

# 平成28年台風10号空知川上流における 画像処理型流量観測の適用性

一大規模出水に対応した流量観測高度化（その2）

札幌開発建設部 河川管理課 ○佐藤 匡  
土木研究所水工研究グループ 水文チーム 萬矢 敦啓  
株式会社 福田水文センター 橋場 雅弘

平成28年8月の台風10号による洪水は、空知川上流域において空知川の堤防2カ所が決壊する計画規模を超える出水となった。幾寅水位流量観測所の施設が被災し、水位自動計測および、現行法（浮子観測）による流量観測が不可能な事態が生じたため、画像解析による流量算定を試みた。本研究は、想定を超えた大規模出水時におけるカメラ画像処理法（STIV法）と力学的内外挿法（DIEX法）の適用性と、大規模出水時のピーク流量を流水抵抗の解析から求める手法を空知川での出水にて検討したものである。

キーワード：画像処理型流量観測、大規模出水、STIV法、PIEX法、流水抵抗

## 1. はじめに

札幌開発建設部では平成27年より画像解析を用いた流量観測の適用性を検討している。札幌開発建設部が進めている画像処理型流量観測とは、河川の流れを撮影した画像からSTIV法（Space Time Image Velocimetry）<sup>1)</sup>を用いて表面流速を測定し、DIEX法（Dynamic Interpolation and Extrapolation）<sup>2)</sup>を用いて、表面流速を横断面上に内外挿して流量を算出するものである。

画像解析に使用するカメラは観測員が持ち込むポータブルな動画撮影カメラと観測所に設置されたCCTVがある。画像解析は水表面に波紋が明瞭なことが解析精度に関係するが、昨年度の検討結果<sup>3)</sup>によると、札幌開発建設部管内では63%の水位流量観測所で高水時の画像処理型流量観測が可能で、CCTVが設置されている札幌開発建設部管内の水位流量観測所では30%が高水時の画像処理型流量観測が可能とされている。

また、画像処理型流量観測は、非接触型であるため、川から離れて観測することができることや、川幅全体が画角に収まっていれば20秒程度の動画データで測定可能であることから、大規模出水時に要求される「安全」「迅速」「省力」「高精度」な観測手法として、適用能力が高いと評価している。

しかし、このような新技術を用いた手法は、実用に資する技術であることは実証されているものの、水文行政での適用事例はそれほど多くはない。特に大規模出水時においては観測そのものが希なこともあり、有意な事例はあまり報告されていない。

本研究では、2016年8月に空知川上流で発生した計画規模を超える出水時において、現地での画像処理型流量観測を行った事例を紹介し、現地観測における画像処理型流量観測の適用性を検討する。また、計画規模を超える出水において水位ピーク時の流量観測ができなかった場合の、ピーク流量の推定方法について、工藤ら<sup>4)</sup>が推奨する小規模河床波と流水抵抗を考慮した検討を行った。

## 2. 空知川上流での豪雨災害

(1) 平成28年8月の台風上陸と記録的豪雨

土木学会の「2016年8月北海道豪雨災害調査団緊急報告会」<sup>5)</sup>によると、平成28年8月17日～23日の1週間には台風7号、11号、9号と立て続けに北海道を直撃した。これらは前線と台風による降雨をもたらした。さらに8月29日～31日には前線と4個目として太平洋側から接近した台風10号は台風接近前の東寄りの暖湿気が地形性降雨によって300mm程度となり、台風本体接近で更に200mmの大雨が加わったと推察される。これによって、日高山脈の標高の高い地域で集中的に500mmを超える大雨を記録している。

空知川上流の串内雨量観測所では515mm（速報値）の大規模な降雨となり、水位が下がりきる前に何波にもわたって降り続いた大雨の影響で土壌の湿潤状態がほぼ飽和状態になっていたと想定される。

降雨に対して流出が増加しやすい条件になっていたことから、空知川上流において既往最大の出水が発生したと推察される。

## (2) 空知川上流の現地状況

平成28年8月30日～31日には、図-1に示す空知川本川の堤防が2か所決壊したため、南富良野町市街地が約130ha浸水する被害が発生した。以下に現地状況を時系列で示す。

