	カーテン無	カーテン無	60	0.061	5,700
3	3	無	18.0	0.99884	24.4	0.9972	0.00161	—	—	カーテン無	カーテン無	10	0.061	5,437
4	3	無	15.0	0.99913	22.9	0.9979	0.00144	—	—	—	—	10	0.061	5,245
5	3	無	17.0	0.99870	28.7	0.9966	0.00204	—	—	—	—	2	0.061	5,659
6	3	無	18.0	0.99852	29.2	0.9957	0.00274	—	—	—	—	5	0.061	5,749
7	3	無	18.0	0.99858	26.7	0.9966	0.00200	—	—	30	10	60	0.061	5,720
8	3	無	21.0	0.99792	31.8	0.9951	0.00281	—	—	10	10	60	0.142	12,926
9	3	無	21.0	0.99788	33.3	0.9942	0.00368	—	—	10	10	30	0.182	16,550

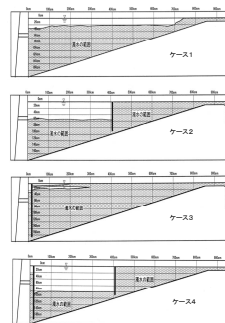
※ 貯水池内部水温は30cm～下層の平均とした。

※ 密度、動粘性係数は近似式より水温より計算(近似式の誤差は0～50°Cで密度0.005%以下、動粘性係数0.3%以下)

パラメータ

流量、貯水池内水温、流入水温、カーテン形状

実験結果



濁水領域の最高標高は、上流カーテン下端または取水標高のいずれか高い標高のやや上方となる。

$$w_e = E \cdot U_1$$

$$E = 2 \times 10^{-3} F_{d1}^3$$

$$F_{d1} = U_1 / \sqrt{g h_1 (\rho_2 - \rho_1) / \rho_2}$$

w_e : 進行速度

E : 進行係数

U_1 : 上層平均流速

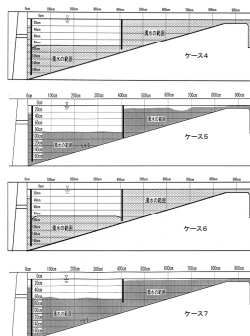
F_{d1} : 上層の密度フルード数

ρ_1, ρ_2 : 上層および下層の密度

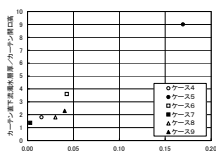
g : 重力加速度

h_1 : 上層の層厚

実験結果(上流カーテン開口高の影響)



上流カーテン下端と濁水領域上の標高差は、濁水中におけるカーテン下端からの噴流の減勢機構により決まる。



上流カーテン下方空断面のフルード数とカーテン直下流濁水層厚/カーテン開口高との関係

まとめ(水温制御)

- 流入水温を近似した放流は、貯水池内に水温成層が存在する場合に可能である。
- 水温成層が形成される期間の開始時期は貯水池特性に左右されないが、終了時期は気象および貯水池特性によって前後する。
- 回転率が小さいほど、貯水池規模が大きいほど、放流水温の制御可能な期間が長くなる。

まとめ(濁水制御)

- 上流カーテンの効果は、流入水を濁水領域内に流入させることにより、清水連行量を小さくすることにある。
- 下流カーテンは、取水口位置を下げることによって清水領域の最低標高を下げることに効果がある。
- 上流カーテン下流の濁水の上方への広がりはカーテン下端を通過する流れの減勢機構により決まり、開口部が小さい程広がりが大きくなる。

フェンス及び選択取水による濁水長期化対策効果のモニタリング

(株)建設技術研究所 陳 飛勇、堀田哲夫、久保田明博、伊藤英夫、鶴田泰士

1 はじめに

川治ダムは日光国立公園内に位置し、ダム下流には川治温泉、鬼怒川温泉、竜王峡などの観光地が立地している。一方、川治ダムは昭和 59 年管理開始直後から対策施設設置される平成 15 年までの 20 年間のうち 13 ヶ年において、濁水長期化(白濁)が発生している。この濁水長期化現象では、濁度 10 以上の高濁度放流期間が 3 ヶ月～4 ヶ月も継続する。

濁水長期化の要因を把握するために、近傍ダムとの特性分析を行った。その結果、川治ダムにおける濁水長期化は水温躍層が表層近くに存在し、出水時には、微細濁質が表層付近に流入拡散することに起因することが分かった。つまり、躍層を流下する微細濁質が湖底まで沈降するのに約 3 ヶ月を要し、対流混合期まで沈降しきれず、濁質が再浮上して、濁水長期化の要因となる。

この要因を踏まえて、濁水拡散防止フェンス及び選択取水を対策として採用し、平成 16 年度まで施設設置工事が行われた。

ここでは、平成 16～17 年度のモニタリングデータを用いて、改善効果及び課題を整理・分析し、河川及びダム周辺環境の保全事例として、その実証例を紹介する。

2 モニタリング内容

表 1 観測内容

濁水拡散防止フェンスは流入濁質を強制的に下層に導き、濁質の沈降促進を行うものであることから、フェンス上下流の水温、濁質、SS の鉛直分布及び流速分布についてモニタリングを行い、その効果を明らかにする。また、フェンスによる流動変化が他の水質に影響を及ぼすことも考えられることから、栄養塩 (T-P、T-N)、有機物指標 (chl-a、COD) についても調査を行う。

調査方法	計測調査							採水分析					
水深 m	水温	濁度	DO	EC	流速	クロロ フィル	透明度	SS	Chl-a	T-N	T-P	PO4-P	O-N
	度	mg/L	μs/cm	μs/cm	m	μg/L	m	mg/L	μg/L	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L
0.5	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
1.0	○	○	○	○	○	○	—	—	—	—	—	—	—
2.0	○	○	○	○	○	○	—	—	—	—	—	—	—
3.0	○	○	○	○	○	○	—	—	—	—	—	—	—
4.0	○	○	○	○	○	○	—	—	—	—	—	—	—
5.0	○	○	○	○	○	○	—	—	—	—	—	—	—
7.5	○	○	○	○	○	○	—	—	—	—	—	—	—
10.0	○	○	○	○	○	○	—	●	●	●	●	●	●
15.0	○	○	○	○	○	○	—	—	—	—	—	—	—
20.0	○	○	○	○	○	○	—	●	●	●	●	●	●

●:洪水時のみ調査を実施、○:観測項目

標 (chl-a、COD) についても調査を行う。

H16～17 の調査は 10 回 (H16: 10/15、10/27、H17: 7/14、7/29、8/18、8/31、9/15、10/5、10/19、11/15) とした。

3 効果の把握

ここでは、平成 17 年台風 7 号及び台風 11 号について、水質保全措置の効果を示す。

1) フェンス設置による表層での濁水拡散の防止

台風 7 号及び台風 11 号のピーク流量はともに 200m³/s 強であった。保全措置が設置される前ではこの程度の出水における濁水長期化日数は凡そ 2 週間～20 日である。

図 2 には台風 7 号前後ダム湖内の濁度変化である。図によると 10m フェンス下流に

において、表層 12m 水深まで清澄水が温存されていることから、フェンスによる濁水の拡散防止効果が見られている。台風 11 号も同様な傾向が見られた。なお、このデータは自動観測 1 のデータである。

図 3 の写真はフェンス上下流の濁りの様子を示している。



図 1 観測地点分布図

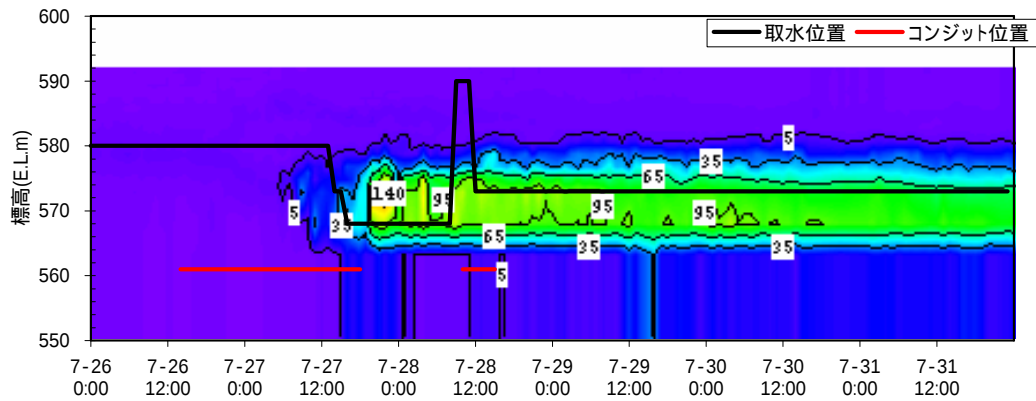


図 2 台風 7 号前後の川治ダム湖内水質変化（平成 17 年 7 月 27 日）

○濁水流入位置の制御と濁質の早期排除効果

出水時及び出水直後においては、ダム湖内残存濁質を早期排除するため、濁水流入位置の制御、及び濁水ピーク層取水を行う必要がある。

図 4 によると、濁質のピーク層は洪水吐よりやや上層にあるため、洪水吐（約水深 30m）での放流及び濁水ピーク取水による濁質の早期排除の効果があると考えられる。一方、濁質のピーク層の存在位置によると、濁水の流入位置の制御が成功しているものと考えられる。

○選択取水との併用による効果

出水後においては、湖内濁り状況を観測し、濁水ピーク層取水後に取水位置を表層へ移行し、清澄水取水による濁水改善を図る。

図 5 には 8 月・9 月洪水期間の湖内濁り状況及び取水位置図である。図によって、9 月 8 日に小さいな出水があったにも係らず、濁水のピーク層が約半月で、濁度 20 まで低下している様子が見られる。この時の放流濁度を図 6 に示す。

8 月 27 日洪水において、近傍の五十里ダムの洪水流量と比べ、川治ダムの洪水流量の方が大きい。つまり、川治ダムへの濁質の流入負荷は多いと考えられる。しかし、選択取水の運用によって、川治ダムの高濁度放流日数は 5 日間短くなっており、選択取水による濁水改善効果があると考えられる。

○クロロフィル a

フェンス上下流及び 2 枚フェンスの間においては、7 月～8 月の夏期のクロロフィル a 濃度は低く、概ね $5 \mu\text{g/L}$ 程度以下であり、低い状況である。9 月以降の秋期にむけて、その濃度が $10 \mu\text{g/L}$ と上昇していく傾向にあった。その後、10 月中旬以降は低下傾向を呈している。つまり川治ダムではアオコの発生は無いと考えられる。



図 3 フェンス上下流の濁りの様子

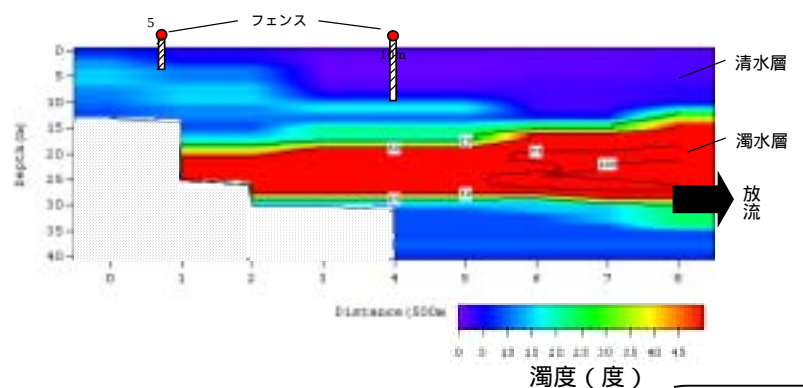


図 4 ダム湖内縦断方向の濁りの状況

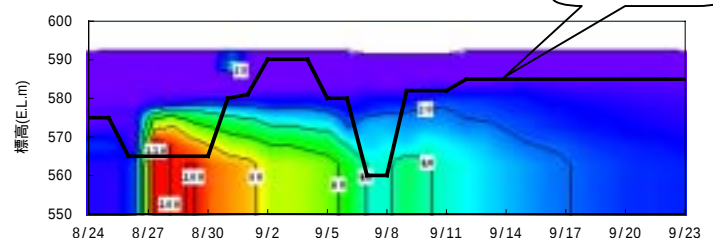


図 5 濁度鉛直分布と選択取水位置

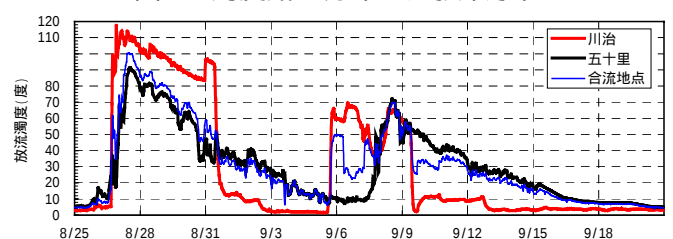


図 6 放流濁度

1. はじめに

近年、ダム貯水池では貯水機能の保全や水系一貫とした土砂管理の立場から、ダム堆砂を河道へ還元する試みがなされている。フラッシング排砂、パイパス排砂、置砂などはその一例である。一般に、ダム堆砂は粒径0.1～0.2mm以上の掃流砂や浮遊砂で構成される頂部堆積層や前部堆積層、粒径0.1mm以下のウォッシュロードで構成される底部堆積層や密度流堆積層の4つの層で形成される。これらの堆積層の特性に応じた土砂が排砂時には排出される。そのため、ダム貯水池の土砂管理やダム下流の河道へのインパクトを評価する上で、排出土砂の量と質を予測することは重要である。

本報では、以上のような背景を踏まえ、掃流砂を対象とした平面2次元河床変動モデルとウォッシュロードを対象とした貯水池密度流モデルを開発し、その予測精度を検討した。

2. 数値モデルの概要

a) 平面2次元河床変動モデル

基礎方程式は式(1)の2次元浅水方程式と式(2)の流砂の連続の式である。ここに、 t =時間、 x 、 y =流下方向、横断方向、 U =保存量ベクトル($= (h, u_h, v_h)^T$)、 E 、 F =流束ベクトル($= (u_h, u^2h + 0.5gh^2, uvh)^T, (vh, uvh, v^2h + 0.5gh^2)^T$)、 S =発生・消滅項ベクトル($= (0, -gh(S_{ox}-S_{fx}), -gh(S_{oy}-S_{fy}))$)である。ここで、 h =水深、 u 、 v =流速、 g =重力加速度、 S_{ox} 、 S_{oy} =河床勾配、 z_b =基準水面からの河床高、 S_{fx} 、 S_{fy} =摩擦勾配、 λ_b =河床材料の空隙率、 q_{Bx} 、 q_{By} = x 、 y 方向の単位幅掃流砂量である。主流方向の流砂量式には芦田・道上式¹⁾を、主流に直角な方向の流砂量式には長谷川の式²⁾を用いた。式中の摩擦速度 u^* は式(3)より求めた。ここでは無次元有効掃流力を $\tau_e^* = \tau^* (u^* = u^*)$ と近似した。限界摩擦速度は岩垣の式より求めた。

流れと河床変動相互干渉は時間スケールが大きく異なるために影響は小さいと考え、流れと河床変動を個別に解く方法を採用した。基礎方程式の離散化には、常射混在流を安定して計算できるFDS法を用いた。

b) 貯水池密度流モデル

基礎方程式は式(4)～(6)の連続の式、ブシネスク近似を施した運動量保存の式、相対密度差の移流拡散方程式である。ここに、 p =圧力、 ϵ =相対密度差、 ρ_a =周囲水の密度、 ρ =濁水の密度、 ν =水の動粘性係数、 D_m =物質拡散係数($= \nu / S_{ct}$)、 S_{ct} =シュミット数である。

計算は一般座標で行い、計算格子にはコロケート格子を用いた。流速と圧力の緩和計算にはSMAC法を用い、移流項の計算にはMUSCL法を用いた。

3. 解析結果

a) 平面2次元河床変動モデル

排砂プロセスに関する実験結果に基づき、本モデルの予測精度について検討した。実験装置は、長さ4.0m、幅0.4m、高さ0.7m、水路床勾配 $I=1/20$ の全面アクリル製の水路である。水路下流端には高さ0.15mの刃型堰が設定されており、堰には高さと同幅が0.1mの可動ゲートが設けられている。水路上流端から一定流量 $Q_0=2.5 \times 10^{-3} \text{ (m}^3/\text{s)}$ で通水し、定常状態とした後、水中比重 $s=1.65$ 、中央粒径 $d=0.75\text{mm}$ の砂を $Q_s=0.4 \times 10^{-5} \text{ (m}^3/\text{s)}$ で給砂し堆砂させた。給砂は水路上流端で横

$$\begin{aligned} \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial E}{\partial x} + \frac{\partial F}{\partial y} + S &= 0 \quad \cdot \cdot (1) \\ \frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda_b} \left(\frac{\partial q_{Bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{By}}{\partial y} \right) &= 0 \quad \cdot \cdot (2) \\ u_*^2 &= ghS_{fs} \quad \cdot \cdot (3) \quad \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \quad \cdot \cdot (4) \\ \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial uu}{\partial x} + \frac{\partial vu}{\partial y} &= -\frac{1}{\rho_a} \frac{\partial p}{\partial x} + \nu \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) \quad \cdot \cdot (5) \\ \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial uv}{\partial x} + \frac{\partial vv}{\partial y} &= -\frac{1}{\rho_a} \frac{\partial p}{\partial y} + \nu \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) - \epsilon g \\ \frac{\partial \epsilon}{\partial t} + \frac{\partial u\epsilon}{\partial x} + \frac{\partial v\epsilon}{\partial y} &= D_m \left(\frac{\partial^2 \epsilon}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \epsilon}{\partial y^2} \right) \quad \cdot \cdot (6) \end{aligned}$$

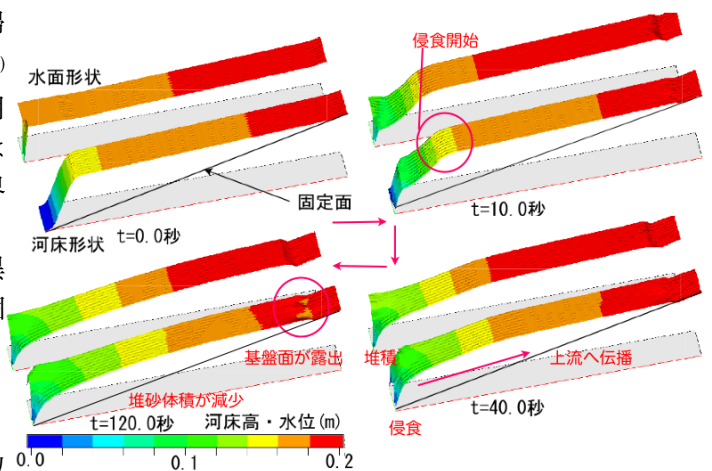


図-1 河床形状と水面形状の時間変化(解析結果)

