

II-37

都市河川の洪水流出解析

室蘭工業大学 正 員 藤 間 聡

1. はじめに

近年、ウォーターフロントの開発、清流の復活など都市環境の改善が社会的に注目され、都市河川を街のシンボルとして位置づけ、水辺空間の景観、親水性を生かした河川的环境機能を発揮させることが要望されている。従って、都市河川の整備は、これらの地域、街づくりのプランに沿って的確に対応する必要がある。しかし、都市河川の多くは中小河川であり、一般に洪水到達時間が短く、不浸透域の増大に伴って流出量は増大するため都市の治水安全度は相乗的に低下している。加えて都市河川の整備事業の進捗度は低く、また、整備事業の基礎資料となる水文観測資料が不備な場合が多い。

本研究は、室蘭市の知利別、中島地区を流れる知利別川を対象として、発生頻度の高い洪水の流出解析を行い現河道の安全度を検討し、今後の河川環境整備計画の資料に供しようとするものである。

2. 知利別川の流域概要

知利別川流域は図-1に示すように流域面積 9.7km^2 、南北 7.4km 、東西 2.1km の羽状流域である。知利別川は、室蘭岳の標高 200m の山麓に水源を発し、水源部から距離 4.9km の地点にある小規模な貯水池(図中の地点Aがその流出口に相当する。)を経て市街地に至り、室蘭港(地点F)に注ぐ延長 8.8km の準用河川である。流域の75%は開析の進んでいない丘陵地帯が占め、残りの平地には商店街と住宅地が形成されている。市街地は下水管の配置によって12地区の排水区に分割される。これらの排水区の面積を表-1に示す。

本流域では降雨量と流量の観測は行われていないため、解析に用いる降雨量は室蘭工業大学の構内に設置されている自記雨量計のデータを使用することにする。

3. 洪水流出機構のモデル化

3.1 知利別川および下水管網のフラクタル次元

知利別川水系と下水管網の形態的特性を数量化するため、縮尺 $1/2,500$ の地形図および同縮尺の下水管配置図を用いてフラクタル次元解析を行った。フラクタル次元解析には、種々の方法があるが、ここでは算定が最も容易な正方形の大きさを変えて水系を網羅する被覆法¹⁾を採用する。これは辺長 r の正方形で河川を被覆し、正方形の数 N と辺長 r との間に次式が成立するものとして、両対数紙上でこの勾配を読み取り、フラクタル次元 D とするものである。

$$N \propto r^{-D} \quad (1)$$

ここに、 N は被覆する正方形の数、 r は正方形の辺長、 D はフラクタル次元を示す。

知利別川水系の水源部から地点Aまでの区間では、 $D=1.1$ となり、地点Aから下流部では $D=1.0$ が得られた。また、本川のみフラクタル次元を求めるに $D=1.0$ となる。一般に、自然河川のフラクタル次元は $D=1.3$ 程度と言われており、知利別川は過去

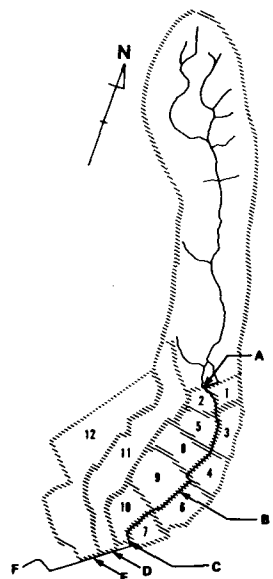


図-1 知利別川流域概要

(A~Eは流量計算地点を示す。)

表-1 排水区面積

排水区	面積	排水区	面積
No. 1	0.13km^2	No. 7	0.06km^2
2	0.12	8	0.22
3	0.12	9	0.33
4	0.13	10	0.27
5	0.32	11	1.08
6	0.18	12	0.87

Flood Runoff Analysis for Urban River Basin

by Satoshi TOHMA.