### ①8月30日17時頃

幾寅水位流量観測所の水位計が故障し、データが得られなくなった。そこでCCTVで水位標を読み取りながら監視を行った。

### ②8月30日19時頃

幾寅水位流量観測所に観測員が到着し、浮子による高水流量観測を実施しようとしたが、第1見通し、第2見通しが消失した状況で観測が困難であった（図-2）。またアクセス道路の冠水や空知川水位の上昇により危険と判断し、作業中止と安全な場所（国道38号線方面）への避難を指示した。なお、この時点では上流の破堤箇所1（図-1）では破堤していなかった。その後、国道38号線の南富良野町方面が通行止めになり、夜間の観測は不可能になった。

### ③8月30日21時30分頃

CCTVが停電のため通信できなくなり、現地情報が途絶えた。この時、水位は上昇を続けており、ピーク水位の観測はできなかった。

### ④8月31日3時頃

太平橋上流の堤内側から堤外側へ堤防の越水を確認した。（図-1の破堤箇所2）

### ⑤8月31日5時頃

朝を迎えて観測が可能となった5時頃には、空知川が2か所破堤しており、南富良野町が広範囲に冠水していた（図-1）。そのため、幾寅水位流量観測所へのアクセスが不可能となり、下流の太平橋で浮子での流量観測を開始した。ただし、太平橋は流量観測所ではないため、橋から上流方向に浮子を投下し、橋下を第1断面、橋下流のKp0.75を第2断面として観測を実施した。しかし、図-3のように流下した建造物等などが橋に衝突し、橋上は危険な状態が続いた。

そこで、左岸の現時点で安全な箇所に動画撮影カメラ（SONY α 7S II）を設置し、画像処理型流量観測を並行して実施した。

### ⑥8月31日6時頃

6時頃になると、図-4のように太平橋の橋台部が損壊しはじめ、橋上への立入禁止となったため、浮子による流量観測が不可能となった。これ以降、12時までには1時間毎に、動画撮影カメラによって約20秒間の撮影を行いデータ取得した。

なお、太平橋は水位観測所ではなく、水位標がないことから、図-5の水没したバックホーを定期的に撮影しておき、後日測量によって水位を算出した。



図-1 南富良野町周辺の浸水状況（平成28年8月31日6時頃）



図-2 幾寅水位流量観測所の現地状況（8月30日19時頃）



図-3 太平橋観測状況：流下物（8月31日5時頃）



図-4 太平橋観測状況：橋の損壊（8月31日6時頃）



図-5 水位測定：バックホー（8月31日5時頃）



### 3. 画像処理型流量観測の適用

#### (1) STIV法（時空間輝度勾配法）による表面流速算出

取得した動画像からSTIV法（Space Time Image Velocimetry）を用いて表面流速を算出した。STIV法はまず、動画像を真上からの映像に幾何補正する。次に流下方向の検査線を設定して、縦軸が時間、横軸が長さの時空間画像を作成し、時空間画像の傾きから流速を算出する。幾何補正するためには標定点のXYZ座標が必要になるが、太平橋は緊急に観測所としたため、標定点は設定していない。そこで、図-6の赤丸点に示す看板や橋の手摺マークなど消失しないと考えられるものを急きょ標定点と設定し、これらを画角内に収めるように動画を撮影した。残存した標定は後日測量してXYZ座標を求めた。幾何補正した画像から図-7に示す検査線を流下方向に15本設定し、得られた時空間画像から流速を算出した。

#### (2) DIEX法（力学的内外挿法）による流量算出

流量の算出には力学的内外挿法（Dynamic Interpolation and Extrapolation method）を用いた。DIEX法は、観測した表面流速「点」データから「面」データを推定し流量を算出する方法で、式(1)に示す簡略化した3次元運動方程式を用いる。ここで、省略された項を補うために付加項 $Fa$ を導入している。

$$Fa + gI + A_H \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} - \left( \frac{C_f}{h} + \frac{aC_D}{2} \right) u^2 = 0 \quad (1)$$