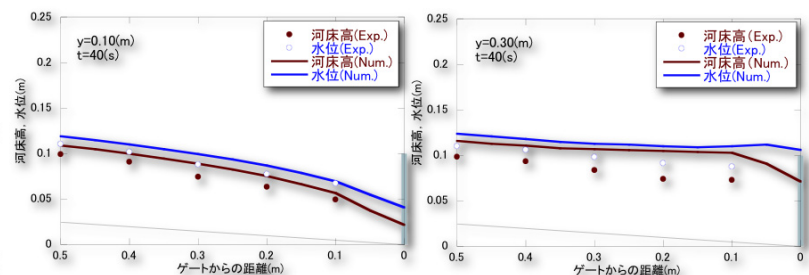


図-2 解析結果と実験結果との比較(水位・河床高)

断方向に一様に、堆砂フロントがゲートから0.1mに達するまで行った。堆砂フロントがゲートから0.05m上流に達した時点でゲートを瞬間的に開放し、フラッシング排砂を行った。測定項目は、水深 h 、河床高 z_b である。

計算では対象領域を3300個のメッシュで分割した。まず、排砂直前の河床高を与え、境界条件として実験と同様な流量と水位をそれぞれ上流端と下流端の境界条件とした固定床計算を行い定常解を求めた。この水深、流速および河床高を初期条件として与え、フラッシング排砂の解析を行った。なお、Manningの粗度係数($n=0.014$)は、平坦床の場合に用いられる砂の粒径 d と粗度係数 n との関係式、 $n=d^{1/6}/(6.8g^{1/2})$ より算定した。

図-1は、排砂ゲート開放から0、10、40、120秒後の水面形状と河床形状の時間変化をそれぞれ示したものである。これより、排砂ゲートの開放とともに水面が低下し、堆砂の肩付近から侵食がはじまり、それが上流から下流へ伝播される様子、ゲート付近の河床が低下するとともに、ゲートの反対側では土砂が堆積し河床高が上昇する様子が確認できる。また、上流側で基盤面が表れ、それが時間とともに下流へ移動していく様子、時間が経過すると堆砂体積が減少する様子も確認できる。このように、本数値モデルはフラッシング排砂のプロセスを再現できることがわかる。

図-2は、 $t=40$ 秒の $y=0.1$ mおよび $y=0.3$ m断面の河床高と水位の解析結果と実験結果との比較を行ったものである。これより、解析結果は、河床高の実験値を過大に評価していることが確認できる。この理由としては、本数値モデルが掃流砂の関数として芦田・道上式を用いており、前部堆積層のように有意な角度傾斜している箇所の流砂量を過小に評価したために、流砂が排砂ゲートから流出しなかったこと、などが考えられる。

b) 貯水池密度流モデル

潜入密度流の実験結果に基づき、本モデルの予測精度について検討した。実験装置は、前面アクリル製の水槽であり、水平部と傾斜部から構成される。傾斜部の下流端は段落ちとなっている。実験では水路床勾配 I を二通り(CaseA:1/30, CaseB:1/80)、流入内部フルード数 $F_0(=q_0/(\epsilon_0 g h_0^3)^{1/2})$ を4あるいは3通りに変化させている。ここに、 h_0 =流入水深、 q_0 =単位幅流入流量、 $\epsilon_0=(\rho_0-\rho_a)/\rho_a$ 、 ρ_0 =流入水の密度、 g =重力加速度である。

計算では対象領域を流下方向と鉛直方向にそれぞれ90と31分割した。流入条件には流速を、流出条件には非定常の自由流出条件を、側壁と底面にはnon-slip条件を、水面にはslip条件をそれぞれ与えた。

図-3は潜入密度流の相対密度差の解析結果(Case B-3)を、図-4は潜入点 x_p から潜入水深 h_p の30倍下流での流速および相対密度差分布の実験結果と数値解析結果との比較(Case B)を示したものである。流速は最大値と最大値をとる距離の半値半幅で無次元化されており、相対密度差は最大値と流速の半幅を用いて無次元化されている。図-3より、解析結果は流入水が斜面上流端付近(Case B-3: $x_p=1.9$ m)で潜入を開始し、潜入密度流を経て下層密度流へ移行していく様子を再現できることが確認できる。図-4より、解析と実験結果のいずれも流入条件によらず分布形状は相似であることが確認できる。流速分布については、最大流速点より下側の壁面乱流域の分布形状にやや違いが認められるが、その上側の自由乱流領域の分布形状は良好に再現されている。一方、相対密度差については、解析結果は界面をシャープに捉えているものの分布形状に若干のずれが認められる。なお、図-4に示す通り、Case Bの流速および相対密度差の最大値は、いずれも相対誤差は最大で10%程度であり、絶対値についても満足できる精度が得られている。

4. おわりに

本報では、掃流砂を対象とした平面2次元河床変動モデルとウォッシュロードを対象とした貯水池密度流モデルを構築し、その予測精度を検討した結果、いずれのモデルも再現が困難とされる排砂プロセスや潜入密度流現象を再現できることが確認された。

参考文献：1) 芦田和男・道上正規：土木学会論文集，1972。2) 長谷川和義：北海道大学学位論文，1984。

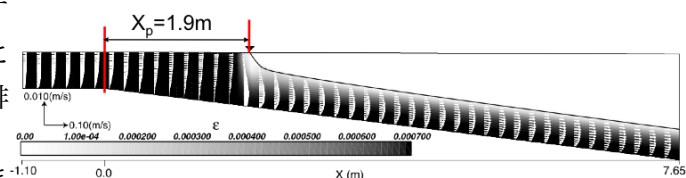
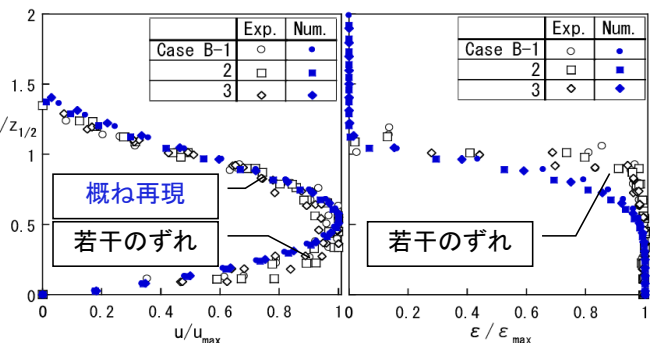


図-3 潜入密度流の相対密度差コンター図



	Case	A-4	B-1	B-2	B-3
U_{max} (m/s)	Exp.	0.0310	0.0165	0.0174	0.0191
	Num.	0.0347	0.0164	0.0186	0.0211
ϵ	Exp.	0.0007	0.0007	0.0007	0.0007
	Num.	0.0007	0.0007	0.0007	0.0007

図-4 下層密度流の流速分布と相対密度差分布(Case B)

白丸調整池ダムのSS流出負荷量と濁度の確率統計的検討

前橋工科大学大学院工学研究科 ○学生会員 河合真由美
前橋工科大学建設工学科 正会員 土屋十園

1. 研究の背景と目的

多摩川上流部に位置する白丸調整池ダムは、3年に1度、施設の点検等のためゲートを全開にして放水を行っている。

2002年12月～2003年2月には、ダム内に堆積した土砂が例年に比べ多く、上流域の小河内ダムからの放水流量が増加し白丸ダム下流域において濁りが長期化し問題となった¹⁾。

河川の連続性を維持させ、下流域の生態系への影響を軽減させるようにダムの堆砂を適切に管理することは重要であり、濁水の長期化を防止する対策を検討する必要がある。

そこで、本研究では白丸ダムを対象に土砂が大いに影響を与える汚濁負荷量収支について明らかにするとともに、濁度と底生動物の多様性との関係を確率統計的検討で明らかにすることを目的とする。

2. 対象河川流域の概要

対象河川流域に存在する白丸ダムは、1963年に建設された発電専用ダムで総貯水容量893,000m³、有効貯水容量300,000m³、最大出力16,400KWのダムである。ダム上流部には小河内ダムが存在し、奥多摩湖に良質な水を供給している。

図-1に調査地点を示し、上流からSt.1海沢橋下、St.2寸庭橋下、St.3梅沢橋下、St.4和田橋上、St.5多摩川橋上の地点である。St.1は白丸ダムの上流地点で、St.2以下4地点は白丸ダムの下流地点である。

3. 調査方法

上記の5地点で底質調査、土砂調査、環境影響調査(底生動物調査等)を行っている。本研究では東京都交通局による堆砂測量データ、東京都水道局による流量、濁度データ、東京都環境局によるSS、底生動物データを用いて解析を行った。各データの採取地点と使用期間を表-1に示す。

4. 汚濁負荷量の算定

観測データを使用して沢井地点の汚濁負荷量について解析を行った。その際、汚濁として濁度とSSに着目した。濁度(沢井地点)とSS(和田橋地点)の換算式は、1981年、1983年、1993年～1996年の濁度データとSSデータを使用し、相関関係式よりSSの鉛直分布を推定した²⁾。結果として、(1)式が得られた。

$$SS = 0.674Turb - 0.711 \quad (n = 76) \quad (1)$$

ただし、SS：懸濁物質(mg/l)、Turb：濁度(mg/l)、n：サンプル数とする。(1)式の相関係数は0.962と非常に高い値を示した。

$$SS = 0.64Turb - 0.86 \quad (2)$$

(1)式は既往論文²⁾で得られた(2)式とほぼ同一で相関が高く、信頼できる関係式であると推察できる。

沢井地点の濁度を(1)式よりSSに換算し、流量との関係を調べた。流量、濁度データは、放水期間以外の際立ったゲート放流量が3回程度存在する期間、2002年7月8日～10月13日を対象とした。現在、流量(Q)と負荷量(L)の関係を $L = \alpha Q^{\beta}$

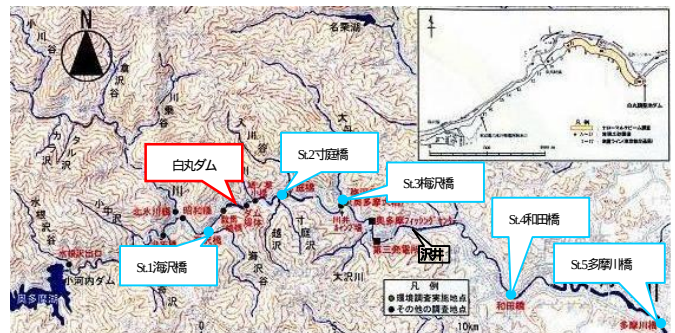


図-1 多摩川の調査地点

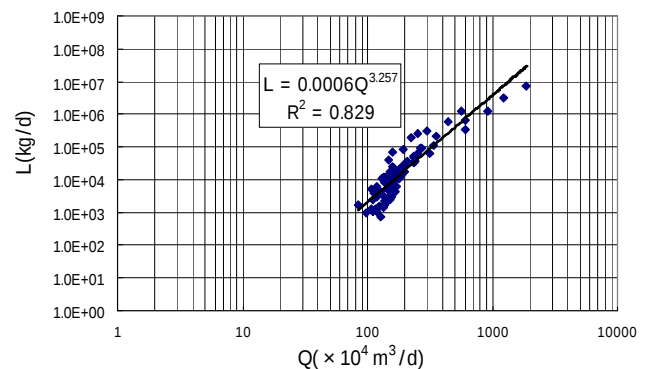


図-2 沢井地点における流量とSS負荷量の関係

表-1 データ詳細

データ	堆砂測量	流量、濁度	SS	底生動物
地点	白丸ダム	沢井	和田橋	
期間(年)	1976～2005	1996～2005	1981,1983, 1993～1996	2002～2005

表-2 SS流出負荷量と変動土砂量の経年変化

	1996年	1997年	1998年	1999年	2000年	2002年	2003年	2004年	2005年
SS負荷量 (kg/ha/y)	92.86	36.10	8050.93	783.50	66.43	2336.39	513.74	6150.80	1502.14
変動土砂量 (m ³)	15300	7000	46300	19000	17700	56600	43800	22400	24200

の経験式で算定する手法が広く用いられている。本研究でも同様の手法を用いて、(3)式が得られた。

$$L_{SS} = 0.0006Q^{3.257} \quad (n = 98) \quad (3)$$

ここで、 L_{SS} ：SS負荷量(kg/d)、 Q ：流量($\times 10^4$ m³/s)とし、図-2に(3)式を明記した。(3)式の相関係数は0.911と非常に高い値を示した。

(3)式を用いて、1996年～2005年(2001年は欠測データ多数のため除外)の年間SS流出負荷量の算定を行った。その結果とダム内の変動土砂量を表-2に示す。更に、年間SS流出負荷量と変動土砂量の関係は、(4)式で示される。

$$V = 4946L^{0.242} \quad (4)$$

ここで、 V ：変動土砂量(m³)、 L ：年間SS流出負荷量(kg/ha/y)

とする。(4)式の相関係数は0.733と高く、推定式を算出することができたものと考えられる。

5. 濁度と底生動物の確率統計的検討

底生動物データを用いて、濁水による生態系への影響を考察するため、濁度変動の確率統計的検討を行った。ここでは中規模攪乱説³⁾を応用し、攪乱が起こりうる濁度を特定するため、流況曲線ならぬ濁度状況曲線を作成した。この曲線における185日濁度、275日濁度、355日濁度を超えない確率、つまり非超過確率を攪乱頻度に相当する値と仮定した⁴⁾。データにおいては、2002年～2005年の計4年分を使用した。図-3に攪乱規模として、St.1～St.5の各濁度の非超過確率と多様性を表すSimpson指数の関係を示した。また、プロットされた点に対して相関が高いもののみ近似曲線を作成した。

図-3(a)海沢橋は185日濁度、275日濁度の非超過確率において最大値をもつ凸型の2次曲線に近似し、それぞれ相関係数0.781、0.753と高い相関が得られた。また、185日濁度の近似曲線の極値の超過確率は45.4%、275日濁度の極値の超過確率は34.8%と算出された。図-3(b)寸庭橋は海沢橋と同様に185日濁度、275日濁度において2次近似曲線との高い相関が得られた。それぞれ相関係数は0.891、0.690、その際の極値の超過確率は69.8%、44.3%となった。図-3(c)梅沢橋は185日濁度のみ2次近似曲線との非常に高い相関が得られた。また、相関係数は0.998、近似曲線の極値の超過確率は52.4%と算出された。図-3(d)和田橋と図-3(e)多摩川橋は、梅沢橋と同様に豊水流量のみ2次近似曲線に近似し、それぞれ相関係数はともに0.995と非常に高い相関が得られた。その際の極値の超過確率は50.2%、50.1%となった。

梅沢橋、以下2地点で185日濁度についてのみ同様な非常に相関が高い傾向が見られるのは梅沢橋で堆砂量が多くなり、濁度が高くなる傾向があると推察できる。即ち、185日、275日濁度の非超過確率とSimpson指数の間に有意な関係が認められ、濁度から底生動物の多様性を評価することができると考えられる。

6. 結論

今回、汚濁負荷量の算定によって、信頼性の高い濁度とSSの換算式が得られ、年間SS流出負荷量の経年変化を把握することができた。また、SS負荷量と変動土砂量には高い相関性があり、推定式を算出することができた。

白丸ダムの各調査地点では、275日濁度の非超過確率とSimpson指数の間に有意な関係が認められる。その関係は上に凸の二次曲線に適合し、多様度の最大値を持つことである。また、このことは濁度の非超過確率が大きくても小さくても多様性が減少することを意味する。したがって、適度な非超過確率つまり適度な攪乱頻度が存在することが明らかになった。

参考文献

- 1)東京都交通局：平成17年度 白丸調整池ダム濁水対策検討会資料，(2005)
- 2)梅田信，富岡誠司：ダム貯水池における洪水時細土砂の流下過程について，河川技術論文集，第9巻，pp.359-364(2003)
- 3)宮下直，野田隆史：群集生態学，東京大学出版会，pp.59-61(2003)
- 4)土屋十圓，諸田恵士：底生動物群集の多様性に及ぼす流況の確率論的特性，水文・水資源学会誌，第18巻，pp.521-529(2005)

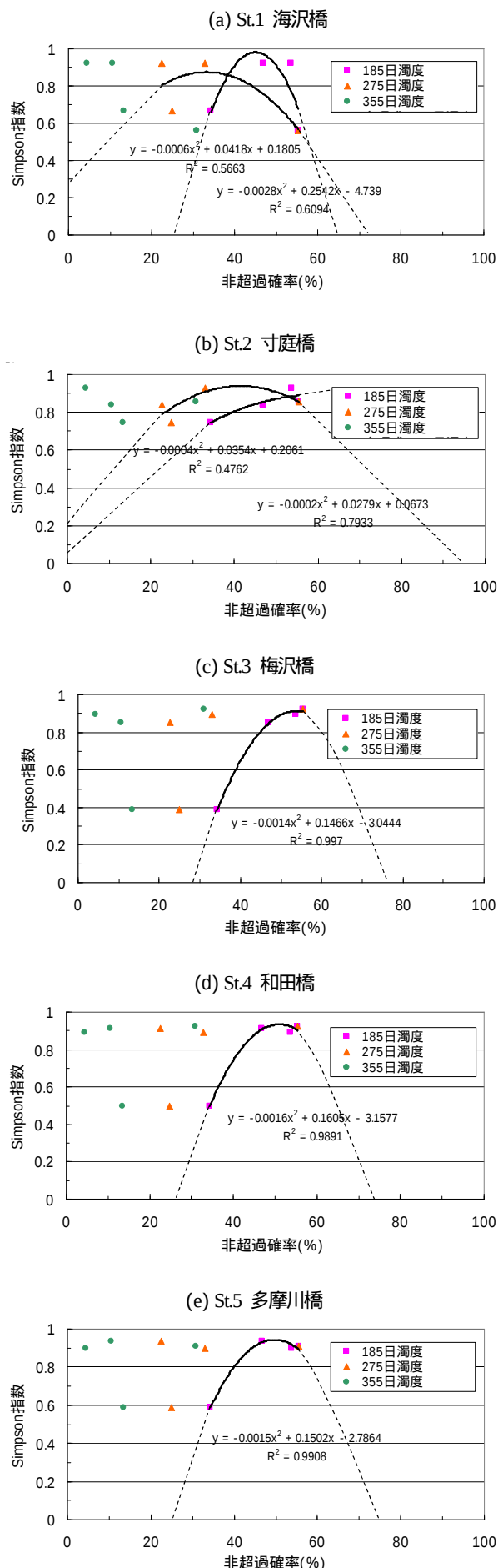


図-3 各濁度の非超過確率とSimpson指数の関係

植生域氾濫流の数値計算法

内 容：

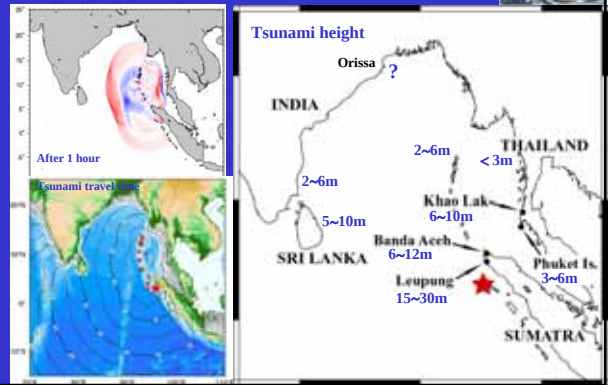
- 1．植生の効果について
- 2．氾濫流の基礎式
- 3．植生の投影面積
- 4．計算例