の湿地帯干拓事業に伴う河川改修によって自然の形態を示していない。一方、下水管網に関してはフラクタル次元が $D=1.0$ であり、下水道が整備された場合には格子状の $D=2.0$ となることから、流域内の下水道整備事業の進捗度が低いことを示している。

以上のフラクタル次元解析の結果から、知利別川および下水管網ともに形態的には同一と考えられ、下水管網を知利別川の支川として考え、水系と下水管網を結合させて流出解析を行うものとする。

3.2 地表流の流出モデル

ここでは、河川の洪水流量と都市域からの雨水流出量を単一の式で求めることができるKinematic waveモデル²⁾を用いることにする。本流域のように河川と下水排水区というサブシステム内で流れをモデル化するには、流域を多くの小流域に分割し、各小流域からの流出を別々にモデル化することが必要となる。このことはKinematic waveモデルの成立条件に合致する。

幅、勾配、粗度とも一様な斜面における地表流に対するKinematic wave方程式は次式で示される。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r_e \quad (2)$$

$$q = \alpha h^m \quad (3)$$

ここに、 h は地表流の水深、 q は斜面の単位幅当たりの流量、 r_e は有効降雨量、 t は時間、 x は流下方向距離を示す。地表流がマンニングの抵抗則に従うならば、 α および m は次式で与えられる。

$$\alpha = (\sin \theta)^{1/2} / n, \quad m = 5/3 \quad (4)$$

ここに、 $\sin \theta$ は斜面勾配、 n はマンニングの粗度係数を示す。

(4)式で $m \neq 1$ であるため、Kinematic wave方程式(2)、(3)式は h 、 q に関して非線形方程式となる。

ここでは、非線形な基礎方程式を前進差分法を用いて定式化し、単位幅流量 q を求めることにする。

3.3 洪水流モデル

河川の流下に伴い斜面からの流出量が流入するため河川流量が増加する。従って、不定流計算によるハイドログラフの合成を行わなければならない。

不定流の連続の式、運動方程式はそれぞれ次式で与えられる。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - 2q = 0 \quad (5)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} + g(I_f - I_o) + \frac{2q}{A} v = 0 \quad (6)$$

ここに、 A は通水断面積、 Q は流量、 v は流速、 h は水深、 q は河川に沿う単位長さ当たりの片側流入量、 I_f は摩擦勾配、 I_o は河床勾配、 g は重力加速度、 x は流下方向の水平距離、 t は時間を示す。

(6)式は非線形方程式となるため(5)式と連立させて解くことは解析的には困難である。ここでは特性曲線を用いて(5)、(6)式を全微分方程式に変換した後、特性格子法³⁾によって水深 h と流量 Q を求めることにした。

この計算を行うにあたり、次の三つの操作を行った。

(1) 解の収束と安定性：特性格子法は次の条件を満足すると、解の収束と安定が得られると言われている⁴⁾。

$$\Delta t < \Delta x / [v + (gA/T)^{1/2}] \quad (7)$$

ここに、 Δt は計算時間間隔、 Δx は河道の等分割距離、 A は通水断面積、 T は河川の水面幅を示す。

(2) 下水排水量：河道の分割区間 Δx に流入する下水管の流量は、その吐口位置を区間の最上流部に移動させ、上流区間からの流入量に加え合わせた量を当該区間の流量とする。下水管からの流出量が大きな場合には上流側に背水効果を及ぼすことがあるが、ここでは区間の最上流部と最下流部の2箇所分割して与えることにした。

(3) 河川幅および河床勾配の変化：河床勾配の変化点がある場合は最上流部として修正する。また、急激な河川幅の変化は、徐々に断面を変化させて流れが連続するように修正を行う。

4. 計算結果

使用した降雨量は1989年 6月27日のデータであり、降雨の特性値をモデル計算条件とともに表-2に示す。マンニングの粗度係数は、各排水区の土地利用工種毎に与えることが望ましいが、ここでは決定できる資料を欠いているため、山地部0.8、平地部0.2の定数を与えた。

