

奄美大島住用川の豪雨災害時における洪水流量の推定と流下能力の検討

九州大学大学院 正会員 橋本 彰博 九州大学大学院 学生員 ○川井 一輝
九州大学大学院 正会員 田井 明 九州大学大学院 フェロー 小松 利光

1. はじめに

2010年10月20日、奄美市住用町(図-1)では、130mmを超える1時間降雨量が2時間継続されるという記録的な大雨となった(図-2)。その後も住用町では2012年9月の台風17号により住用川が氾濫して床上・床下浸水49戸、死者は無かったものの2010年と同様に農作物や住宅が浸水し大きな被害を受けた。このような状況の下、鹿児島県では住用川の河川改修が計画され、下流域の2.7km区間を対象として引堤、河道掘削等の対策工事が予定されている。著者らは、これまでに大きな浸水被害を出した住用町西仲間地区および石原地区の住民と意見交換会を実施してきており、住民からはより効果的な洪水対策が切望されている。しかしながら、住用川には水位計が設置されておらず、2010年の水害における最大河川流量、水位ならびに越流箇所など、洪水氾濫の全体像は未だ不明のままである。そこで本研究では、現地調査によって得られた水位データを基に一次元解析を行い、豪雨災害時における最大流量および住用川の流下能力について検討した。

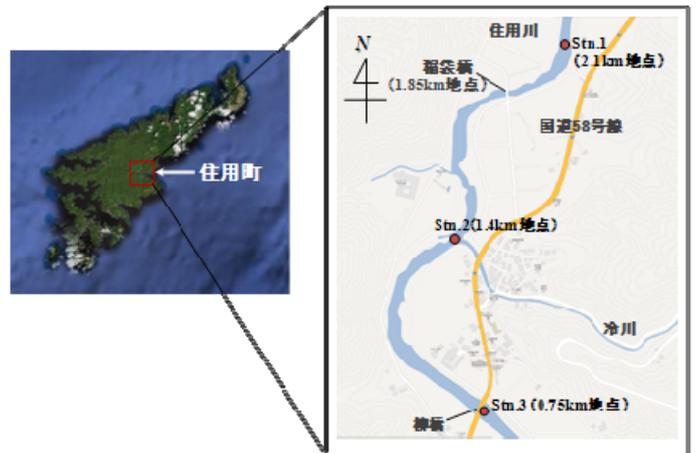


図-1 奄美市住用町

(赤点は水位計の設置地点を示す。 Google map より作図)



図-2 住用町における降雨状況

2. 研究方法

(1) 現地観測

住用川には水位計が設置されていないため、2010年10月20日の豪雨災害時も含めて水位データが一切存在しない。そこで、住用川の河道内に水位計(COMPACT-TD : JFE アドバンテック)を設置した。設置地点は、下流より0.75km地点(柳橋)、1.4km地点(住用・冷川合流部)、2.1km地点の計3地点である(図-1中 Stn.1~3)。設置期間は2011年12月18日から2012年2月7日および2011年5月7日から2013年12月1日までである。

(2) 一次元解析

一次元解析には MIKE11 を使用した。計算領域は0.75km地点(柳橋)から1.95km地点までの1.2kmの区間とし、河川断面データは50m間隔の横断測量結果(鹿児島県提供)を利用した。計算の際、上・下流端で流量および水位の境界条件を設定する必要があるが、前述したように住用川には水位計が設置されていないため、H-Q式が存在せず、境界条件を設定することができない。ここで、高橋ら¹⁾は稲袋橋(1.85km地点)における水位と流速の測定結果から H-Q 式を提案している。そこで本研究では、この式を利用して河川流量に対する上流側の水位を決定した。次に観測された水位データのうち、潮汐の影響を受けていない出水時のデータから Stn.1

キーワード 奄美大島, 豪雨災害, 河川流量, 一次元解析

連絡先 〒819-0395 福岡市西区元岡 744 九州大学大学院工学研究院 TEL092-802-3411

と Stn.3 間の水位の関係式を求め、高橋らの H-Q 式により求められた上流側の水位から下流水位を決定し、これを下流側の境界条件として与えた。また、本研究では住用川河床の粗度係数を 0.04 として計算を行った。なお、今回の計算では冷川等支川からの流入は無視している。

3. 結果と考察

(1) 豪雨災害時における最大流量の推定

2010年10月20日豪雨災害時において住用川河道部を流下した最大流量を推定した。計算では下流境界条件として豪雨時の痕跡水位を与え、上流からの河川流量を変化させて、各地点の痕跡水位と計算結果が合うように流量を求めた。計算結果を痕跡水位、高橋らが H-Q 式より推測した最大流量 352m³/s を与えた計算結果と合わせて図-3 に示す。計算の結果、上流からの流量を 1050m³/s とした時に最も痕跡水位を精度良く再現することがわかった。