1. 植生の効果について
2. 氾濫流の基礎式
3. 植生の投影面積
4. 計算例



1. 植生の効果について



■北スマトラ

津波前

津波後

Banda Aceh

5km四方

西岸

Lhoknga村

セメント工場



■ 北スマトラ Lhoknga 村

両刃の剣

西海岸のLhoknga村における最大遡上点付近の折損した木々、右上に見えるのはセメント工場用の港。



■ タイ Khao Lak

約150m北に位置

地盤高=3.65m, 浸水深=4.94m, 植生域厚=14m, 植生密度=0.27%	地盤高=3.53m, 浸水深=4.64m, 植生域厚=28m, 植生密度=0.42%
---	---



和歌山県広川町（旧廣村，濱口梧稜）

断面図を参照図 Sectional view of the Beachwalk

くろまつ Japanese Black Pine

けいやく Japanese Oak Trees

砂丘 Sand Dune

砂面 Surface of the Sea

砂浜 Sand Beach

石敷 Tide Level

砂防壁 Sand Embankment

砂防堤 Sand Tide Level

完成後 After the 1854 Ansei Earthquake Tsunami

完成時 Completion at 1858

小學校語讀本 文部省 小學校用 第十

Schoolbook

S12~22

Integrated shore protection system



2. 氾濫流の基礎式

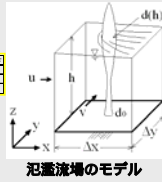
$$\left\{1 + \frac{\kappa(h)}{100} \frac{\kappa(h) h}{50} \frac{dd}{dh}\right\} \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial p}{\partial y} \frac{\partial q}{\partial y} = 0,$$

$$\left\{1 + \frac{\kappa(h)}{100} C_{\alpha}\right\} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{p^2}{h}\right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{pq}{h}\right) + gh \frac{\partial h}{\partial x} = -\left\{1 - \frac{\kappa(h)}{100}\right\} i_s gh - \left\{1 - \frac{\kappa(0)}{100}\right\} \frac{g n_b^2}{h^{1/3}} p \sqrt{p^2 + q^2}$$

$$- \frac{\kappa(h)}{200 \gamma} C_{\alpha} \frac{p \sqrt{p^2 + q^2}}{d^2 h^2} \left[\frac{\kappa(h)}{50} \frac{dd}{dh} \frac{p}{d} - \frac{\kappa(h)}{50} \frac{p}{d} \frac{dd}{dh} + \frac{p}{50} \frac{dd}{dh} + \frac{1}{2} C_{\alpha} \frac{p}{h} \right] \left(\frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} \right)$$

$$\left\{1 + \frac{\kappa(h)}{100} C_{\alpha}\right\} \frac{\partial q}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{pq}{h}\right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q^2}{h}\right) + gh \frac{\partial h}{\partial y} = -\left\{1 - \frac{\kappa(h)}{100}\right\} i_s gh - \left\{1 - \frac{\kappa(0)}{100}\right\} \frac{g n_b^2}{h^{1/3}} q \sqrt{p^2 + q^2}$$

$$- \frac{\kappa(h)}{200 \gamma} C_{\alpha} \frac{q \sqrt{p^2 + q^2}}{d^2 h^2} \left[\frac{\kappa(h)}{50} \frac{dd}{dh} \frac{q}{d} - \frac{\kappa(h)}{50} \frac{q}{d} \frac{dd}{dh} + \frac{q}{50} \frac{dd}{dh} + \frac{1}{2} C_{\alpha} \frac{q}{h} \right] \left(\frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} \right)$$



氾濫流場のモデル

倒伏, 流失

ここで, $\kappa(h) = \left(\frac{d}{h} \right)^{1/2} \left(\frac{A}{\Delta x \Delta y} \right)$ は植生等の地面占有密度(%), h は浸水深, $d(h)$ は浸水深と同じ浸水深・浸水体積を有する換算柱の直径や幅, $d(0) = \sqrt{(0.001 \Delta x \Delta y) / \gamma}$ は底面での換算柱の直径や幅, Δx と Δy は各々 x と y 方向の植生等1物体当たりの氾濫域長, $p (=hu)$ と $q (=hv)$ は x と y 方向の水深平均の氾濫流速, g は重力加速度, i_s は底面勾配, n_b はManningの粗度係数, C_{α} は抗力係数, $C_{\beta} (=C_{\beta} - 1)$ は付加質量係数, C_{γ} は質量係数, d ($=\gamma dh$) は流れ方向の植生等の投影面積, γ' は線形速度抵抗係数, 下付きの x と y は x と y 方向の量であることを示し, γ と γ' , γ'' は換算柱の断面形や流向に依存する補正係数。

■ 植生域氾濫流の運動方程式

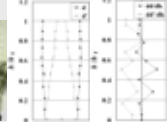
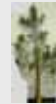
$$\left\{1 + \frac{\kappa(h)}{100} C_{\alpha}\right\} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{p^2}{h}\right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{pq}{h}\right) + gh \frac{\partial h}{\partial x} = -\left\{1 - \frac{\kappa(h)}{100}\right\} i_s gh - \left\{1 - \frac{\kappa(0)}{100}\right\} \frac{g n_b^2}{h^{1/3}} p \sqrt{p^2 + q^2}$$

$$- \frac{\kappa(h)}{50 \pi} C_{\alpha} \frac{p \sqrt{p^2 + q^2}}{d^2 h^2} A - \frac{\kappa(h)}{50} \left\{ \frac{p}{d} \frac{dd}{dh} + \frac{1}{2} C_{\alpha} \frac{p}{h} \right\} \frac{h}{d} \left(\frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} \right)$$

$$\left\{1 + \frac{\kappa(h)}{100} C_{\alpha}\right\} \frac{\partial q}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{pq}{h}\right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q^2}{h}\right) + gh \frac{\partial h}{\partial y} = -\left\{1 - \frac{\kappa(h)}{100}\right\} i_s gh - \left\{1 - \frac{\kappa(0)}{100}\right\} \frac{g n_b^2}{h^{1/3}} q \sqrt{p^2 + q^2}$$

$$- \frac{\kappa(h)}{50 \pi} C_{\alpha} \frac{q \sqrt{p^2 + q^2}}{d^2 h^2} A - \frac{\kappa(h)}{50} \left\{ \frac{q}{d} \frac{dd}{dh} + \frac{1}{2} C_{\alpha} \frac{q}{h} \right\} \frac{h}{d} \left(\frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} \right)$$

d = 一定と仮定すれば, もっと簡単になる!



3. 植生の投影面積

$$A = hd(h) \quad \text{for } h \leq h_v,$$

$$A = h_v d(h_v) + \sqrt{\frac{1}{1-\lambda}} \left\{ h d^2(h) - h_v d^2(h_v) \right\} (h - h_v) \quad \text{for } h_v < h \leq h_H,$$

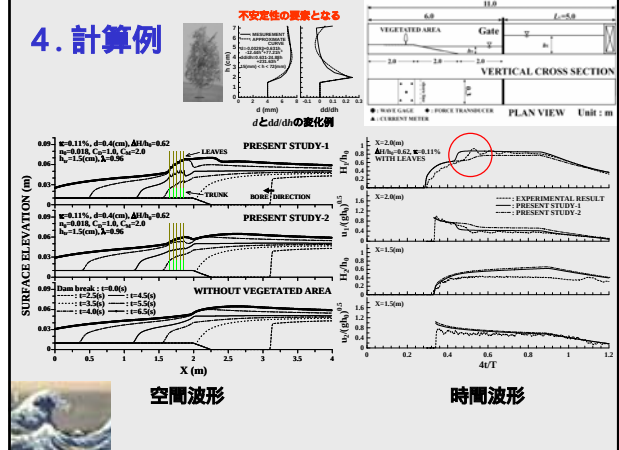
$$A = h_v d(h_v) + \sqrt{\frac{1}{1-\lambda}} \left\{ h_H d^2(h_H) - h_v d^2(h_v) \right\} (h_H - h_v) \quad \text{for } h_H < h.$$



横断植生



4. 計算例



紀淡海峡の水質変動特性と大阪湾への栄養塩輸送

大阪大学大学院 西 田 修 三

1. はじめに

最近の研究より、瀬戸内海のような半閉鎖性の海域においても、外洋からの栄養塩の流入が無視できないことが指摘されている。筆者らの観測からも、黒潮の離接岸による影響が紀淡海峡付近にまで及び、流動と水質の時空間構造が変化することが明らかとなり、外洋起源の栄養塩の大阪湾への輸送に黒潮が関与している可能性が示唆された。しかし、このような水質構造や物質輸送が黒潮離接岸の影響も含め季節にどのように変動するかについては観測例が少なく未だ明らかになっていない。

本研究では、大阪湾の湾口に位置する紀淡海峡（図 - 1）において、黒潮接岸期と離岸期を含む 2 年間にわたり月 1 回の定期観測を実施し、水質構造の季節的な変動と黒潮離接岸による影響を明らかにし、その特性について解析を行う。また、2005 年夏季に実施した横断観測データを基に、海峡断面を通じての物質輸送の定量的な解析を行い、物質輸送に及ぼす黒潮離接岸の影響と、大阪湾への栄養塩輸送の実態を明らかにする。

2. 現地観測とデータ解析

縦断観測： 紀淡海峡を南北に縦断する 6 測点（図 - 1：A 測線）において、2003 年 7 月から 2005 年 7 月まで、1 ヶ月に 1 回の頻度で流況・水質の断面分布調査を実施した。各測点にて ADCP による流況測定と多項目水質計による水質測定を実施し、南北両端の測点（A-1 および A-9）にて、

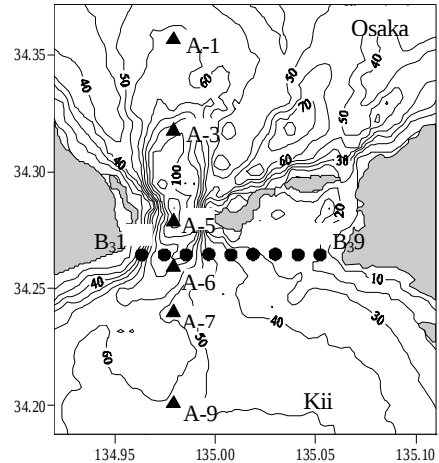


図 - 1 紀淡海峡周辺と観測点

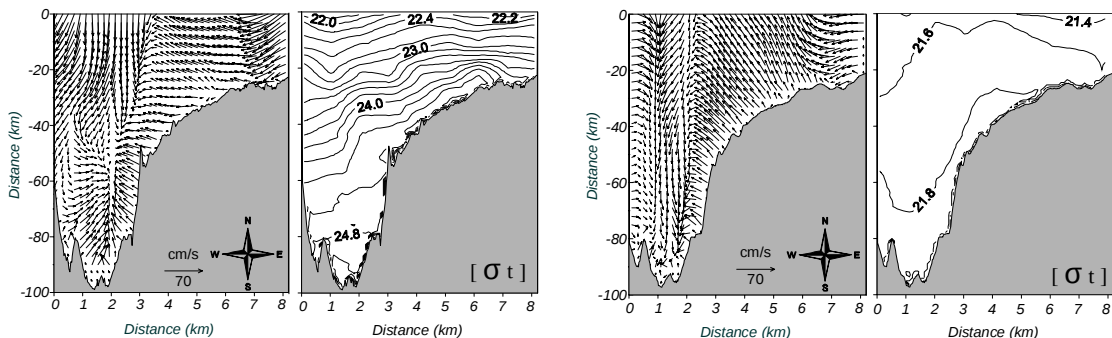


図 - 2 残差流と平均密度分布（左：2005 年 8 月 10 日，右：2002 年 9 月 10 日）

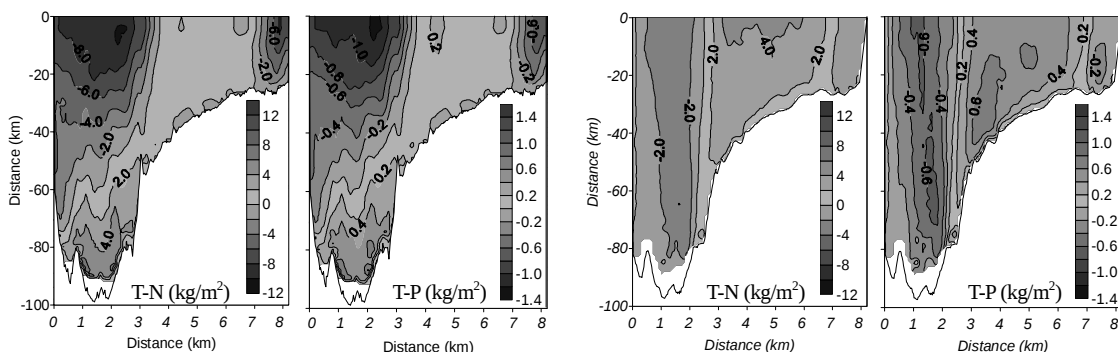


図 - 3 TN, TP の断面フラックス分布（左：2005 年 8 月 10 日，右：2002 年 9 月 10 日）

20m毎に採水を実施し栄養塩の分析も行った。

横断観測： 2005 年 8 月に紀淡海峡を東西に横断する測線（図 - 1）において流動調査と水質調査を実施した。B₃ 測線上を ADCP を用いて 1 潮汐間（13 時間）の連続流速測定を行うとともに、9 測点（B₃-1 ~ B₃-9）において多項目水質計による水質測定と 20m 毎の採水を実施し、栄養塩の分析を行った。

データ解析： 得られたデータを基に、海峡部の流動・水質構造とその変動特性を明らかにし、紀淡海峡を通じた物質輸送の定量的評価を行った。また、水質変動や物質輸送に及ぼす黒潮離接岸の影響について、過去の調査結果も含めて解析を行った。

3. 解析結果

本研究で得られた主たる結果は、以下の通り。

海峡深水域の流動は、黒潮離岸時（2000 年，2001 年，2005 年）には上層が南流，下層では北流を示し，接岸時（1999 年，2002 年）には水深方向にほぼ一様な構造を有し，黒潮の離接岸による影響が顕著に認められた（図 - 2）。

栄養塩の輸送構造は流れの影響を強く受け，1 潮汐あたりの物質収支は大阪湾内からの流出成分が卓越していたが，水深別の断面輸送量は黒潮離岸時には 50m 以深で流入傾向を示し，底層から大阪湾へ栄養塩の輸送がなされていることが確認された（図 - 3）。その輸送量は、全窒素が約 150ton/day，全リンが約 18ton/day と算定され，陸域からの大阪湾への流入負荷量に匹敵する量であった。同じく黒潮が離岸していた 2001 年においても，底層からの輸送量はそれぞれ 137ton/day，23ton/day と算定された。

海峡部における栄養塩の輸送には，粒子態や溶存有機態の動態が大きく関わっていることがわかった。また，栄養塩濃度と黒潮の離接岸状況を比較すると，黒潮離岸時には春季から夏季にかけて[亜硝酸態 + 硝酸態]窒素とリン酸態リンが特に底層で高濃度になることがわかった（図 - 4）。ただし，頻度は高くないが黒潮接岸時にも紀淡海峡南部海域の底層に高栄養塩の水塊の進入が認められた。

浅海定線データの解析より，春季から夏季にかけて大阪湾南西部海域の底層水質にも黒潮離接岸の影響がみられた。例えば 8 月の平均データ（過去 15 年間）から，黒潮接岸時と離岸時の硝酸態窒素の濃度差は約 0.03mg/L 以上に及んでいた（図 - 5）。しかし，紀淡海峡周辺海域を除けば黒潮離接岸による変動よりも季節変動の方が大きいこともわかった。

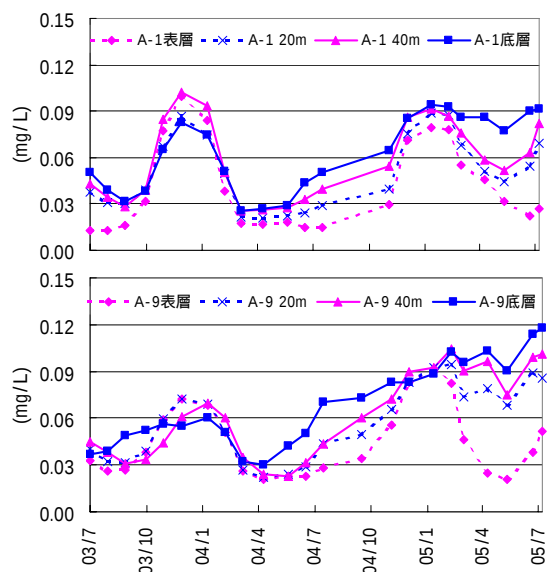


図 - 4 [亜硝酸態+硝酸態]窒素の濃度変動
(上：測点 A-1，下：測点 A-9)