ここで、 $y$  は横断方向、 $u$  は主流方向水深平均流速、 $A_H$  は水深平均された水平渦動粘性係数、 $h$  は水深、 $C_f$  は底面摩擦係数（ $= gn^2/h^{1/3}$ 、 $n$ ：マンニングの粗度係数）、 $I$  は水面勾配、 $g$  は重力加速度、 $a$  は植生密度パラメータ、 $C_D$  は植生の抵抗係数である。

これより8月31日5時～12時の太平橋全流量 $Q_T$ を算出した。DIEX法による流速内外挿と流量算出の一事例を図-8に示す。なお、8月31日5時の浮子測法での流量は $1265.94 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、画像処理型流量は $1283.04 \text{ m}^3/\text{sec}$ で誤差は1.4%であり、一致した流量が得られている。

#### (3) ピーク流量算定への課題

##### ①H-Q式の外挿値

観測開始時（8月31日5時）は水位下降期で、ピークでの観測ができなかった。この場合、流量観測データでH-Q式を算定し、ピーク時の痕跡水位からピーク流量を求めることができるが、H-Q式の外挿値となるため、外挿が可能かの水理学的根拠（小規模河床波による流水抵抗の分析）が必要になる。

##### ②複雑な水理条件

太平橋の全流量 $Q_T$ は図-9に示すように、左岸破堤流



図-6 標定点の設置

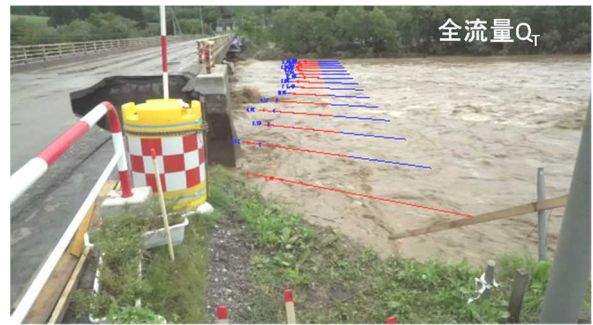


図-7 STIV法による流速算出（検査線）

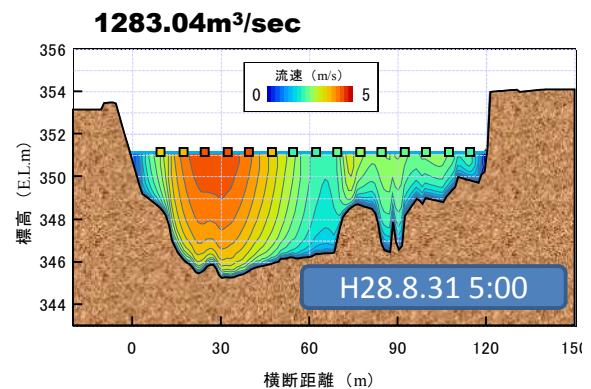


図-8 DIEX法による内外挿と流量算出（8月31日5時）

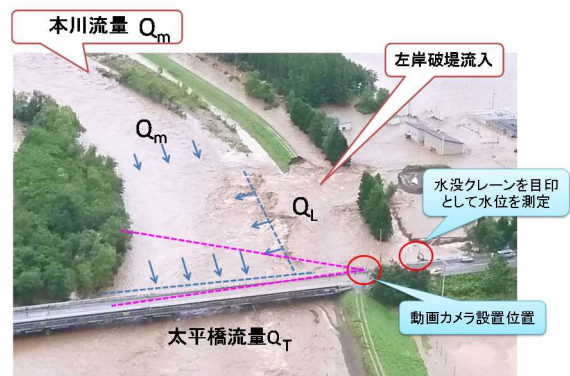


図-9 太平橋の流量配分

入 $Q_L$ と本川の流量 $Q_m$ の合算値であるため、複雑な水理条件になっている。そこで、ピーク時の水理条件（小規模河床波による流水抵抗）を評価するには、左岸破堤流入量 $Q_L$ の影響を受けない本流 $Q_m$ で行う必要がある。よって、 $Q_m$ を算出するためには、左岸破堤流入量 $Q_L$ を算出する必要がある。