図-2は図-1の地点A(河口から上流4.0km)におけるハイドログラフである。ハイドログラフは前方集中型の降雨波形によく対応している。洪水到達時間は2.5時間であり、ピーク流量は $8.3\text{m}^3/\text{s}$ となる。このピーク流量は再現期間3年の流量に相当する。図-3は地点B(同2.1km)における排水区No.6からの流入量を示す。この雨水流出ハイドログラフについても降雨波形に鋭敏に対応していることが認められる。図-4は地点C(同1.1km)において図-2に示すハイドログラフにNo.1~10の排水区の流入ハイドログラフを合成したもので、ピーク流量は $10.2\text{m}^3/\text{s}$ に増加している。

図-5は地点D(同0.8km)における排水区No.11の雨水流出ハイドログラフを示す。図-6は地点E(同0.5km上流)の合成ハイドログラフを示す。ピーク流量は $14.5\text{m}^3/\text{s}$ であり、これは再現期間7年の流量に相当しており、堤防天端まで僅か0.5m程度しか余裕がない。この結果から、市民が憩える水辺空間を創造するには、下水道施設に浸透櫓、浸透地下トレンチ等の浸透施設を取り入れて地下水涵養量を増加させるなど雨水流出をできる限り抑制することを考えなければならない。

表-2 知利別川流域のモデル計算条件

流域区分	斜面長	斜面幅	勾配	粗度係数	流域区分	斜面長	斜面幅	勾配	粗度係数
上流部	390m	4,871m	0.256	0.8	No.7 平地	150m	407m	0.080	0.2
No.1 山地	410	207	0.309	0.8	8 山地	300	233	0.181	0.8
平地	150	273	0.073	0.2	山地	200	100	0.281	0.8
2 平地	475	196	0.128	0.2	平地	450	251	0.110	0.2
3 平地	690	170	0.031	0.2	平地	325	43	0.172	0.2
4 山地	120	543	0.250	0.8	9 山地	150	317	0.272	0.8
平地	225	413	0.036	0.2	平地	400	348	0.091	0.2
5 山地	450	213	0.198	0.8	平地	125	240	0.014	0.2
平地	210	381	0.101	0.2	10 山地	150	217	0.384	0.8
6 山地	105	457	0.322	0.8	平地	350	417	0.090	0.2
平地	220	486	0.045	0.2	11 平地	1800	360	0.016	0.2
平地	110	227	0.035	0.2	平地	500	410	0.045	0.2
流域面積 9.7km^2 , 流路延長 8.8km					12 平地	1850	352	0.019	0.2
降雨: 総降雨量 260mm , 最大降雨強度 29.5mm/h					平地	650	280	0.045	0.2

本研究は、kinematic wave法を適用して実績降雨に基づき流出解析を行ったものであるが、流量観測値がないため、結果の妥当性を検討できない。都市河川の環境整備が強く望まれている今日、降雨量、流量、土地利用形態、浸透・不浸透面積率等に関するデータの集積が急務であると考えらる。

終わりに、本研究を遂行するにあたり、本学土木工学科河海工学講座学生大科篤司君の協力を得たことを記し感謝の意を表します。

参考文献

- 1)小川進・和泉清、流域の都市化とフラクタル次元解析、東京都土木技研年報、pp. 157-165, 1989.
- 2)日野幹雄・外、洪水の数値予測<その第一歩>、pp. 85-119, 1989.
- 3)Zitta, V. L., Numerical Simulation of Flood Flows Subject to Bank Seepage, Ph. D. Thesis, Virginia Polytechnic Institute, pp. 25-32, 1970.
- 4)Streeter, V. L., and E. B. Wylie 竹中利夫監訳、流体過渡現象、日刊工業新聞社、pp. 285-286, 1973.