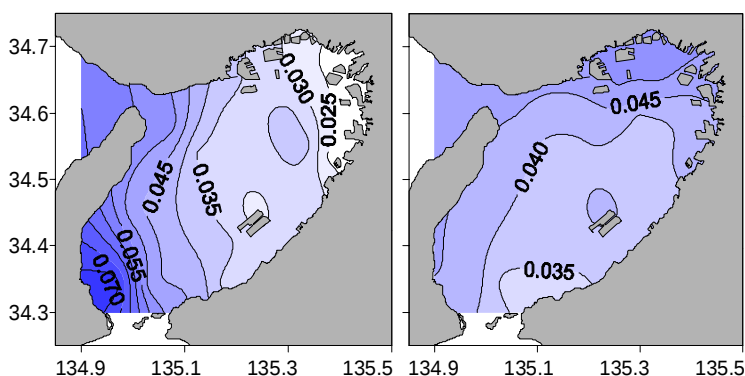


図 - 5 8 月の黒潮離岸時と接岸時の底層 NO₃-N 分布 [mg/L]

参考文献

沿岸海洋研究部会 (2006): 沿岸海域に存在する海洋起源のリン・窒素, 沿岸海洋研究, 第 43 巻, pp.101-155.
西田修三, 他 (2006): 紀淡海峡における水質変動特性と栄養塩輸送, 海岸工学論文集, 第 53 巻.(印刷中)

水生植物を利用した水質浄化研究の最近の動向

電力中央研究所 環境科学研究所 松梨史郎、今村正裕、井野場誠治

水質浄化に関しては、物理化学・生物学的手法が主流である中、環境にも優しく、自然浄化機能としての水生植物の利用が注目される。ここでは、水生植物による水質浄化の方法に関する事、水生植物に関する事について既往研究成果を文献等により調査した。

1．水生植物による水質浄化の方法に関する事

水生植物自体の栄養分吸収、植物を基体とする付着生物群による栄養分吸収や硝化・脱窒、水流が弱められることによる懸濁物質の沈殿、遮光による効果などが挙げられる。

遮光を狙った水質浄化の例としては、土木研究所による霞ヶ浦における人工浮島の実験があり、人工浮島設置水域、コンパネ板設置水域、対象区の実験で、遮光による植物プランクトン増殖の抑制効果が見られた。また水域の遮蔽率とクロロフィルの減少率に関する関係も得られている。

2．水質浄化に用いる水生植物に関する事

水質浄化に用いる植物としてホテイアオイと空心菜を取り上げ、植物の繁殖時期や場所（栄養塩の多寡、流れ）異常繁殖した場合の影響、有効利用方法、毒性物質等の吸着特性について文献調査し、以下のような結果となった。

ホテイアオイは、水温の高い夏季に繁殖し、冬季には枯死する。窒素・リンの吸収効果が大きいため、栄養レベルが高い水域に水面全域を覆うように繁殖する。外来種であり、異常繁殖の例があり、駆逐するのに苦労している例もある。家畜の飼料、田畑の肥料として有効利用されている例がある。

空心菜は、中国野菜であり、天婦羅等の食用としても利用されている。空心菜は、最近、水質浄化と刈り取ったものを食用とするために、実際の湖沼・貯水池に筏を浮かべた設置事例が増加しており、大分県企業局（北川ダム）、ジャパングリーンフローティング協会（上椎葉ダム）などによる事例研究がある。今後は、具体的な地点において、対象水域の容量、浄化効率、植栽面積、有効利用方法など、全体としてのシステム論的な検討が必要であると考えられる。

1) 大阪大学藤田研究室の開発したデータベース：

http://5host02.env.eng.osaka-u.ac.jp/www/morimoto/page/index_j.htm

2) 土木研究所のホームページ、人工浮島のサイト：

<http://www.pwri.go.jp/team/kasenseitai/ja/kenk3/kenk303.htm>

3) 大分県企業局：自治体の動き、大分県企業局北川ダム

4) 宮崎県経済農業協同組合連合会：M モーション アグリ宮崎時評 31：

<http://www.kei.mz-jp.or.jp/motion/200310/agri.html>

干潟域・感潮域における 土砂収支推定に関する研究

ESTIMATION OF SEDIMENT BUDGET FROM THE BATHYMETRY CHANGE OF THE ESTUARY AND TIDAL FLAT

山本浩一¹・古賀勝喜²・横山勝英³・山田文彦⁴・

¹博（工） 佐賀大学有明海総合研究プロジェクト 講師（〒840-8502 佐賀市本庄町1番地）

²工博 佐賀大学理工学部 講師（〒840-8502 佐賀市本庄町1番地）

³博（工） 首都大学東京都市環境学部 准教授（〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1）

⁴博（工） 熊本大学大学院自然科学研究科 助教授（〒860-8555 熊本市黒髪2丁目39番1号）

To Estimate the change of the amount of the sediment in the estuary and tidal flat, it is important to measure the accurate bathymetry and dry density of the sediment. To establish the calculating method to measure sediment budget from the morphology change, we used Real time Kinematic GPS (RTK-GPS) and two-frequency type sonar to measure the bathymetry. Simultaneously, we measured the density of mud to convert the bathymetry change to the sediment mass. Estimation of the sediment mass from the bathymetry change was successful for the Chikugo River.

Key Words : sediment, sonar, density probe, sediment budget, tidal flat, estuary

1. はじめに

海域や感潮域における地形変化は現存土砂量の変動を示すものである。地形変化の観測で重要なのは音響測深の精度と土砂の乾燥密度である。

前者についてはこれまで特に干潟域の測量はD-GPSと音響測深を組み合わせる方法で行われる場合がほとんどであり、その場合、潮位から自船の鉛直位置を特定することになる。しかし、船は揺動するうえ、特に潮位差の大きい有明海の干潟域の潮位は沖合で測定した潮位と整合しない場合が多くなる。1cmのずれがあったと仮定すると、地形変化から土砂量の変動を見積もる際には数cmの誤差が膨大な土砂量の誤差をもたらす。たとえば対象領域が10km²の場合、1cmの誤差のもたらす土砂量の誤差は10万m³となる。よって自船位置出来るだけ正確にリアルタイムで測定出来る方法が必要になる。近年、深浅測量にRTK-GPSを用いて測量が行われており、これは自船位置の特定精度の向上に有効であるが、陸上からの無線の伝送距離に制限があるため、干潟域の広域測量にはこの点の改善が必要である。

地形変化から土砂重量に換算するためには地形変化のみを観測するだけでは十分でなく、底泥の体積含水率を考慮する必要がある。これを土砂量に換算する場合には、土砂の乾燥重量を求めることが必要となる。すなわち、単位体積あたりの土砂の質量である。

本研究では、有明海における干潟地形変化に伴う

土砂量変動を算出することを目的として、そのための基礎的検討を行った。

2. 研究方法

(1) 地形変動から土砂量への換算方法

地形変化に伴う土砂重量への換算式は下記で表される。

$$M = \Delta V \frac{(\rho_{wet} - \rho_w)}{(1 - \rho_w / \rho_s)} \quad (1)$$

ただし M : 土砂乾燥重量 (kg) , ΔV : 変動体積 (m³) , ρ_{wet} : 湿潤密度 (kg/m³) , ρ_s : 土砂の密度 (kg/m³) ρ_w : 間隙水の密度 (kg/m³)

(2) 地形測量方法

地形測量は音響測深装置 (Kongsberg Maritime 製 EA400SP) と RTK-GPS (Topcon GB-1000) を併用して行った。音響測深装置およびRTK-GPSのデータはそれぞれ2Hz, 5Hzで取り込み、後処理でデータを合成して海底地形データとした。現地では水温・塩分の鉛直プロファイルを取得し、音速を補正した。RTK-GPSは基準局からの電波の送信に1Wの陸上無線を用いているが、電波到達距離を伸長するため、新たに八木アンテナを自作し、受信機側に取

り付けた。この工夫により見通し距離6km以内の測量が十分可能となった。

(3) 密度取得方法

現地での密度の取得には音響密度プローブ（Hydramotion製Mud Bug）を用いた。本装置は長さ10cmの金属製のプローブを底質に差し込んで共振周波数の変化を観測することで、周囲の媒体の湿潤密度を計測することが可能な装置である。

(4) 研究対象水域

平成17年度は平成18年度から開始する干潟域の土砂収支観測のための予備観測として筑後川感潮域（10KPおよび14KP）において平成18年2月4日に測量を行った。本測線は首都大学東京がDGPSと従来の音響測深装置を用いて平成17年5月から観測を継続して行っている測線である（図-1）。

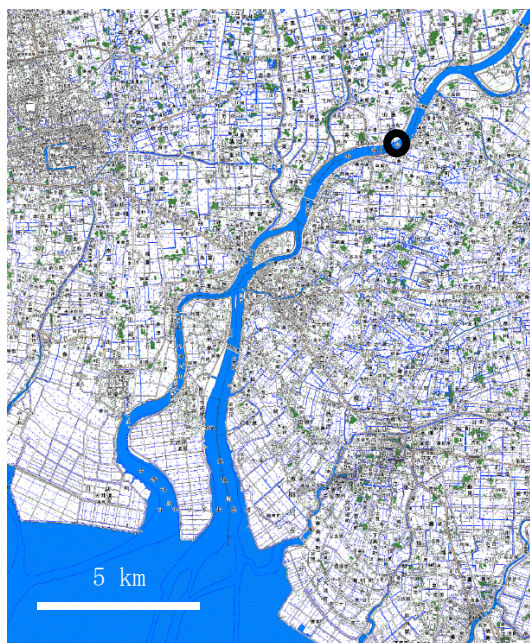


図-1 調査対象水域（筑後川）
○：14KP地点

3. 研究結果

(1) 筑後川14km地点における新規シルト・粘土堆積状況

2周波音響測深の結果、14km地点においては200kHzで検出された河床面より下層に低周波（38kHz）の音波の反射する層（不連続面）が検出された（図-2）。

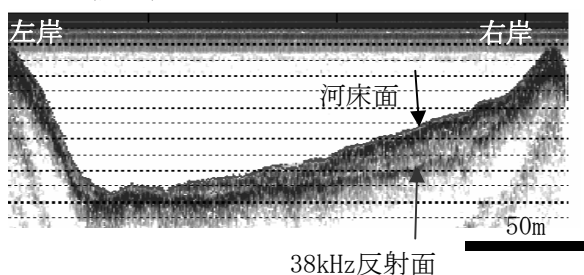


図-2 38kHzの超音波による音響測深結果（筑後川

14KP, 2006年2月），破線の間隔は50cm

これは2005年7月の出水後に首都大学東京が実施した測量時で河床面であったことが判明した。この不連続面は出水に侵食された当時の河床面を示しており、出水後潮汐の作用によってシルト・粘土が新規に堆積したことを示している。

(2) 筑後川14km地点における鉛直湿潤密度分布

筑後川に堆積した浮泥は密度1050～1300kg/m³の密度を有していた（図-3）。干潮時に干出する河岸の干潟は比較的浮泥（1100kg/m³程度）の厚さが薄く、締まっているのに対して河道中央部（左岸基準点からの距離300m付近）では厚さ15cm程度の浮泥が認められ、底質内部も1250kg/m³程度であり比較的含水率が高い底質となっていた。

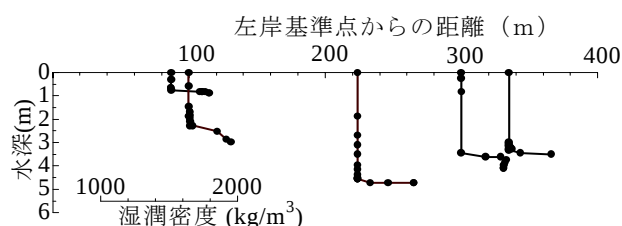


図-3 音響密度プローブにより取得した湿潤密度の鉛直分布（筑後川14KP, 2006年2月），ただし垂直のラインは水であることを示し、1030kg/m³である。測点に合わせて描画している。密度はスケールを参照のこと

(3) 筑後川14km地点における新規シルト・粘土堆積状況

38kHzの不連続面より上部のシルト・粘土が洪水後7ヶ月間の間に堆積した新規堆積物として、現地の密度からその単位長あたりの土砂量を求めた。14KP地点における河道の減少量すなわち土砂の堆積量は流下方向あたり160.8m³/mであった。これに現地の湿潤密度を考慮し式(1)で計算すると、土砂量は70t/mとなった。ただし $\rho_s=2650\text{kg/m}^3$ とした。この土砂量は河道1kmあたり7万tのシルト・粘土が新規に堆積したことに相当し、さらにこれは2004年6月18～10月31日にかけて筑後川瀬の下地点から流出したSS負荷量13.6万tを基準にするとおよそ2分の1の量に相当する（山本、未発表）。

4. おわりに

干潟・感潮域における土砂収支の観測方法を確立するため、筑後川感潮域を対象にRTK-GPSと2周波音響測深装置、音響密度プローブを用いた観測・土砂収支算出のためのデータとりまとめ方法を確立した。現在白石町沖の干潟を対象に毎月継続して観測を行っている。

DBF 海洋レーダによる諫早湾湾口部の流況観測

1. 研究の目的： 諫早湾湾口部の北側海域では、夏季成層期に赤潮が頻発し、水産業に多大な影響を及ぼしている。しかし、この海域での赤潮発生メカニズムは、未だに明らかにされていないのが現状である。流体力学的観点から赤潮発生に関連する知見を得るため、本研究では、DBF 海洋レーダを用いて諫早湾湾口部の表層流動に関する現地観測を実施したので、その結果について報告する。さらに、DBF 海洋レーダおよび ADCP によって計測された流速データの比較を通して、DBF 海洋レーダの性能評価を行っている。

2. 研究内容： 図-1 に示すように、財電力中央研究所が開発した DBF 海洋レーダを西郷（A 局）と荒尾（B 局）に設置し、各局の送信アンテナより 15 分間隔で A 局と B 局交互に送信を行った。さらに、水表面から反射される電波のドップラースペクトルを受信するとともに、その一次散乱ピークから水表面下 0.3m の流速および流向を求めた。今回の観測期間は 2005 年 9 月 17 日～10 月 7 日であった。また、図-1 中に一点鎖線で示す E-E'ライン(約 9 km)上で、2005 年 9 月 20 日(大潮期)に ADCP による曳航観測を行った。観測では Workhorse-ADCP1200kHz (RD Instrument 社製)を観測船の舷側に取り付け、測線に沿って 90 分間隔で 1 潮汐間に 9 回行った。図-2 に 9 月 20 日の潮位(大浦)と観測開始時間を示す。この日の潮差は約 4.8m であった。

DBF 海洋レーダから得られたデータに基づいて、諫早湾湾口部周辺海域における表層部(水表面下 0.3m)の流速ベクトルを図-3 に、ADCP によって計測された E-E'ライン上での流速ベクトルの水平分布を図-4 に示す。図-3 から、諫早湾への入退潮と有明海湾奥部海域への入退潮が二分化している傾向が認められる。一方、図-4 (a)からは、E-E'ライン北側で上げ潮時に流出していることが認められ、松野・中田(2004)が提案するキャビティフロー的な流動構造が見られる。さらに、両図から、諫早湾湾口部における上げ潮最強時の最大流速は約 70cm/s、下げ潮最強時における最大流速は約 60cm/s であり、神代から約 1～2km 沖に出現していることが確認できる。

図-5 は A 局に設置された DBF 海洋レーダの beam と ADCP による観測線 E-E'との交点を示している。E-E'ライン上における beam2 から beam6 の交点を北側から順に Pt.2～Pt.6 と定義している。これらの交点で海洋レーダと ADCP によって計測された流速と流向の比較をそれぞれ行った。特に、Pt.4 での結果を図-6 に示す。ADCP では水表面下 0.3m の流速を計測できないために、図-6 中の ADCP の値とは水表面下 2.0m の流速と流向である。定性的に一致しているものの、14:00～15:15 には最大約 10cm/s の相違が認められる。この差は、海洋レーダが風の影響を強く受けた水表面下 0.3m の表層流動を計測しているためと考えられる。一方、流向については概ねよい一致を示している。また、Pt.3～Pt.6 における流速および流向の相関を図-7 に示す。図中にはこれらデータの回帰曲線が実線で示されており、流速および流向の相関係数は 1 に近い値となっている。

3. 主要な結論： (1)DBF 海洋レーダおよび ADCP によって計測された上げ潮最強時の流速ベクトルに基づけば、上げ潮最強時の諫早湾湾口部周辺海域の流動は、島原半島に沿った流れが卓越しているものと判断される。(2)秋季大潮期における DBF 海洋レーダから得られた流速・流向データは、ADCP によって計測された流速ベクトルとよい一致を示しており、DBF 海洋レーダの有効性が確認できた。(3)DBF 海洋レーダを用いて夏季に赤潮が頻発する諫早湾湾口部周辺海域での広域流動特性を長期に把握することが可能となった。

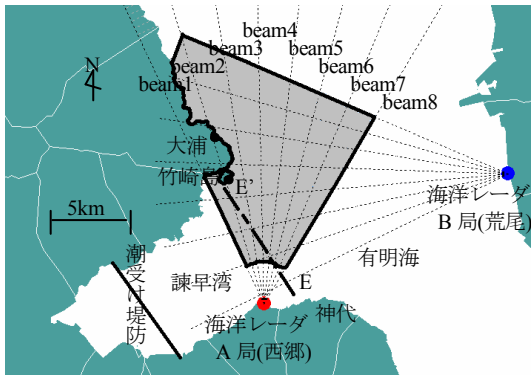


図-1 諫早湾と観測対象海域

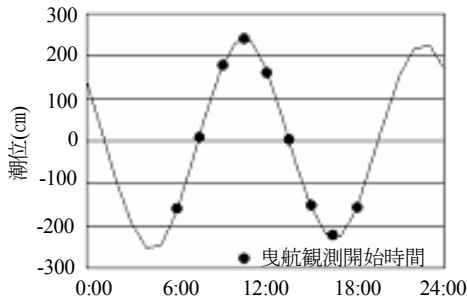
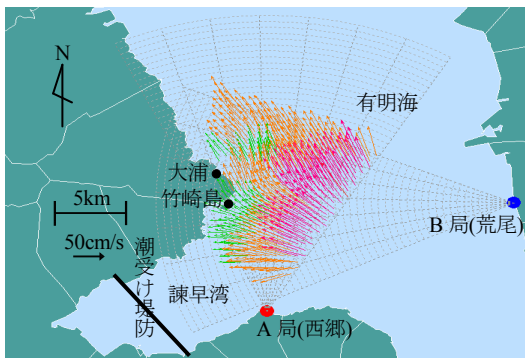
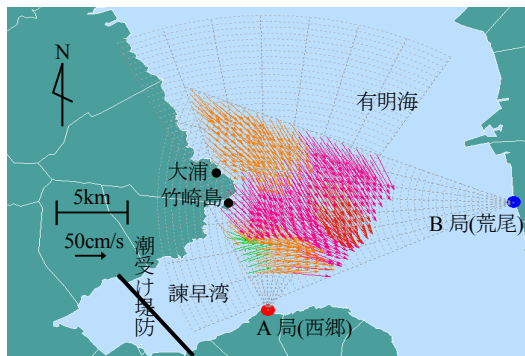