#### (4) 左岸破堤流入量 $Q_L$ の算出

左岸破堤流入量  $Q_L$  を算出するために、以下の検討を行った。

##### ① $Q_L$ 断面の設定

8月31日の現地観測時にみられた左岸の水面の乱れ位置に注目し、水位が下がった後日、現地踏査及び測量を行った。その結果、図-10に示すように低水護岸の位置と水面の乱れ位置が一致することが分かった。低水護岸は出水時の河床変動が少ないと推察されるため、ここを  $Q_L$  断面として設定することとした。

次に、図-11に示す破堤直後のレーザースキャナーによるLPデータ（寒地土木研究所提供）から低水路護岸ラインを抽出し、直線化して断面を設定した。

さらに、UAVの映像を分析すると、8月31日5時から6時の間に破堤長が延伸していることが判明したため、現地の家屋などの標定点を測量し、画像を幾何補正して破堤長の変化を測定した。図-12に示すように、破堤位置は5時30分には太平橋から70m、6時30分には太平橋から150mと上流側に進行しているが、6時30分以降は大きな変化がないことがわかった。

##### ② $Q_L$ 流速分布の算出

図-13に示すようにSTIV法を用いて、撮影されている画角内で、左岸破堤流入の流下方向に検査線を設定し、表面流速を算出した。次に、表面流速（青線）を  $Q_L$  断面に直交する流速ベクトル成分（赤線）に変換した。

##### ③ $Q_L$ 流量の算出

$Q_L$  断面を用いてDIEX法により、STIV法で得られた表面流速を内外挿して流量を算出した。破堤の進行については図-14に示すように、堤防箇所は死水域として計算した。ここで、STIV法で得られた流速データは左岸側の狭い範囲に限定されているが、 $Q_L$  断面の最深部の表面流速が実測されている。橋場ら<sup>9)</sup>によるとDIEX法では最大流速が最深部で発生する条件であれば測点が少なくても流量精度が高くなる事例が示されており、今回もその条件に合致しているため適用できると判断した。

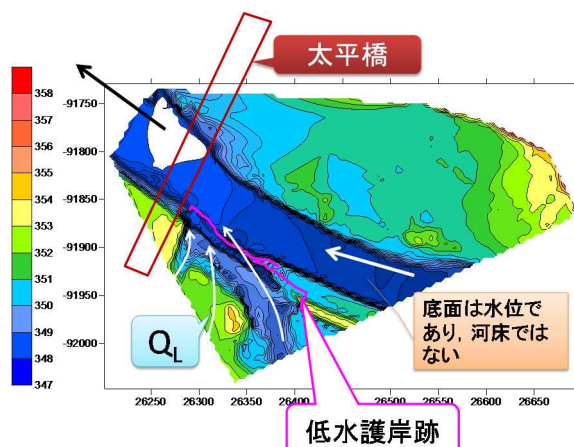


図-11 LPデータからの低水護岸抽出



図-12 破堤長の変化

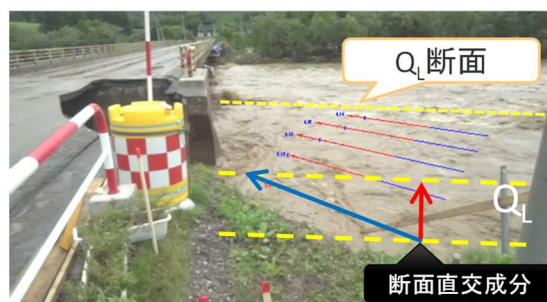


図-13  $Q_L$  断面の流速分布と断面直交成分



図-10 左岸破堤流入  $Q_L$  断面の設定

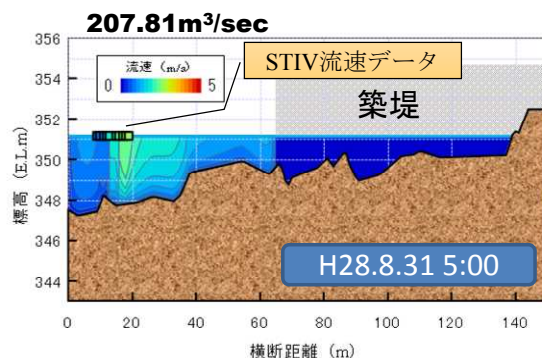


図-14  $Q_L$  流量の算出 (8月31日5時)