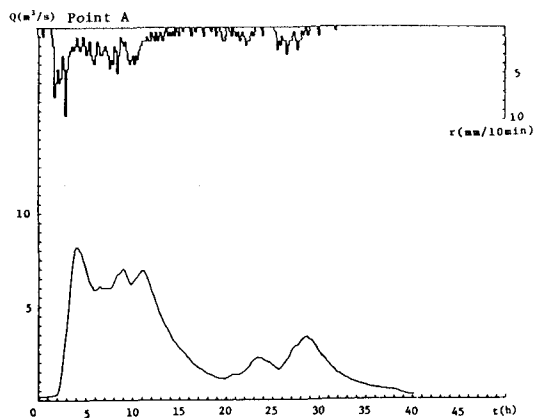


図-2 洪水ハイドログラフ(地点A)

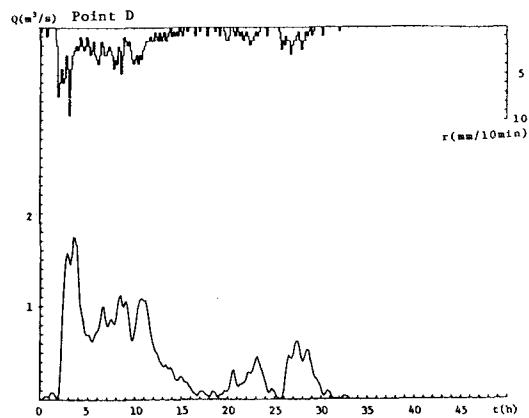


図-5 流入ハイドログラフ(地点D)

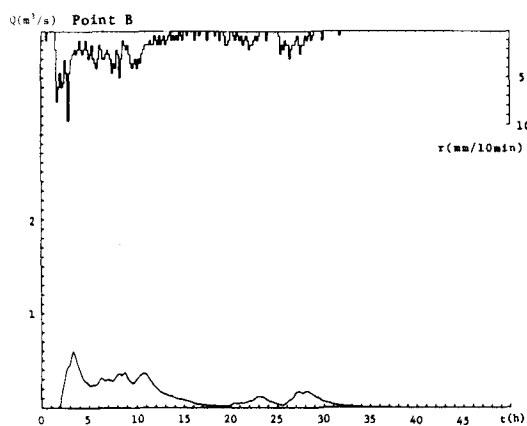


図-3 流入ハイドログラフ(地点B)

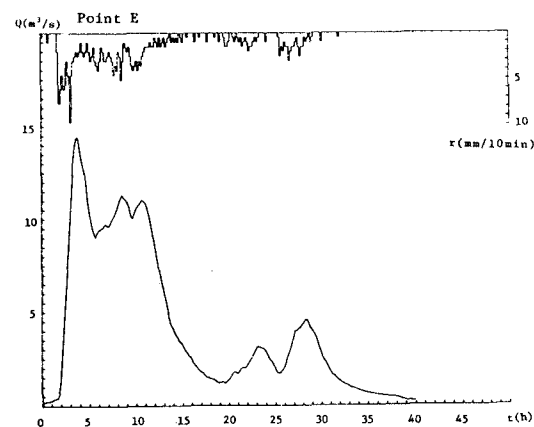


図-6 洪水ハイドログラフ(地点E)

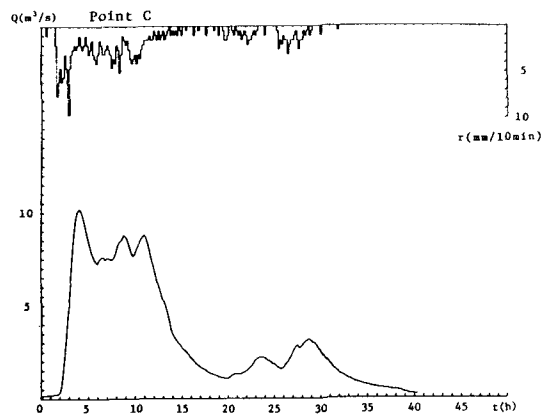


図-4 洪水ハイドログラフ(地点C)