図-2 2005 年 9 月 20 日の潮位(大浦)および曳航観測開始時間



(a) 上げ潮最強(2005/9/20 7:30)

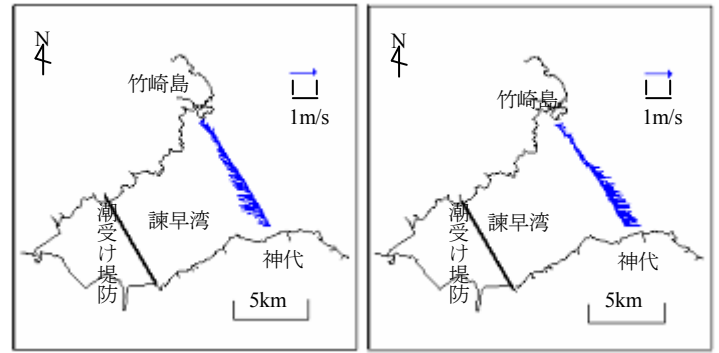


(b) 下げ潮最強(2005/9/20 13:30)



(c) 流速ベクトル説明

図-3 DBF 海洋レーダから得られた諫早湾口部の表層流動特性



(a) 上げ潮最強(2005/9/20 7:30)

(b) 下げ潮最強(2005/9/20 13:30)

図-4 諫早湾湾口部における流速ベクトルの水平分布

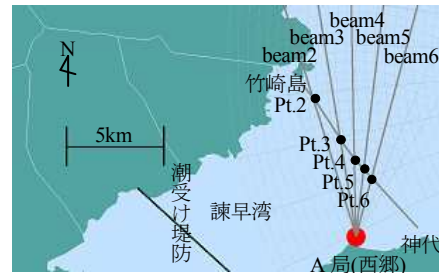
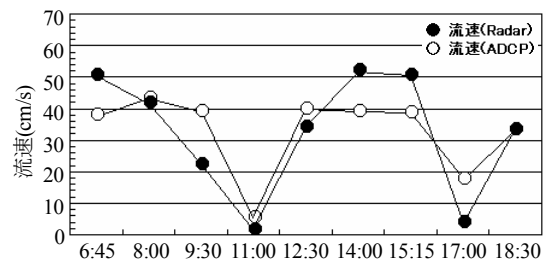
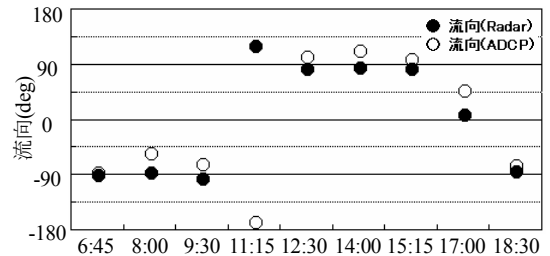


図-5 DBF 海洋レーダ beam 2～6 と ADCP 観測線 E-E'



(a) 流速



(b) 流向

図-6 Pt.4 における DBF 海洋レーダと ADCP の比較(2005/9/20)

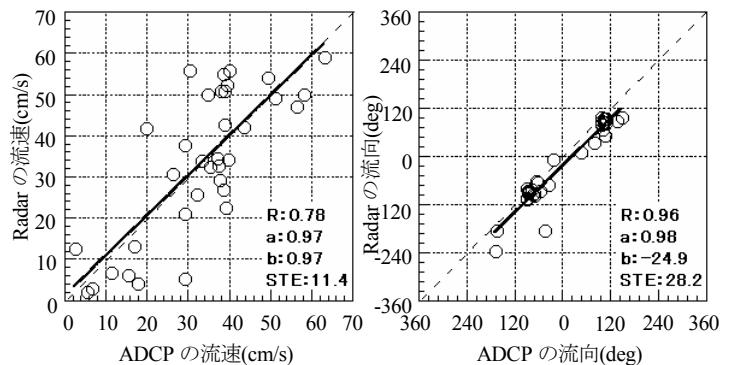


図-7 Pt.3～Pt.6 における DBF 海洋レーダと ADCP の相関
R:相関係数, a:回帰曲線の傾き, b:回帰曲線の切片, STE:標準誤差

ADCP 及び H-ADCP による流量モニタリング

二瓶 泰雄（東京理科大学）

1. はじめに

河川における流量モニタリングの重要性は論を待たないが、現在でも、様々な問題点が指摘されている浮子による流量観測が全国の河川で一般に行われている。浮子観測は、流木等の多量の浮遊物が存在しても簡便で確実に流量計測を実施できる、という大きな利点を有する一方で、水理学的・観測作業上の問題が多く指摘されており、浮子観測とは別の計測方法が検討されている。その中で、著者は、一台の機器で流速の鉛直・横断分布計測が可能な ADCP や H-ADCP による流量モニタリングの可能性について検討を開始している。以下では、これまでに得られた主な成果を列挙する。

2. ADCP による流量観測

(1) 調査概要

ADCP は前述したように流速鉛直分布を計測できるので、流量を計測するには ADCP を横断方向に移動する必要がある。そこで、図 1 に示すように、ADCP を専用浮体に取り付け、それを橋上よりロープ等で吊り下げて ADCP を水面付近に下向きに浮かべる。その ADCP と繋がっているロープを引きながら河川横断方向に移動して、各横断位置での流速鉛直分布と水深を計測し、最終的には流量を算出する。ADCP を横断方向に移動する際には、連続的に移動する場合や定点にて 2, 3 分固定して計測する場合が挙げられる。なお、ADCP は水表面・底面付近や浅い側岸付近では流速計測ができないので、鉛直分布には対数則を適用し、横断分布には力学的内挿法(二瓶・木水, 2005)により流速の内外挿操作を行う。この ADCP 調査を洪水時・平常時の江戸川等において実施してデータを蓄積するとともに、浮子観測結果と比較する。

(2) 調査結果

ADCP の計測精度：ADCP による流量観測精度を検証するために、プライス流速計による観測結果と ADCP の結果を比べたものを図 2 に示す。ここでは、プライス流速計により得られた流量と水位の関係式 (H - Q カーブ) を作成し、水位データから ADCP 観測時の流量を算出している。ADCP 観測結果の 83% は相対誤差 (= 二つの流量差 / H - Q 流量) は 5% 以内となっている。また、RMS 相対誤差を求めると、ADCP 観測では 4.7% となり、プライス流速計による標準流量観測法の誤差 4.6% (今村ら, 2006) と同程度になり、ADCP による流量観測精度が概ね検証されたことが分かる。

ADCP と浮子による流量の比較：洪水時における ADCP と浮子による流量観測結果の相関図 (Case1) を図 3 に示す。図中には、流量の相対誤差 5, 10, 20, 30% の誤差に相当する直線を引いている。これより、浮子観測結果は ADCP 観測結果よりも上回っており、平均的には 20~30% の誤差となっている。全データの相対誤差の平均値は 21.8% となっている。

浮子観測の流量計測誤差の要因：このような浮子観測における流量計測誤差の要因を検討するために、浮子による流速計測値から流量を求めるときにキーとなる更正係数と流速横断分布に着目する。まず、ADCP による流速鉛直分布の観測値から更正係数を算出した結果を図 4 に示す。ここでは、水深毎に対象とする更正係数を分けており、表層 1m, 2m, 4m 流速に相当する水深範囲は各々 1.3~2.6m, 2.6~5.2m, 5.2m~ である。また、現行で用いられている更正係数の標準値も図中実線で示している。これより、ADCP により得られた



図 1 ADCP 移動観測の模式図

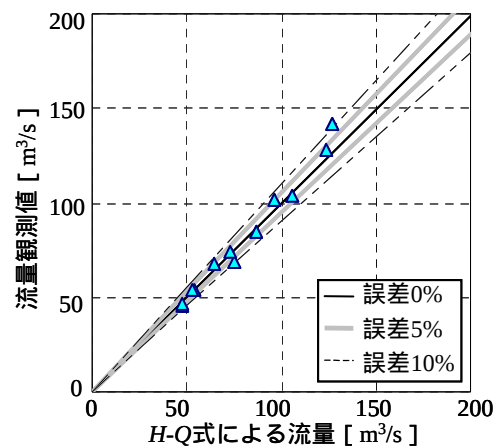


図 2 ADCP 観測と H - Q 式による流量の比較

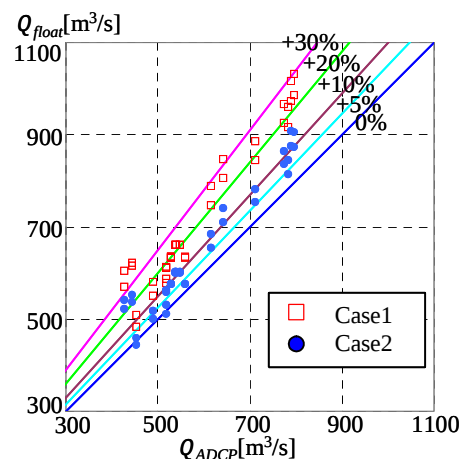


図 3 浮子と ADCP による流量値の比較

更正係数の大部分は、現行の標準値よりも小さくなっている。表層 1m, 2m, 4m 流速に対する更正係数の平均値は各々 0.85, 0.87, 0.90 となり、現行の標準値よりも 0.06 ~ 0.07 程度小さいことが分かる。

また、多くの浮子観測では一回の観測で投下される浮子の数が少ないため、流速横断分布を正確に計測できていない可能性が高い。そこで、浮子による流速観測値を横断方向に内外挿する際に前述した力学的内挿法を用いることで力学条件を満足した形で流速横断分布や流量を算出する。上述した更正係数と力学的内挿法により修正された浮子観測値と ADCP 観測結果を比較すると(図 3 中の Case2)、浮子観測の誤差は大幅に減少し、相対誤差の平均値は 9.6% となっている。この約 12% の誤差減少には、更正係数の修正分が約 7%、力学的内挿法による流速横断分布の修正分が約 5% と各々寄与しており、更正係数や流速横断分布を詳細に見直すことで浮子観測精度はより向上するものと考えられる。

3. H-ADCP による流量観測

(1) 基本的な考え方

浮子観測や前述の ADCP 観測では実質的に不可能な、自動・連続的な流量モニタリングを行うためには、一台で流速の横断分布計測が可能な H-ADCP を流量計測に用いることが有望である。しかしながら、H-ADCP はある水深の流速横断分布という「線」データしか取得できず、流量算定に必要な流速の「面」データを得るには何らかの形で「線」データを「面」データに変換する必要がある。そこで、図 5 に示すように、H-ADCP による流速観測技術と三次元河川流シミュレーション技術を融合した新しい流量モニタリングシステムを構築する。そこでは、観測データを数値解析に合理的に取り込むことが可能な新しいデータ同化手法を導入する。

(2) 結果

H-ADCP を用いる本流量モニタリング手法の適用性を検証するために、江戸川中流部に H-ADCP を設置し、2005 年 9 月から約 3 ヶ月間にわたり調査を実施した。本手法による流量推定結果の一例として、全期間における流量推定結果の時系列変化を図 6 に示す。ここでは、別途行われた ADCP とプライス流速計による流量観測結果も同図中に示す。これを見ると、本手法は全データに対して安定して流量を求めている。また、本手法を用いた流量推定結果と ADCP やプライス流速計による流量観測結果を比較すると、これらは良好に一致していることが分かる。さらに、流量推定精度について詳細に検討するために、流量の観測値と推定結果の RMS 誤差を調べたところ、各々 2.98, 5.02% となっており、本推定法の有効性が示された。

謝辞：本研究は、NEDO・平成 17 年度産業技術研究助成事業(研究代表者：二瓶泰雄)の成果の一部である。ここに記し深甚なる謝意を表します。

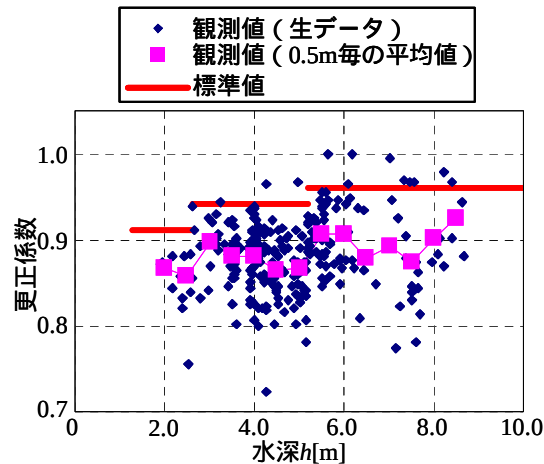


図 4 更正係数と水深の関係

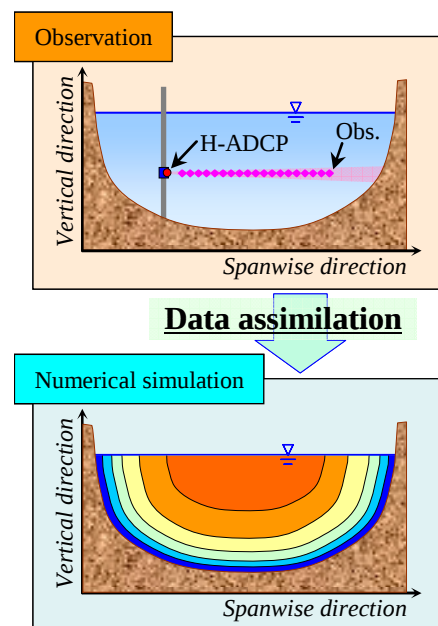


図 5 H-ADCP による流量モニタリングの構成

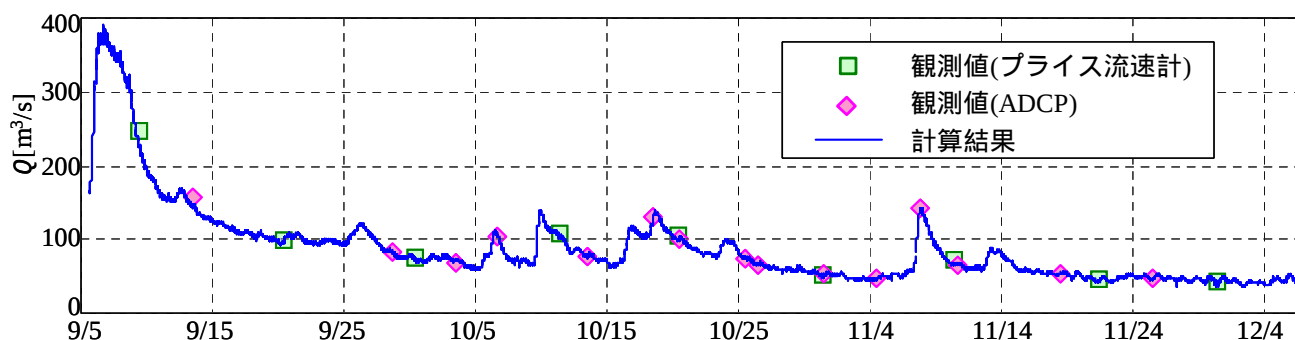


図 6 H-ADCP を用いる本手法による流量推定結果

底質巻上げフラックス観測について ～ウォッシュロードの供給源に関する一考察～

福地 正宗，二瓶 泰雄（東京理科大学）

1. はじめに

ウォッシュロードは、一般に、河床材料よりもはるかに細粒で、河床材料と交換せずに常に浮遊状態を保ったまま流下するものである、と定義されている¹⁾。このようなウォッシュロードの供給源は河床ではなく流域の土砂生産源であると考えられる。ウォッシュロードは、河床材料と交換しながら流下する「浮遊砂」とは区別して定義されており、一般的な目安として、ウォッシュロードと浮遊砂は土砂粒径が 0.1mm を境に区別されることが多い²⁾。しかしながら、いくつかの研究成果により、ウォッシュロードのような細粒土砂の一部は河床起源であると指摘されており、上記のウォッシュロードの定義には曖昧さが含まれている^{3), 4)}。これらのことを実証する上では、河床から巻き上がる土砂粒径を調べて、それと河床材料の粒径や実際の洪水時の浮遊土砂粒径との比較を行う必要があるが、底質巻上げ量計測法が確立していないため、これらの検討は行われていない。そこで本研究では、「河床材料はウォッシュロードの起源となり得る」ということを実証することを目的として、底質巻上げ調査や河床材料調査、洪水時採水調査、という三種類の現地調査を行う。ここでキーポイントとなる巻上げ調査については、著者らがやっている現地直接計測可能な巻上げ装置（図1）を用いて実施する。

2. 現地調査の概要

観測サイトは、富栄養化湖沼として有名な千葉県手賀沼に流入する主要河川である大堀川下流域とした（図2）。まずの巻上げ調査は、大堀川下流部6地点を対象に2005/11/1, 8において実施された。ここでは図1に示される大小2つの円筒が同心円状に配置された巻上げ装置を河床に設置し、円筒間の隙間（=7cm）を一定速度で攪拌し、底質より浮遊する土砂を含んだ濁水を採取する。それに対してSSと粒径分布、巻上げフラックス P_k を分析・算出する。の河床材料調査では、調査と同期して、直径2cmのアクリルパイプを用いて底質のコアサンプル（深さ10cm）を採取し、1~3cm間隔でスライスし、河床材料の粒径分布を求める。このとで採取される土砂は両方とも河床材料であるが、で得られるものは河床材料のうち浮遊し易い堆積物であり、必ずしも河床材料と粒径分布が同一とはならない。またの洪水時採水調査では、大きな洪水が生じた降雨イベント時（2005年7月26日）にStn.1, 3, 6において採水観測を行い、SSや浮遊土砂粒径分布を求めた。以下では、観測、で得られた土砂をそれぞれ易浮遊性堆積物⁵⁾、河床材料、洪水時浮遊土砂とそれぞれ称することとする。