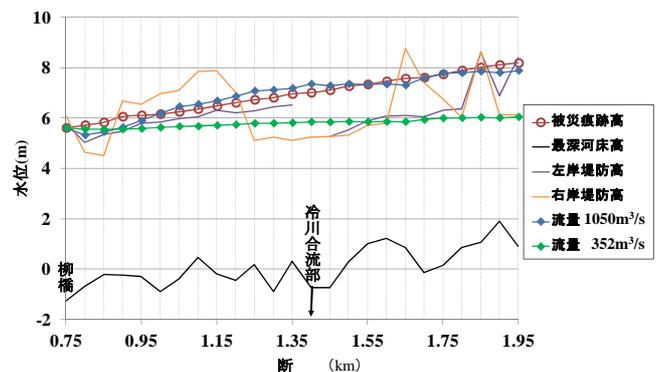


図-3 最大流量時の水面

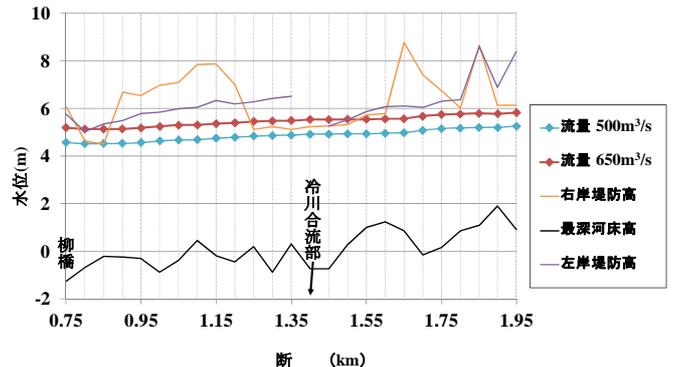


図-4 各流量に対する水面

(3) 流下能力の検討

次に、住用川の流下能力を検討した。今回は計算水位が河川堤防を越えて越水し始める流量を試行錯誤的に求めた。境界条件の与え方は、高橋らが提案した H-Q 式を利用し、設定流量に対する上流側 (Stn.1) の水位を求めた後、観測結果より求められた Stn.1 と Stn.3 の水位の関係式より下端境界条件を求めた。計算結果を図-4、各流量に対する越流箇所を図-5 に示す。図-4 を見てわかるように、上流からの流量が 500m³/s 以上となると、0.85km 地点における水位が住用川右岸堤防高を上まわる(図-5(a))。この結果より、流量が住用川の計画高水流量とされる約 500m³/s 未満ならば、どの地点からも越水しないことがわかる。さらに流量を増加させると、600m³/s で住用川左岸側からも冷川合流部付近において水位が堤防高を越え、越水が起こり始めることがわかる(図-5(b)中の赤線)。

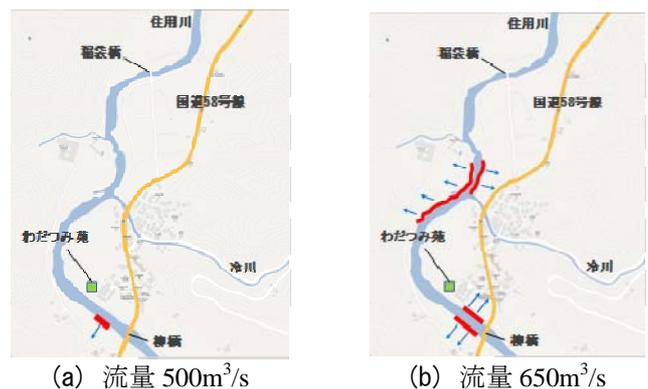


図-5 各流量に対する越流箇所は越水方を示す

5. おわりに

一次元不等流解析を行い、2010年の豪雨災害時において住用川の河道部を流れた最大流量を推定するとともに、最大流下能力を検討した。計算の結果、2010年豪雨時における住用川の最大流量は 1050m³/s 程度と推定された。また住用川の流下能力に関して、流量が計画高水流量とされる約 500m³/s 未満ならば、どの地点からも越水しないことがわかった。

謝辞：本研究は平成24年度環境研究総合推進費「S-8-2(2) 亜熱帯化先進地九州における水・土砂災害適応策の研究」の援助を受けて実施されたものである。

参考文献

高橋ら：2010年奄美大島豪雨時における住用川の氾濫要因の一検討，土木学会第67回年次学術講演会Ⅱ - 161, pp.321-322, 2012.