#### 4. 流水抵抗を用いたピーク流量の算出

##### (1) 河床形態と流れの抵抗

流量の連続データは、年間36回等の流量観測で得られた水位と流量の関係式（H-Q式）を用いて、観測所で連続観測された水位から流量に変換して得られている。しかし、洪水中は水位と流量が一对一に対応しない現象がよく見られる。これは、洪水の非定常性と小規模河床波の発達による流水抵抗の変化が挙げられる。

河床には土粒子、水深、川幅スケールなどの多様な波数成分から攪乱が発生し、各種の河床形態が形成される。この中で小規模河床波と呼ばれるものに、図-15に示す、砂蓮（ripples）、砂堆（dunes）、反砂堆（anti-dunes）があり、砂堆と反砂堆の間には平坦河床と呼ばれる遷移河床形態がある。洪水時のような流れの剥離を伴うような河床形態は流水抵抗を大きく支配する。よって、洪水時の水位～流量の関係を的確に評価するためには、河床形態の形成に伴う流水抵抗の評価は不可欠である。特に、計画規模の大規模出水時においては、ピーク流量をH-Q式の外挿で算出するのは注意を要する。河床形態が遷移河床に移行した場合は、水位は下がるが流速が速くなる現象が発生するため、水位と流量の一義的な関係が成り立たなくなる。よって河床形態と流水抵抗を分析した上で流量を算出する必要がある。

##### (2) 流水抵抗の分析

本研究では、岸・黒木<sup>7</sup>が提案した無次元掃流力 $\tau^*$ と無次元有効掃流力 $\tau'^*$ の關係に着目した分析を行う。

流量観測を実施した太平橋は上流左岸堤防の破損による堤内からの流入 $Q_L$ があるため、ピーク時の水理量を把握する地点としては条件が複雑になる。よって、本流の流量 $Q_m$ を $Q_T$ と $Q_L$ の差し引きから算出し、堤防損壊箇所の上流に位置するKp1.0断面で流水抵抗の分析を行うものとする。 $\tau^*$ と $\tau'^*$ の關係は以下の式(2)で示される。

$$\tau^* = \tau'^* + \tau''^* \quad (2)$$

これらはいずれも無次元数であるが、 $\tau'^*$ は無次元掃流力のうち表面抵抗を、 $\tau''^*$ は形状抵抗分を表している。式(2)は、小規模河床波が発達して形状抵抗が増加すると、 $\tau''^*$ が増加して $\tau^*$ における $\tau'^*$ が占める割合が減少する關係にあることを示している。

$\tau''^*$ を直接算出するためには小規模河床波の波高及び波長を得る必要がある一方で、 $\tau^* - \tau'^*$  關係を分析することで小規模河床波を直接計測せずに流水抵抗を調べることができる。

