ため池流出堰における流量シミュレーション

名古屋工業大学　学生会員　○屋上佳汰
名古屋工業大学　庄建治朗

1. はじめに

都市を流れる中小河川の流域では，土地利用の高度化や人口・資産の集中に伴い，水害が起きた場合には甚大な被害が発生する．そこで効果的な治水対策を講じるには，あらかじめ降雨時に雨量がどのくらい河川へ流出するのか把握する必要がある．流出量の推定には，雨量データを流出モデルに入力して流出量を算定する流出解析が行われる．モデルのパラメータの同定には既往洪水データが用いられるため，各種水文データの観測精度を確保することは非常に重要である．

都市化による土地利用の変化だけではなく，局所的な集中豪雨が多発しており，都市河川の治水計画や維持・管理を行う上で過去の洪水の規模を定量的に評価する必要性が生じてきた．しかし，そのような場合に用いられる河川流量は観測に非常に手間が掛り，データ収集に乏しい．特に低水時のように流速計を用いて横断面内全体の流速分布を把握できる場合と異なり，高水時には流速計を用いた直接の観測が困難であり，データが少ないというのが現状である．

そこで，本研究では，水害を防止する洪水調整としての役割を果たすことから見直されている，河川上・中流域に設けられたため池の流出堰を用いて流量を把握する研究とする．まず，ため池の堰からの流出量を把握する上で必要な水位—流量曲線(H-Q 曲線)を作成する．前述の通り高水時の流速の計測が困難なことから，今回は数値シミュレーションによって水位と流量を計算し，蓄積されている観測データと合わせることで，より正確な H-Q 曲線の作成を目指す．

2. 対象流域

本研究の対象は愛知県名古屋市域を名古屋港まで流下している天白川の支流である藤川流域である．その中でも調整池である鳴子池(図 1)を対象とする．

図 1　鳴子池の位置

鳴子池の特徴は，名古屋市が水位データを 1 分おきに記録しており取得可能である点，そして，流出量を観測しやすく過去のデータの蓄積がある点である．

3. 計算方法

今回用いた数値計算は，「SIMPLE 法を用いた開水路断面急変流の計算」というものであり，詳細は参考文献 1）に述べられている．ここでは，この数値計算を用いた理由についてのみ説明することとする．

開水路の水路幅が急変する流れでは水面形が大きく変化し，常流から射流への遷移や跳水が発生するが，今回用いた数値計算は，断面急変に伴う複雑な水面形の再現が可能である．鳴子池の流出部は堰の部分で横断方向の断面が急変することに加えて，水位と流量の関係を求めることが目的であるため，流量から水位を計算することのできるこの数値計算を使用した．

4. 計算条件

現地観測から得られた堰の形状を図 2 に示す．堰の最下部より 0.90m の位置で断面が変化する複断面を有する堰であり，水路幅は 8.53m である．堰より上流部の河床面は，現地観測より右岸側が左岸側より 0.10 cm低くなっていることが分かっておりその河床状態で設定している．

今回の数値計算において変化可能なパラメータはマニングの粗度係数と繰り返し計算回数である．マニングの粗度係数に関しては，目安値(0.012～0.018)を参考に今回は 0.012，0.015，0.018 の 3 つの場合で計算し，繰り返し計算回数は 9000 回で設定した．繰り返し計算回数は連続式との誤差ができるだけ小さくなるようにしている．この条件のもと，それぞれの流入流量で水位を計算した．

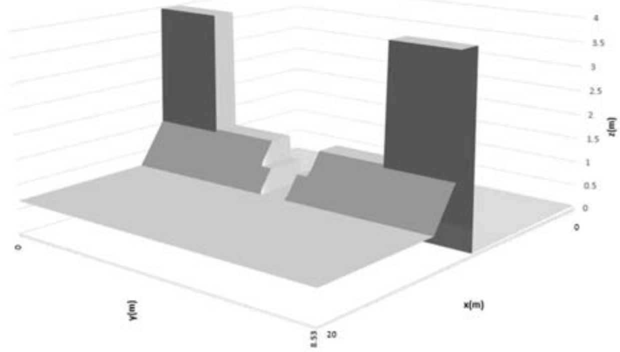

図 2　堰の形状

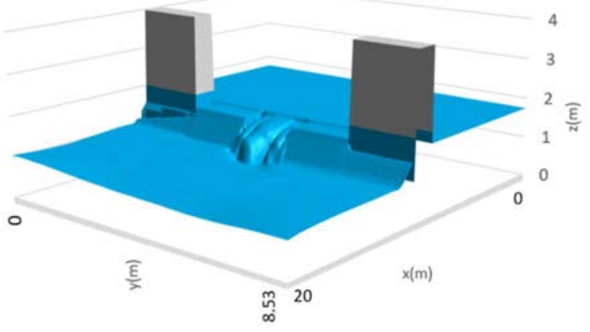

図 3　水面形

5.　計算結果

例として，流入流量$2.0m^3/s$を与えた場合の水面形は図 3 のようになる．

計算結果を表 1 にまとめた．取得可能な鳴子池の水位と比較できるようにするため，ここでの水位は堰より上流部の水位を用いた．流出流量に関しては，流入流量と同じに設定してある．これは連続式を満たすように計算をしているため，流入流量と流出流量は変わらないからである．