図1 巻上げ装置の概観

3. 結果と考察

(1) 降雨時の土砂輸送特性

洪水時の土砂輸送特性を調べるために、観測により得られた水位及び洪水時浮遊土砂のSSと中央粒径に関する時間変化を図3に示す。これより、SSに関しては、全ての地点において洪水中に増加しているが、その増加量はStn.1やStn.3よりもStn.6が最も顕著である。このStn.1からStn.6までの区間では大きな横流入は無いため、このようなSSの流下方向変化は河床からの底質が浮遊したものと考えられる。また、そのときの浮遊土砂の中央粒径を見ると、上流側のStn.1やStn.3においては、10~20 μm となっているのに対して、沼側のStn.6では大きくばらつくが概ね20~40 μm の間を推移している。上述したウォッシュロードの粒径範囲を見ると、このときの洪水時の浮遊土砂の大部分は全地点ともにウォッシュロードに分類される。しかしながら、上述したように、Stn.3からStn.6の間では顕著な底質巻上げプロセスにより、Stn.6におけるSSの大幅な増加が生じたことから、20~40 μm 程度のウォッシュロードと見なされる微細土砂成分が河床より浮遊してくることが示唆された。

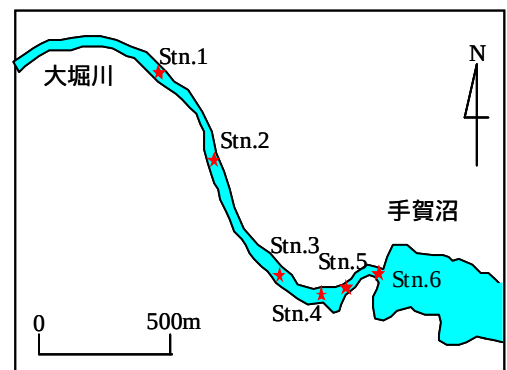


図2 観測サイトと調査地点

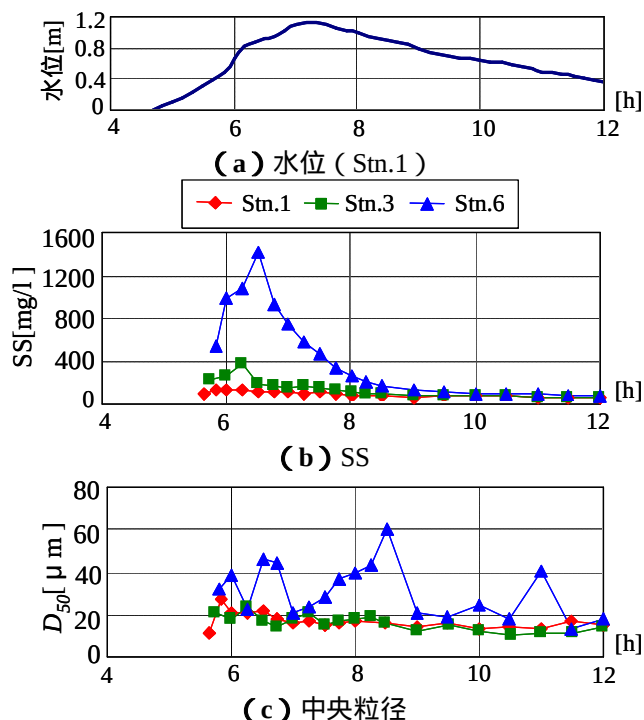


図3 洪水時における浮遊土砂のSS及び中央粒径

(2) 各土砂の粒径分布の比較

河床材料と易浮遊性堆積物の土砂粒径を比較するために、両者の中央粒径の相関図を図4に示す。これより、河床材料の中央粒径は、一部を除き 200～500 μm であるのに対して、易浮遊性堆積物の中央粒径は 20～40 μm となっている。このように易浮遊性堆積物の中央粒径は河床材料より 1 オーダー小さくあり、河床材料とそこから浮遊する土砂成分の粒径は大きく異なる。

洪水時浮遊土砂と河床材料や易浮遊性堆積物の粒径分布特性を比較するために、Stn.1 における粒径加積曲線を図5に示す。これより、洪水時浮遊土砂の粒径分布は河床材料と大きく異なるものの、易浮遊性堆積物とは概ね類似している。この図のように、河床材料では 15% 程度しか存在しない 100 μm 以下の微細土砂成分が易浮遊性堆積物や降雨時浮遊土砂の大部分を占めており、ウォッシュロードと見なされる微細土砂成分が河床より選択的に浮遊しているものと推察される。また、図6は各土砂の中央粒径に関する Stn.1～6 までの流下方向変化を表している。これより、最も河口近くの地点を除いて、河床材料の中央粒径が易浮遊性堆積物や洪水時浮遊土砂よりも 1 オーダー大きいこと、易浮遊性堆積物と降雨時浮遊土砂の中央粒径はほぼ同一である、ということがこの区間全域にわたり確認される。

以上の観測結果をまとめると、従来まで提唱されているウォッシュロードの定義と異なり、「河床材料の中の浮遊しやすい材料（易浮遊性堆積物）がウォッシュロードの供給源となり得る」ということが、河口近傍地点のみならず対象区間全体にわたり成立することが実証された。今後は、多くの河川における巻上げ調査を実施し、易浮遊性堆積物環境を調査する予定である。

参考文献

- 1) 吉川，流砂の水理学，丸善，pp.141-144，1985，2) 江頭ら，水理講演会論文集，Vol.25，pp.481-487，1981，3) 清水ら，水工学論文集，Vol.42，pp.1039-1044，1998，4) 泉ら，水工学論文集，Vol.49，pp.907-912，2005，5) 二瓶ら，水工学論文集，Vol.48，pp.1447-1452，2004。

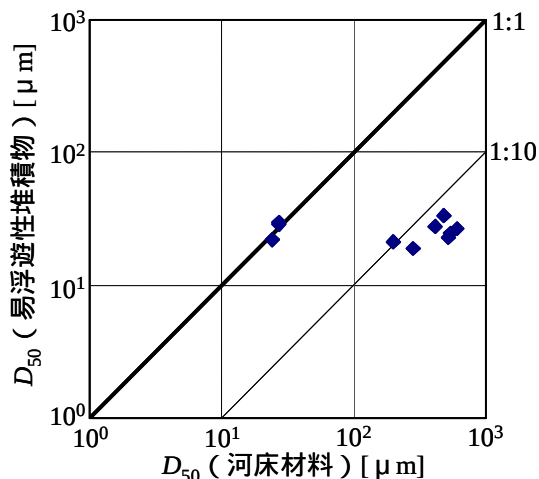


図4 河床材料と易浮遊性堆積物の中央粒径の比較

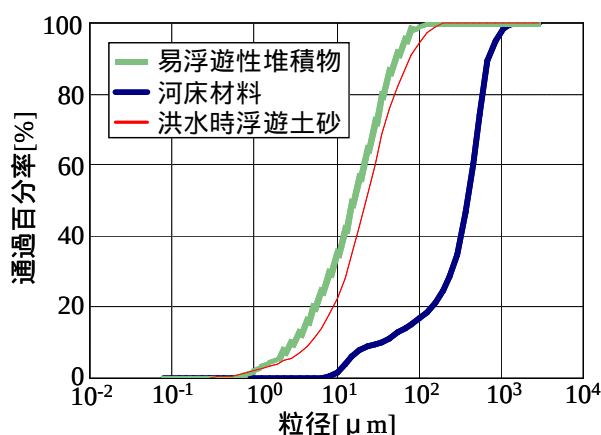


図5 粒径分布特性の比較 (Stn.1)

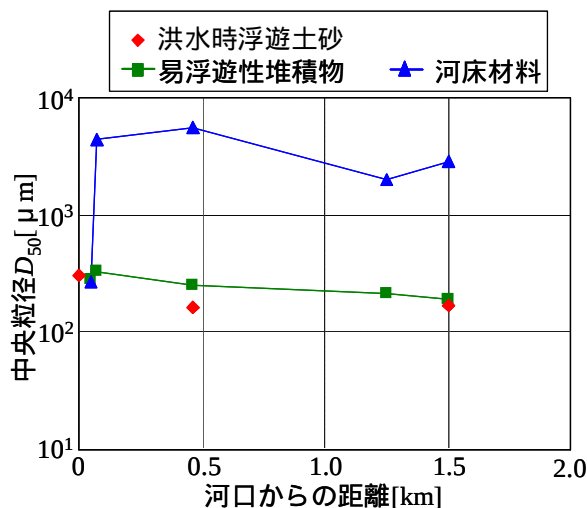


図6 土砂の中央粒径の流下方向変化

(独) 森林総合研究所 多田泰之
京都大学防災研究所 藤田正治

1. はじめに

降雨の流出解析, 湿地の水動態解析, 崩壊発生位置の予測, 堤防の破壊など, 地下水流の位置や経路の情報が重要な鍵になる研究課題は多い。たとえば, 崩壊の前兆現象として, 湧水の停止, 湧水の噴出, 湧水の濁り, 崩壊地の流水痕跡などが挙げられるが, これは地下水流の位置がわかれば崩壊の予測がきめ細かにできることの可能性を示唆するものである。そこで, 本研究では, 地下水流の発する音を簡便に計測することにより, 地下水流の位置や経路を探査する手法を開発するとともに, この手法を使って実斜面の地下水流の位置を調べ, 崩壊発生の予測技術の向上に寄与できるかについて検討する。

2. 地中音の測定方法と地下水流の位置の探査

2.1 測定機器と手法

地中音測定装置は写真 1 に示すような Pickup, Headphone, Hydrostat などの機器からなる。図 1 は測定手法を示したものである。地中音は地中に刺し込まれたステンレス棒をとおして Headphone で聴くことができる。この音には水流の発する音だけではなくその他の雑音も含まれているが, Hydrostat で音の周波数帯を選択することで雑音は抑制できる。また, 音の増幅も行うことができ, 地中音圧の大きさはレベルメータで読み取ることができる。

2.2 地下水流の位置の探査

地下水流の位置と地中音の大きさの分布の関係を調べるために, 次のような実験を行った。図 2 に示す模型土層の中央の深度 35cm と 62cm の位置に多孔管を設置し, 流量 Q_m を 50~300ml/s の範囲内で 6 種類に変えて通水し, 地表面で地中音を測定した。地表面で測定された地中音の大きさの横断分布を図 3 に示す。この図より次のことがわかる。①地中音は地下水流の直上で最も強く, そこから離れるほど弱くなる。②地下水流の深さが等しければ, 流量が大きいほど地中音のピーク値は大きい。③地下水流の流量が等しければ, 地下水流の位置が浅い方が地中音のピーク値は大きい。以上の結果は, 地中音の大きさの分布形から地下水流の位置が探査できるとともに, 音圧の大きさから流量も推定できる可能性を示唆するものである。

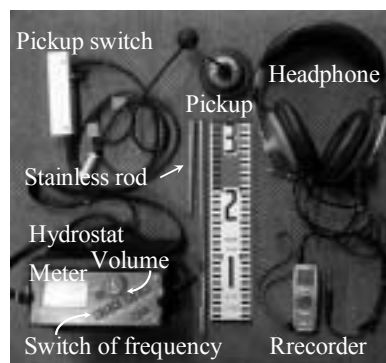


写真 1 地下流水音測定装置

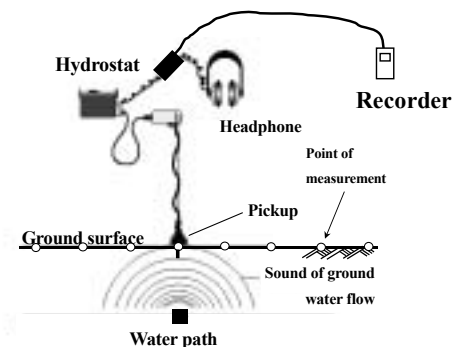


図 1 地下流水音測定の様式

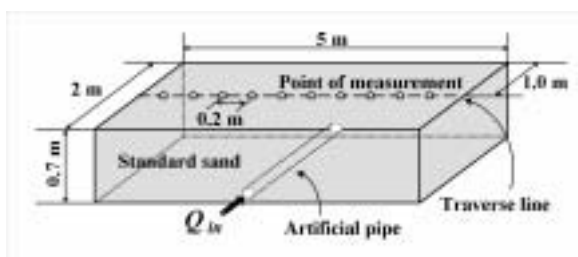


図 2 模型土層

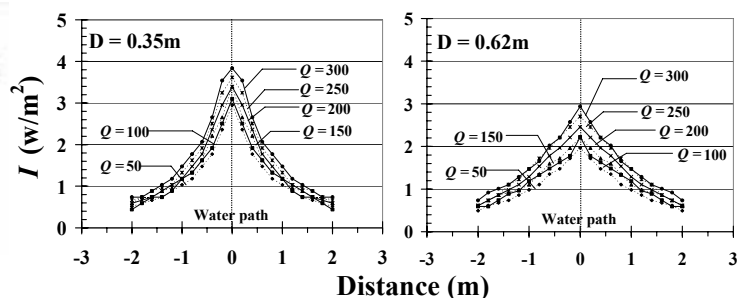


図 3 地下流水音の測定結果例

3. 地中音分布と崩壊の関係

自然斜面および林道沿いの切り取り斜面で地中音の大きさの分布を調査し、調査時に見られた崩壊痕跡の位置や調査後発生した崩壊地点と地中音分布の関係について検討する。自然斜面の地質は花崗岩、勾配は 30° 程度であり、写真2に示すような尾根型斜面である。この斜面に

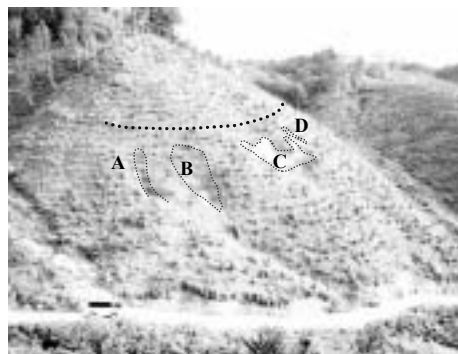


写真2 自然斜面の様子

は写真に示すように4箇所の小さな崩壊の痕跡がある。この斜面の写真中の破線の位置で地中音を測定した。その結果を図4に示す。なお、図中のハッチは小崩壊の範囲を表す。この図より、地中音分布のピークと小崩壊痕跡の位置が一致していることがわかる。

林道沿いの切り取り斜面は写真3のようであり、吹付け緑化された法面の4箇所(A~D)で崩壊痕跡が見られる。A,Bは小崩壊の痕跡である。写真中の点線に沿って測定した地中音の分布は図5のようであり、この図からも、地中音分布のピークの位置で崩壊または小崩壊が発生していることがわかる。

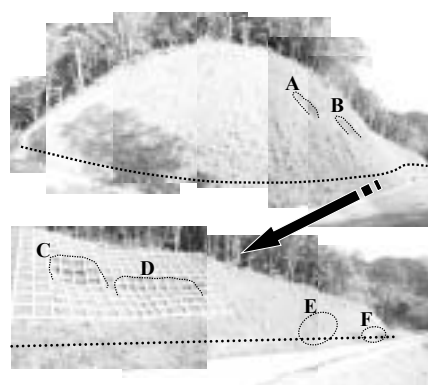


写真3 切り取り斜面の様子

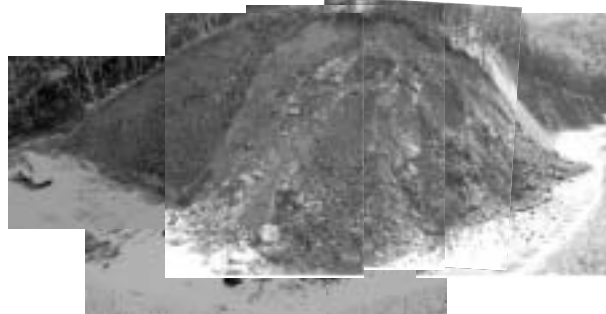


写真4 台風によって発生した法面崩壊

4. 崩壊発生予測への応用

前述の切り取り斜面での調査は2004年7月12日に行われた。その後、2004年9月29日～30日に接近した台風21号によって多量の降雨がもたらされた。台風通過後の10月1日の斜面の様子は写真4のようである。この写真のように、小崩壊A,Bの位置に大きな崩壊が発生している。図6はこの崩壊の位置を図5に記入したものである。この位置は他の位置に比べて高い地中音が幅広く分布する位置であり、とくに地下水の集中する箇所といえる。この台風により、このような位置に大きな崩壊が発生したものと考えられる。この斜面に関して言うと、あらかじめ図5のような情報があれば、崩壊に関する相対的な危険度分布の情報が得られていたということになる。

5. まとめ

地下水流のある地盤表面で地中音の分布を測定したところ、地下水流の直上で地中音が最も大きくなることがわかり、このような方法で地下水流の位置を簡便に調査することができることがわかった。自然斜面や林道切り取り斜面での地中音の測定結果からも、地中音分布のピーク地点に湧水や崩壊痕跡が見られ、地中音分布のピークが幅広く認められる箇所で新規の大きな崩壊も発生した。以上のように、本研究で開発した地中音測定手法は地下水流の位置の探査に適用でき、その応用の一つとして、崩壊発生場所の特定に関する重要な情報を提供することができるものと考えられる。