ここで、 $\tau^*$  と  $\tau'^*$  は式(3)、(4)の通りである。

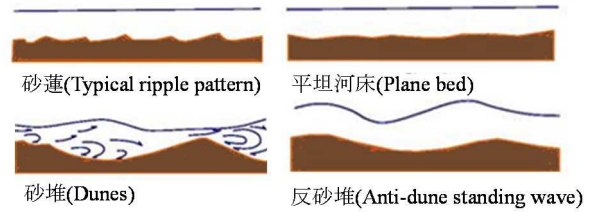


図-15 河床形態の変化

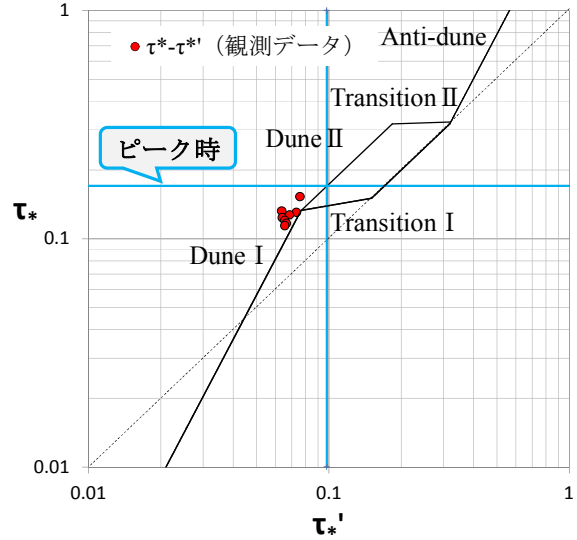


図-16  $\tau^* - \tau'^*$  の關係

$$\tau^* = \frac{RI}{sd} \quad (3)$$

$$\tau'^* = \frac{R'I}{sd} \quad (4)$$

ここで、 $R$ ：径深、 $I$ ：勾配、 $s$ ：河床砂の水中比重（1.65）、 $d$ ：河床砂の平均粒径、 $R'$ ： $\tau'^*$ に対する径深である。河床砂の平均粒径( $d$ )は、洪水直後の河床材料調査結果より、太平橋上流の左岸・右岸・中央の中央粒径 $d_{50}$ の平均値（55.8mm=0.0558m）を用いた。なお、勾配（ $I$ ）は実測値がないため、Kp1.0とKp0.75の計画高水位（Kp1.0：351.86m、Kp0.75：350.67m）から $I=0.0048$ を一律として与えた。

$$\frac{v}{u_*} = 8.5 - \frac{1}{\kappa} + \frac{1}{\kappa} \ln \frac{R'}{k_s} \quad (5)$$

$$u_* = \sqrt{gR'I} \quad (6)$$

ここで、 $v$ ：平均流速、 $u_*$ ：摩擦速度、 $\kappa$ ：カルマン係数（=0.4とする）、 $g$ ：重力加速度、 $k_s$ ：相当粗度（ $k_s = md$ ）とする。

図-16に2016年8月31日5時～12時の8回の流量観測実測値から、岸・黒木が提案した $\tau^* - \tau'^*$ の關係をプロットした。なお、ここでは河床砂の粒度分布をもとに $m=4.0$ を適用した<sup>8)</sup>。

観測データは河床形態がDune II からDune I に遷移する線上にプロットされており、遷移河床（Transition）への移行はみられていない。また、ピーク時の $\tau^*$ を式(3)より算出（ $\tau^*=0.172$ ）し、横線（青）で示すが、ここでもDune IIの線上に位置することが予測される。

以上より、ピーク時には河床形態に大きな変化はなかったと推察できる。次にピーク流量を推定するには、痕跡水位ピークの $\tau^*$ を図-16にあてはめて $\tau^*$ を求め（ $\tau^*=0.098$ ）、式(4)より $R'$ を算出する（ $R'=1.88$ ）。

次に、式(5)、(6)より平均流速 $v$ を算出（ $v=3.15\text{m/sec}$ ）して、 $K_p1.0$ の左岸堤外痕跡水位（ $H=352.43\text{m}$ ）の断面積（ $A=432.04\text{m}^2$ ）を乗じて流量（ $Q=1360.83\text{m}^3/\text{sec}$ ）を得た。

図-17に太平橋の時系列流量の一覧を示す。ピーク流量は流水抵抗から求め、5時～12時は画像処理型流量観測の実測値を示している。

図-18に示す $H-\sqrt{Q}$ 図より、太平橋の痕跡水位（ $H=351.38\text{m}$ ）を $H-Q$ 式に代入して得られた流量（外挿値）は $1426.80\text{m}^3/\text{sec}$ となった。流水抵抗から算出したピーク流量（ $Q=1360.83\text{m}^3/\text{sec}$ ）と $H-Q$ 式から算出した流量の流量差は4.8%でよく合致している。これは、河床形態に大きな変化がなかったため、水位と流量の関係が成立しやすい水理条件であったことが推察される。以上より、流水抵抗を用いたピーク流量（ $Q=1360.83\text{m}^3/\text{sec}$ ）の妥当性が示された。

## 5. まとめと課題

本研究のまとめと課題を以下に記す。

- (1) 平成28年8月の空知川上流で発生した既往最大規模の出水では、幾寅水位流量観測所へのアクセスルートが水没し、水位計、CCTVなどの観測機器が失われ、すべての情報が取得できなくなった。
- (2) 急きょ下流の太平橋で浮子による流量観測を試みたが、橋の損壊により観測が不可能になった。画像処理型流量観測（STIV+DIEX）は河岸の安全な足場で観測を継続することができた。なお、画像と浮子の流量は1.4%の誤差であり、十分な精度が確認できた。
- (3) 画像処理型流量観測（STIV+DIEX）とUAV画像データを用いて左岸破堤流入量 $Q_L$ を算出することができた。
- (4) ピーク流量は画像処理型流量観測結果をもとに流水抵抗の分析（ $\tau^*-\tau^*$ の関係）から $1360.83\text{m}^3/\text{sec}$ を算出した。