表 1 のデータをもとに H-Q 曲線を求める．前節で述べたように，鳴子池の堰は複断面形状を有しているため，形状が変化するごとに H-Q 曲線を作成する必要がある．そこで今回は断面変化のある水位 0.90 m(堰の最下部が基準面)の位置を境にして 2 つの H-Q 曲線を計算した．

本題の H-Q 曲線の算定法は，流量 Q の平方根と水位 H の関係を最小二乗法により式(1)のように近似し，その近似式の両辺を式(2)のように二乗するという方法である．

$$\sqrt{Q} = aH + b \tag{1}$$

$$Q = a^2H^2 + 2abH + b^2 \tag{2}$$

ただし，Q：流出流量(m^3/s)，H：水位(m)，a，b：係数である．

表 1　計算結果(n：マニングの粗度係数)

流量Q[m³/s]	水位H[m]		
	n=0.012	n=0.015	n=0.018
0.20	0.275	0.269	0.277
0.25	0.415	0.378	0.403
0.30	0.504	0.476	0.500
0.40	0.620	0.651	0.627
0.50	0.683	0.757	0.752
0.60	0.845	0.836	0.833
1.0	0.976	1.042	1.031
1.5	1.119	1.142	1.149
2.0	1.229	1.235	1.238
3.0	1.344	1.329	1.376
4.0	1.526	1.476	1.511
6.0	1.785	1.741	1.758
8.0	1.902	1.921	1.982
10.	2.090	2.118	2.094
12.	2.228	2.283	2.315

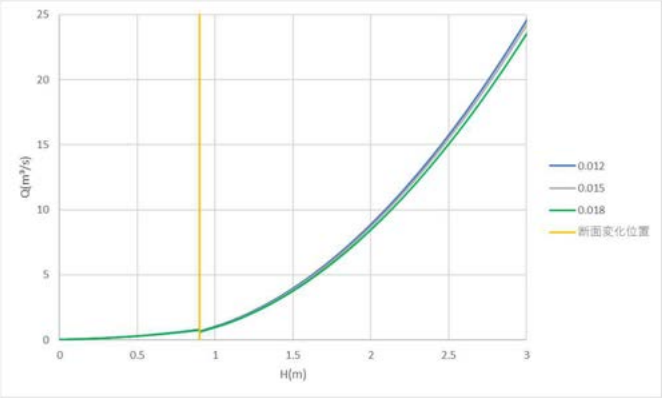

図 4　H-Q 曲線

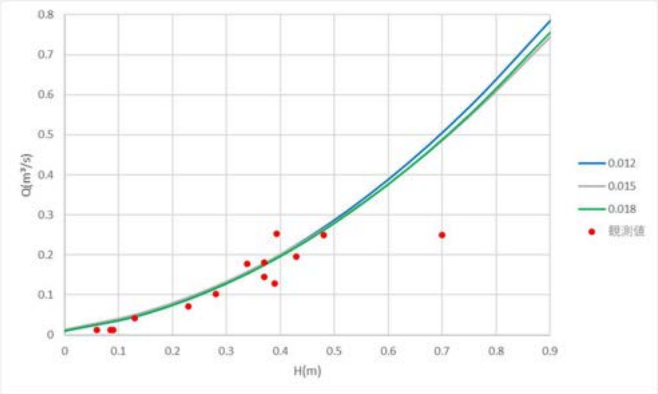

図 5　H-Q 曲線(断面変化前)

図 4 に算定した H-Q 曲線のグラフを示す．図 4 より，堰の断面変化後に流量が急激に増大していることが確認でき，複断面形状の特徴を捉えられていると考える．

また，図 5 は算定した H-Q 曲線と現地観測から得られたデータを比較したグラフである．現状，堰の断面が変化する前の観測値しか得られていないことから，対応する部分を拡大している．概ね観測値に近い結果が得られたといえる．しかし，断面変化後のグラフの精度は現状では不明であるため，追加の現地観測を行う必要がある．マニングの粗度係数の影響に関しても，低水位時にはあまり差がないため，現状の観測値だけではどの粗度係数が適切かを判断することは困難である．

6.　おわりに

今回は数値解析による結果を用いて H-Q 曲線を作成することを試みた．観測値のない断面変化後の部分を作成することができたが，精度を確かめるためにもやはり高水時の観測データ収集が必須である．そして H-Q 曲線の精度を高め，流出解析の発展につなげていきたいと思う．

7.　参考文献

1）　冨永晃宏，1999：SIMPLE 法を用いた開水路断面急変流の計算，土木学会水理委員会基礎水理部会