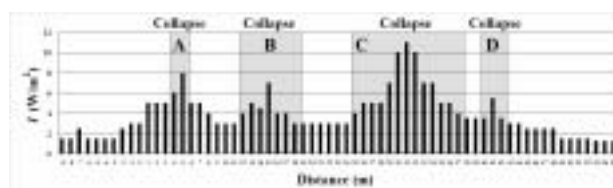


図4 地中音分布と崩壊位置の対応（森林斜面）

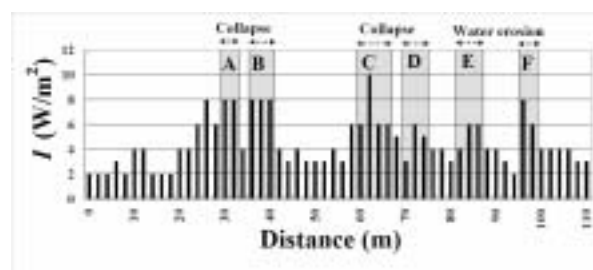


図5 地中音分布と崩壊位置の対応（林道斜面）

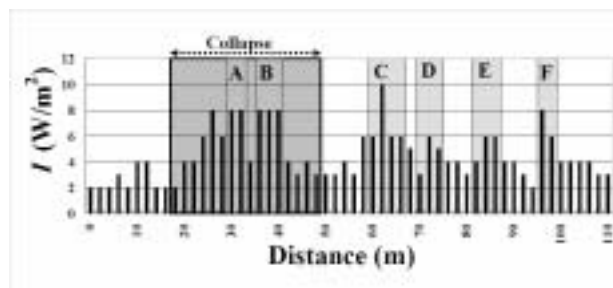


図6 地中音の分布と新規崩壊位置の対応

都市の雨水排水区を対象とした内水氾濫解析

前橋工科大学大学院工学研究科 砂口真澄
前橋工科大学工学部建設工学科 土屋十図

1. はじめに

近年，都市域の洪水氾濫は，東京(平成 17 年 9 月)，名古屋(平成 12 年 9 月)，福岡(平成 15 年 7 月)などの水害から明らかなように河川からの外水氾濫だけでなく，下水道管路による雨水排除効果，噴き出し，地形・土地利用に起因した地表面氾濫，及び内水排除不全など様々な現象が重なっている．都市型水害を対象とする氾濫解析を行う場合には，これらを複合的に考慮したモデルが必要である．これまで様々なモデルが提案され報告¹⁾されているが，町・丁目まで精度の高い浸水区域を想定した報告の事例は少ない．そこで，本論では事例研究として東京都の小雨水排水区を対象に詳細な河川・下水道の浸水メカニズムを数値モデル NILIM(New Integrated Lowland Inundation Model)によって明らかにすることを目的とする．

2. 内水氾濫解析モデル～NILIM～

NILIM は，国土技術総合政策研究所により開発し，公開され，地表面の 2 次元不定流モデルを用いた氾濫解析と下水道管渠等の水理解析を連結した一体的に解析可能なモデルである．NILIM の概要を図-1 に示す．

NILIM の大きな特徴は，下水道管渠等からの溢水が地表面を流下して拡散する現象と，下水道管渠等の流下状況を判断して，再び下水道管渠等へ戻る現象を解析することができる点である．なお，表面流出解析には Kinematic wave 法，管渠・マンホール・開水路解析には Diffusion wave 法，氾濫解析には 2 次元不定流を用いている．

3. 神田川流域への適応

(1) 流域概要

本研究では，都市化率 94%，下水道整備率 100%である神田川と善福寺川の合流地点下流であり，神田川流域の中央に位置し，神田川の左岸側に隣接する和田本町幹線流域下流の総面積約 86.04ha の枠で示した小排水区(以下，本町排水区という)を対象とした．図-2 に本町排水区図を示す．

(2) 氾濫状況

平成 5 年台風 11 号の豪雨(和田見橋雨量観測所の 8 月 26 日 15 時～27 日 23 時の総降雨量 289 mm，時間最大雨量 47 mm)による内水氾濫の再現計算を行った．この豪雨による神田川流域での被害は浸水面積 85ha，浸水家屋 3,117 戸であった．

また，本町排水区の直近上下流の流量は図-3 に示すよ

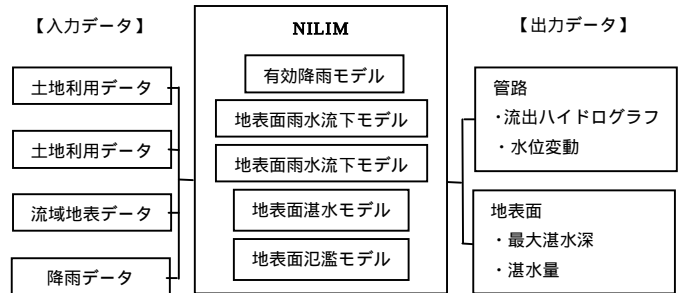


図-1 NILIM の概要

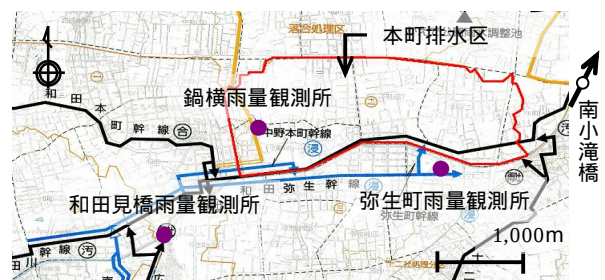


図-2 本町排水区

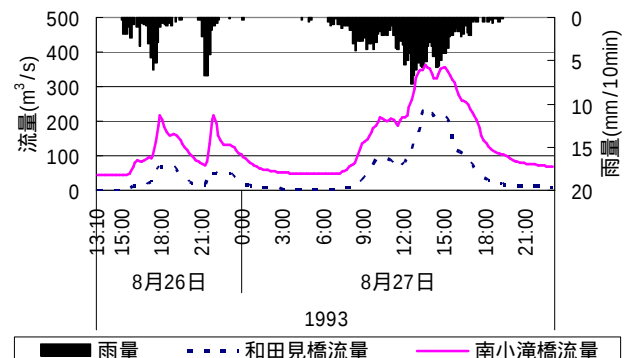


図-3 平成 5 年 8 月 26 日ハイト・ハイドログラフ

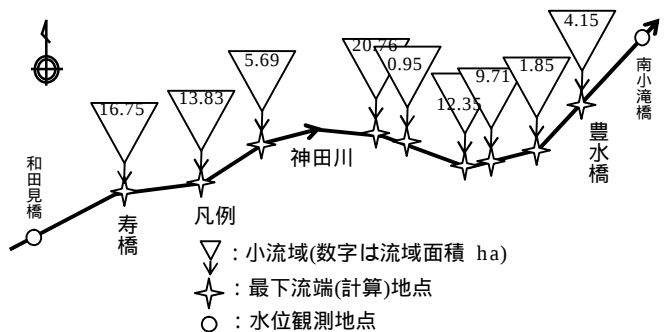


図-4 管渠図

うに上流側の神田川和田見橋地点と下流側の南小滝橋地点の流量差は，17,240m³であった．また，平成 8 年台風 17 号の豪雨(和田見橋雨量観測所の 9 月 21 日 12 時～22 日 24 時の総降雨量 239 mm，時間最大雨量 32 mm)での流量差は 17,314m³であった．この平成 8 年台風 17 号による豪雨でも浸水は発生したが浸水面積 4.09ha と被害

は極めて少ない．このことより，総降雨量の差である 50 mm が氾濫したと考えられる．よって平成 5 年台風 11 号の豪雨を対象とした．

(3) モデル化

a) 下水道管渠

NILIM では，データベースの利用を前提としたモデル構造となっており，東京都では下水道データベースの下水道台帳情報システム SEMIS (SEwerage Mapping and Information System) と東京都都市計画課の都市計画情報システムデータベース (以下 GIS という) によって，概ね基本情報を整理することが可能である．図-4 に管渠図を示す．管渠径は $\phi 250 \sim 1500$ mm，排水区数は 9，人孔数は 668 個，管延長は 19,475m である．

b) 地盤高

計算メッシュを $50\text{m} \times 50\text{m}$ とするため，地盤高データは数値地図 5m メッシュ (国土地理院 H15.12.1) を南北・東西各 50m メッシュに換算し，人孔の存在するメッシュは平均人孔高，人孔の存在しないメッシュは平均地盤高を使用した．メッシュ総数は 466 であり，本町排水区の高差は最大約 13.03m である．

c) 降雨データ及び下流端水位データ

降雨データ，テレメータ水位 (水深) については，東京都土木技術研究所より収集した 10 分値データを使用し，ティーンセン分割した値を各メッシュに与えた．また，各々の下流端水位は本町排水区下流に位置する南小滝橋を基準に河床勾配を $1/300$ と仮定し，不等流計算により算定した．

d) 不浸透面積率及び等価粗度

不浸透面積率，建物占有率は GIS データの各町丁目に含まれる道路・建物面積及び土地利用毎の面積を使用して算定した．各々の平均値は不浸透面積率 0.58，建物占有率 0.425 となった．

上記面積をさらに細分化した各施設の土地利用面積に各施設に対する等価粗度，斜面勾配²⁾の面積加重平均を乗じ，町丁目別に等価粗度と斜面勾配を算出した．各々の平均値は等価粗度 0.035，斜面勾配 0.21 となった．

なお，この算定手法は豊国²⁾の文献値を参考に与えて算定した値で仮定している．

e) その他

本町排水区には，ポンプ場および貯留施設がないため，計算上考慮しなかった．

(4) 計算結果

図-5 に NILIM を適用して算定した再現計算図を，図-6 にその浸水実績図を示す．算定結果は最大浸水深 205 cm，平均浸水深 50.7 cm，浸水面積 11ha となった．再現計算図と浸水実績図を比較すると，浸水域の 6 割程度を NILIM で再現することができた．特に，下流側は概ね再

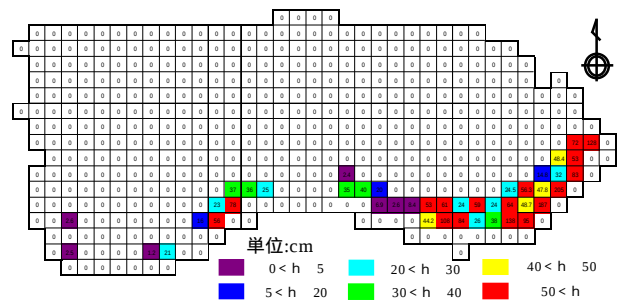


図-5 平成 5 年台風 11 号の再現計算図



図-6 平成 5 年台風 11 号による浸水実績図

現できていることが読み取れる．しかし，上流側についての再現性は下流側に比べると低い．解析モデルである NILIM は，内水氾濫を表現するモデルである．このことより，平成 5 年台風 11 号による氾濫は，上流側は外水氾濫，下流側は内水氾濫であったと推察される．

4. 結論

以下に得られた成果を示す．

- ・ 本町排水区は排水区数 9，人孔数 668 個，管路長 19,475m，メッシュ数 466，地盤高高低差 13.03m であった．また，不浸透面積率，建物占有率，等価粗度，斜面勾配の平均値は各々 0.58，0.425，0.035，及び 0.21 であった．
- ・ 平成 5 年台風 11 号による氾濫は，本町排水区の上流側で外水，下流側で内水氾濫であることが推察できた．

今後の課題として，浸水実績水深と再現計算水深の比較を行う．また，本町排水区の南側 (神田川右岸側) を含めた再現計算を行う．

参考文献

- 1) 流域水物質循環モデル・ソフトウェア博覧会 2005 : InfoWorks RS 7.0, pp21-22
- 2) 渡辺永次，豊国政広：都市域の流出解析 (2) - 流出特性のモデル化と流出解析 - ，自然災害科学 8-7, pp46-63, 1989
- 3) 松尾直規，武田誠：都市域における氾濫解析システムの適用と下水道流入モデルに関する検討，河川技術論文集 Vol.12, pp97-102, 2006
- 4) 谷岡康，福岡捷二：都市中小河川・下水道の連携した治水計画 - 台地部既成市街地を対象として - ，土木学会論文集 No.733/ -63, pp21-35, 2003

大学へのアクセス



佐賀大学本庄キャンパス

- 文化教育学部
- 経済学部
- 理工学部
- 農学部
- 教養教育運営機構
- 付属図書館

交通案内

- ・ 佐賀駅バスセンターからバスで約 20 分
「4 番のりば」から市営バス 11 番 相応行
又は 12 番 東与賀行で「佐大前」下車
「4 番のりば」から市営バス、63 佐大前行で
「佐大前」下車
- ・ 佐賀駅からタクシーで約 15 分

平成 18 年 6 月 26 日

2006 年度研究集会のお知らせ

本年度の研究集会につきましては、以下の予定で実施致します。皆様のご参加をお待ちしております。

1. 日時 平成 18 年 7 月 15 日（土） 16 日（日）
研究会 7 月 15 日（土） 午後 2 時～6 時
 （開始時刻は、決定ですが、終了時刻は発表件数により変動するかもしれません）
懇親会 7 月 15 日（土） 午後 7 時～
現地見学会 7 月 16 日（日） 午前 9 時～午後 5 時 10 分（詳細は下記）

2. 場所

（研究会）

佐賀大学理工学部 2 号館 2 F209 号室

地図はこちらと添付書類を参考にしてください.

<http://www.saga-u.ac.jp/saga-u/access.html>

（懇親会）会費は、実費となります。また、研究会場から懇親会場までは、タクシーの相乗りで移動することを考えています（1 台あたり 1000 円程度）

おた幸 駅前店

住所 〒840-0801 佐賀県佐賀市駅前中央 1-8-20

ア ク セ ス JR佐賀駅 徒歩 3 分

電話 0952-23-1977

<http://r.gnavi.co.jp/f042000/>

料理予算 4000 円＋飲み物 1500 円程度を予定

内容：有明海郷土料理 ムツゴロウなど

3. 現地見学ルート

第一栄城ホテル 7 月 16 日（日） 9:00 発

- ①東与賀干潟よか公園 9:30-10:00 ②水産振興センター10:20-10:50 ③住之江橋（河口堰）11:00-11:10 ④六角橋 11:20-11:40 武雄北方 IC～（金立 IC で昼食）～東背振 IC
⑤筑後大堰 13:30-14:00 ⑥広川 14:20-14:40 ⑦六五郎橋 15:00-15:20 ⑧大川出張所 15:40-16:10 ⑨早津江川河口 16:40-17:10
⑩佐賀空港 17:30 接続・・・佐賀空港→羽田 19:15 発
⑪佐賀駅 18:10 接続・・・福岡空港行きバス：18:45（所要 63 分）特急みどり・ハウステン

ボス 18:23 佐賀発/19:00 博多着特急かもめ 18:45 佐賀発/19:20 博多着

⑫第一栄城ホテル 18:20

4. 話題提供

一題あたり質疑を含めて15分程度の話題提供を受付致します。現段階での話題提供はあまり数多くありませんので、是非積極的な話題提供をお願いします。

話題提供をされる方は、7月7日を目途に、A4 2ページ以内にまとめた原稿をPDFファイル化し、天野（amano@pwri.go.jp）までメールで送付して下さい。（発表用のPPTファイルの配付資料でも結構ですが、極力2ページ以内にして下さい）

5. 宿泊

山本先生が、下記の宿を確保して下さっています。移動に便利ですので、是非こちらをお使い下さい。申し込みは、添付資料を用いて山本先生（sediment@cc.saga-u.ac.jp）までお願いします。

第一栄城ホテル

〒840-0801 佐賀県佐賀市駅前中央 2-6-14

TEL 0952-30-1121 info@eijyohotel.jp

<http://www.eijyohotel.jp/>

素泊まり 6142 円 税込み

朝食別 840 円

その他 LAN設備なしモデムでのダイヤルアップ接続のみ可能

6. その他

7月17日には、佐賀大学有明海総合研究プロジェクト成果公開シンポジウムが開かれますので、こちらへの参加もご検討下さい。参加についてのとりまとめは環境水理部会では取りまとめません。