大規模出水時における非接触による画像処理型流量観測の適用性の高さが示された。今後は、計画規模を超える大規模洪水を想定した観測体制（観測場所・観測手法等）を整備する必要があり、札幌開発建設部では画像処理型流量観測の実用化に向けた取り組みを進めていく所存である。

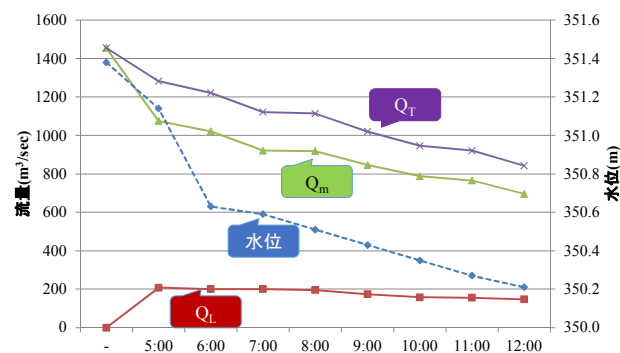


図-17 太平橋流量一覧

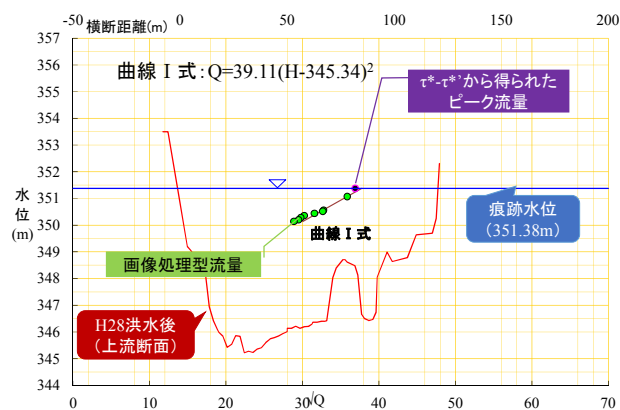


図-18 太平橋 $H-\sqrt{Q}$ 図

謝辞：本研究にあたり、神戸大学藤田一郎教授及び東京理科大学二瓶泰雄教授の開発された技術（STIV法とDIEX法）がこのような非常時の観測を可能にしました。ここに記して謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 藤田一郎・椿涼太：時空間画像を利用した河川表面波紋の移流速度計測，河川技術論文集，第9巻，pp. 55-60，2003.
- 2) 二瓶泰雄・木水啓：新しいデータ同化手法に基づく河川流速・流量推定法の提案，土木学会論文集，No. 803/II-73，pp. 155-160，2005.
- 3) 牧野賢太郎・得能泰治・橋場雅弘：画像処理型流量観測の適用性検討—大規模出水に対応した流量観測の高度化・効率化—，第59回北海道開発局技術研究発表会，技術一般，2015.
- 4) 工藤俊・萬矢敦啓・小関博司・岩見洋一：現場のための新しい水位-流量関係の構築に向けた基礎研究，河川流量観測の新時代，第5巻，pp14-21，2015.
- 5) 中津川誠：全体概要と気象・水文の状況，土木学会 2016年8月北海道豪雨災害調査団緊急報告会，2016.
- 6) 橋場 雅弘・二瓶泰雄・甲斐 達也・津田 哲也・土田宏一：DIEX法を用いた河川流量観測の簡略化に関する考察，河川技術論文集，第22巻，pp.97-102，2015.
- 7) 岸力・黒木幹男：移動床流れにおける河床形状と流体抵抗 (I)，北海道大学工学部研究報告，pp.1-23，1972
- 8) 芦田和男：河道の設計法(4)「河川の粗度について」，土木技術資料，1-7，1959.