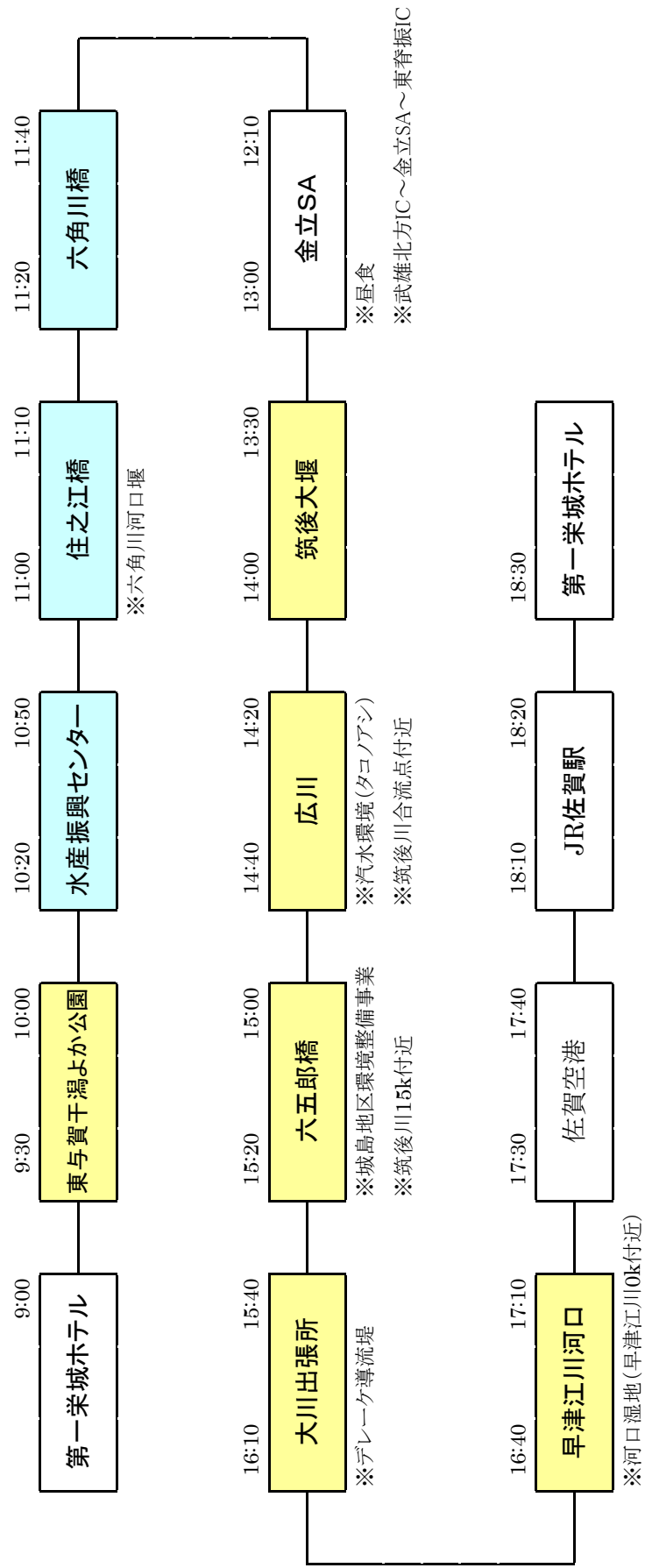
懐石・割烹 味心 おた幸 駅前店

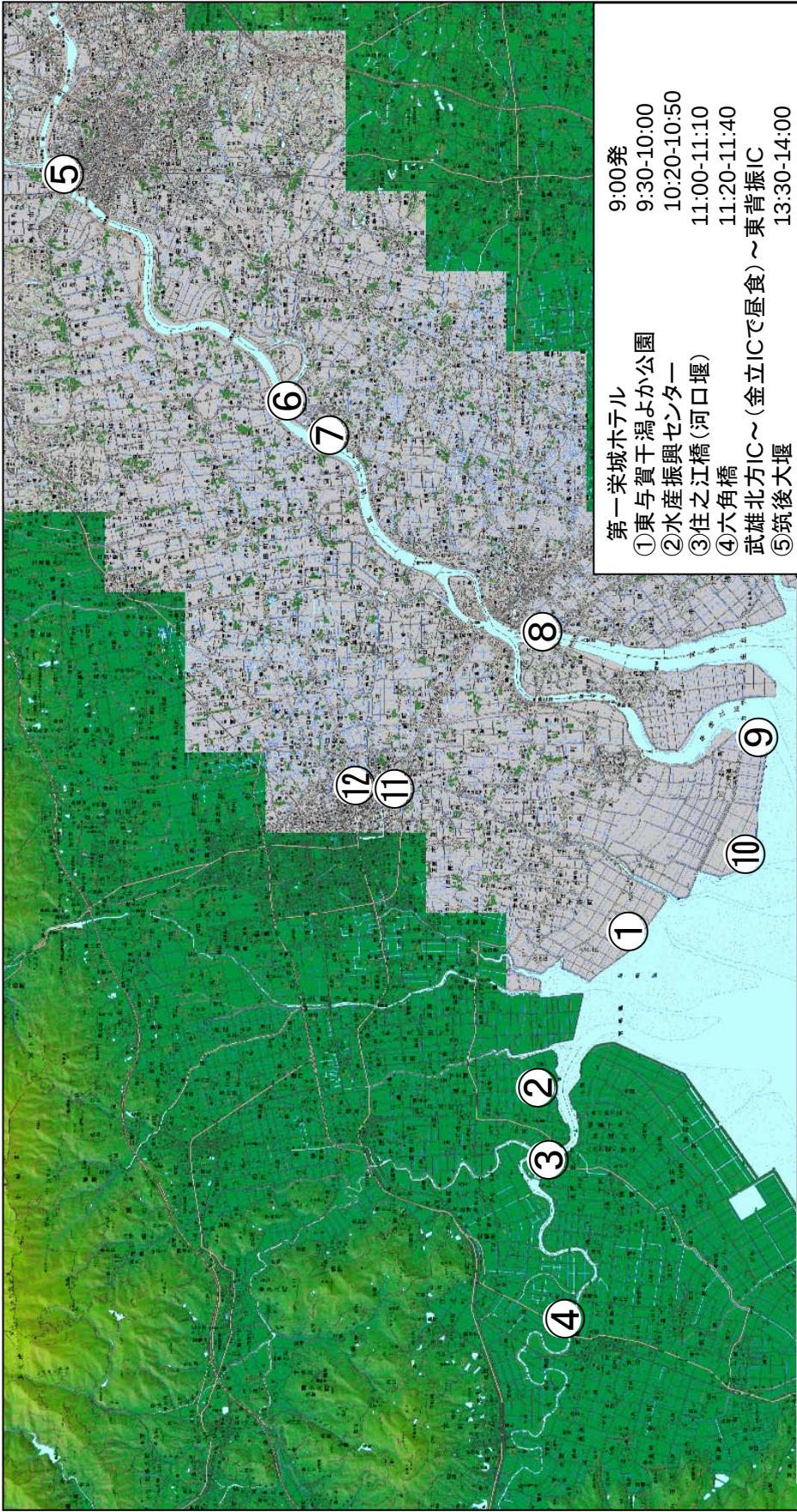


住 所	〒840-0801 佐賀県佐賀市駅前中央 1-8-20
ア ク セ ス	JR 佐賀駅 徒歩 3 分
T E L	※お問い合わせの際はぐるなびを見たとお伝えになるとスムーズです。 0952-23-1977
F A X	--
営 業 時 間	昼食 11:00～14:00 夕食 17:00～22:00
定 休 日	第 2 ・ 4 日曜日

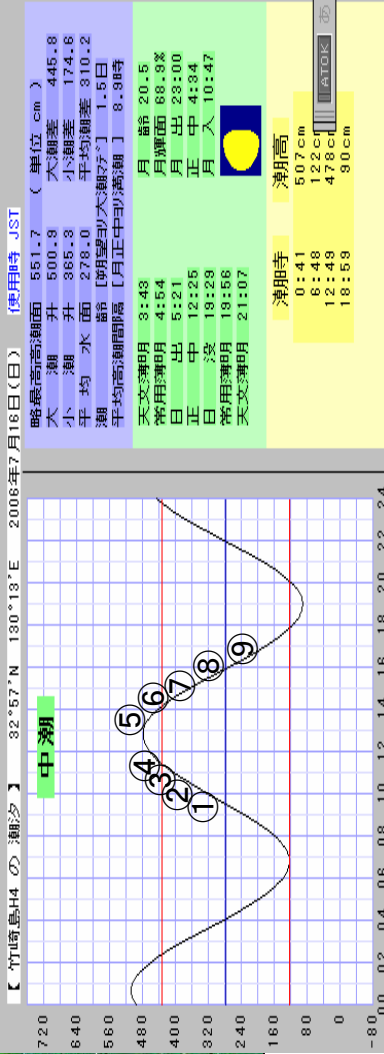
【7月16日 筑後川河口現地視察行程】

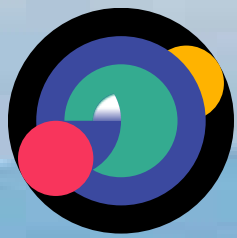
◆緊急連絡先 : 筑後川河川事務所 望月調査課長 090-4344-1235 筑後川河川担当
 武雄河川事務所 大野調査課長 090-3015-7264 武雄河川担当
 佐賀大学 山本講師 090-7721-7759





- 第一栄城ホテル
- ①東与賀干潟よか公園 9:00発
 - ②水産振興センター 9:30-10:00
 - ③住之江橋(河口堰) 10:20-10:50
 - ④六角橋 11:00-11:10
 - ⑤筑後大堰 11:20-11:40
 - ⑥広川 13:30-14:00
 - ⑦六五郎橋 14:20-14:40
 - ⑧大川出張所 15:00-15:20
 - ⑨早津江川河口 15:40-16:10
 - ⑩佐賀空港 16:40-17:10
 - ⑪佐賀駅 17:30
 - ⑫第一栄城ホテル 18:10
- 武雄北方IC～(金立ICで昼食)～東背振IC
- 福岡空港行きバス:18:45(所要63分)
- 特急みどり・ハウステンボス18:23佐賀発/19:00博多着
- 特急かもめ18:45佐賀発/19:20博多着





平成17年度

佐賀大学有明海総合研究プロジェクト 成果公開シンポジウム

2006年 7月 17日(月・祝)

- 会場/佐賀大学理工学部6号館(本庄キャンパス)
都市工学科大講義室(1F)・多目的セミナー室(2F)

- 開催時間/9:30 ~ 16:30

- 主催/佐賀大学有明海総合研究プロジェクト

- お問い合わせ/
佐賀大学有明海総合研究プロジェクト事務局
〒840-8502 佐賀市本庄町1番地
電話・FAX：0952-28-8846
<http://www.ariake.civil.saga-u.ac.jp/index.html>



平成17年度佐賀大学有明海総合研究プロジェクト 成果公開シンポジウム プログラム

会場：1階都市工学科大講義室

- 9:00～ 受付
- 9:30 主催者挨拶
- 9:45～12:15 コア研究1 成果発表
底泥・干潟研究部門
部門全体の成果概要説明 山本浩一
有明海湾奥における底質環境の形成要因に関する研究 山本浩一
有明海において重金属イオンが濃縮されやすい底泥環境に関する研究 田端正明
農業排水からの負荷削減に関する研究 原田浩幸
赤潮・生態系研究部門
部門全体の成果概要説明 速水祐一
有明海奥部における物質輸送と低次生態系の動態について -初年度の成果- 速水祐一
有明海干潟域の脱窒と西岸域における貧酸素水塊の発生について 瀬口昌洋
環境モデル研究部門
部門全体の成果概要説明 濱田孝治
有明海湾奥部の残差流観測と衛星画像を用いた陸域・水域環境の推定 大串浩一郎
数値モデルを用いた有明海湾奥の残差流に関する考察 濱田孝治
佐賀県沖有明海の覆砂による底質の経時変化について 加藤治

- 昼食 -

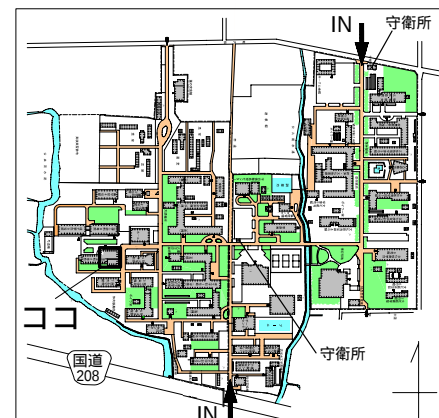
- 12:45～13:45 ポスターセッション（2階多目的セミナー室）
- 14:00～15:30 コア研究2 成果発表
微生物相研究部門
部門全体の成果概要説明 加藤富民雄
有明海に生息する細菌の生産する 型制限酵素 加藤富民雄
有明海由来の微生物に関する研究 小林元太
食水系感染症研究部門
部門全体の成果概要説明 中島幹夫
ビブリオ・バルニフィカス感染症対策 -臨床医学的アプローチ- 第一報 - 中島幹夫
ビブリオ・バルニフィカス感染症対策 -基礎医学的アプローチ- 第一報 - 大石浩隆
コア研究3 成果発表
地域文化・経済研究部門
部門全体の成果概要説明 山下宗利
佐賀県有明海沿岸域における漁業集落の構造 山下宗利
日韓両国の干潟生態系における食用水族資源の再生産力と採捕量に関する経時的
・計量的比較研究 2：韓国の現状 武田淳

- 休憩 -

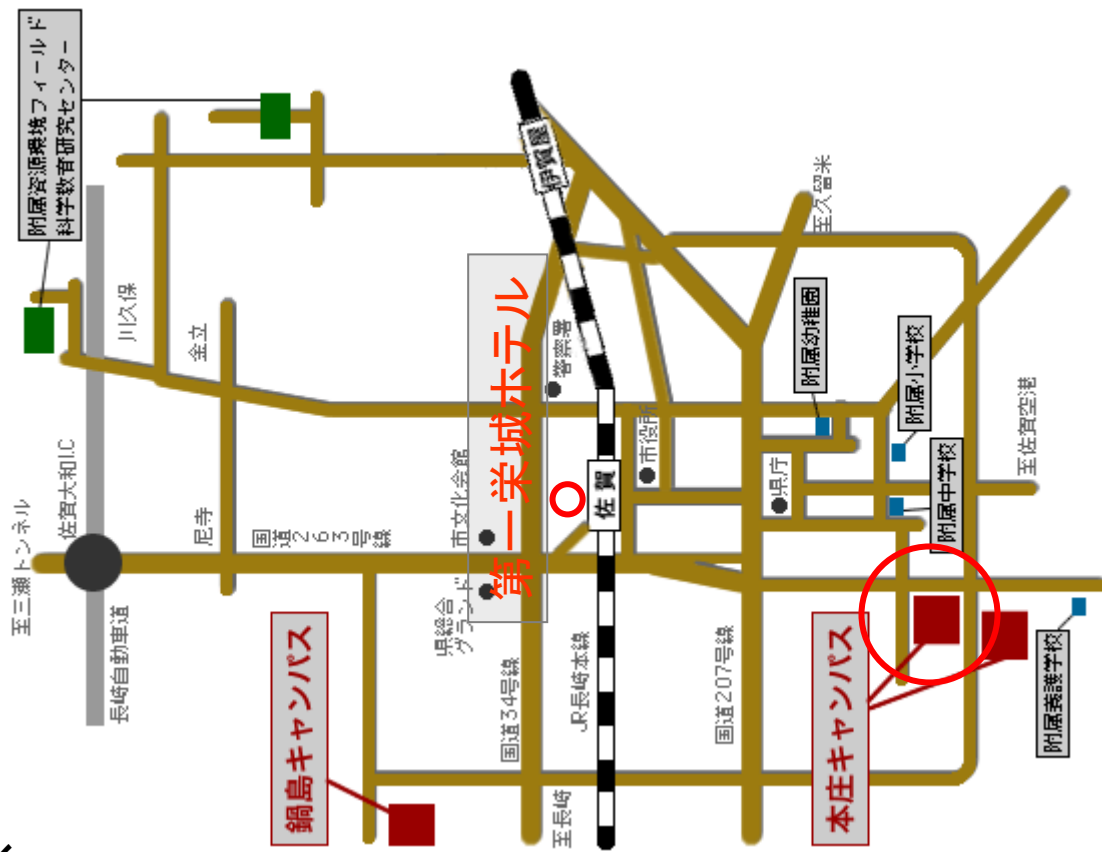
- 15:45～16:30 総合討論
16:30 閉会の辞

開催日：2006年7月17日（月・祝）

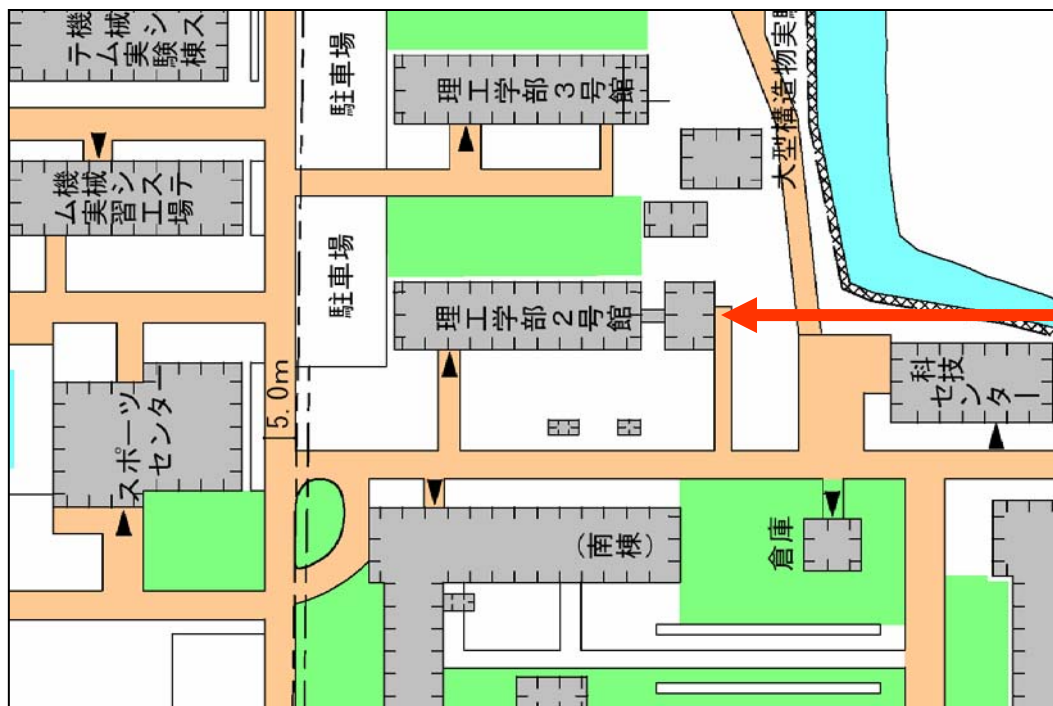
会場：佐賀大学本庄キャンパス理工学部6号館(右図)



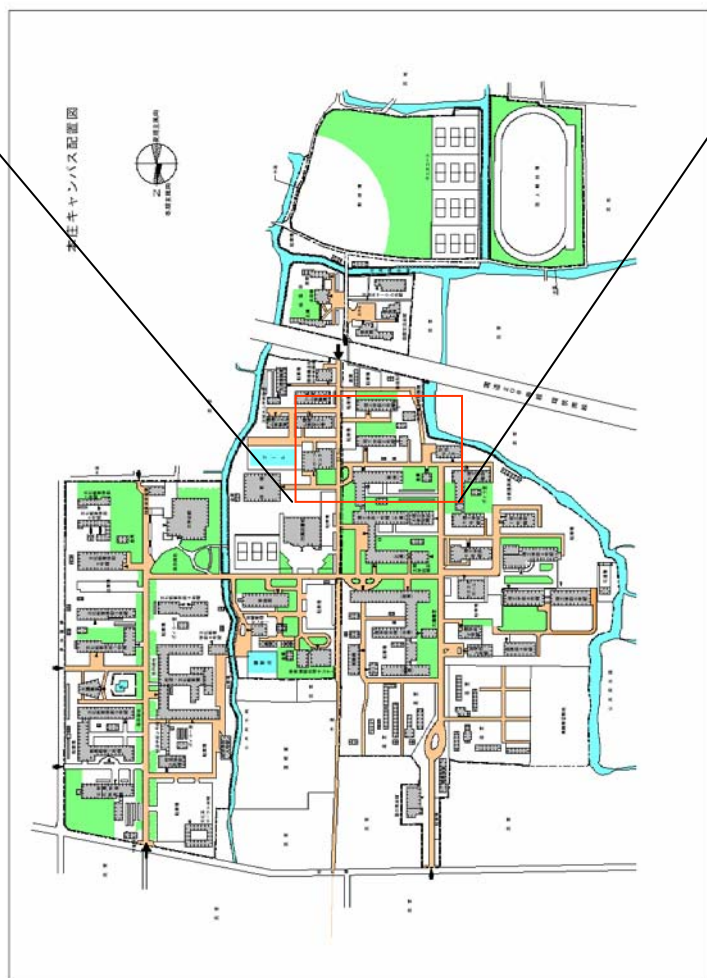
佐賀大学 ホテルへのアクセス



研究会会場：
佐賀大学理工学部2号館2F209号室
(佐賀市本庄町1 佐賀大学内)



屋外の非常階段を上って2Fから入る
→209号室へ



宿泊施設：
第一栄城ホテル
(佐賀県佐賀市駅前中央2-6-14)



広域図



拡大図