

II-25

河道網における集水過程に関する研究

（財）北海道河川防災センター 正員 館谷 清
 北海道大学工学部 正員 藤田睦博
 北見工業大学 正員 早川 博

リンク〜マグニチュード方式に基づく河道網理論は水源より発する河道を外部リンク、合流点間を結ぶ河道を内部リンクと区別するもので、流域に含まれる外部リンク数をその流域のマグニチュードと呼んでいる。図-1に示すようにマグニチュードNの河道網の最下流の合流点で河道を二つに分割し、それぞれの河道網のマグニチュードが $i, (N-i)$ となる河道網パターンの生起確率 $P(i, N)$ は、式(1)で与えられる。また、図-2のようにマグニチュードNの流域で本流に合流する平均支流数を $\bar{M}_N$ とすると $\bar{M}_N$ は式(2)で与えられ、平均外部リンク長 ($\bar{L}_{ex}$)、平均内部リンク長 ($\bar{L}_{in}$) を用いると、本流長 L_N は式(3)となる。一方、Hack は流域面積と本流長に関して式(4)を提案している。したがって、 $L = \bar{L}_{ex} = \bar{L}_{in}$ とすると式(3)、(4)より式(5)が得られる。また、外部リンク、内部リンクに付随している流域面積を A_{ex}, A_{in} とする。いま、 $A = A_{ex} = A_{in}$ とするとマグニチュードNの流域において式(6)からAを求めることができる。表-1は、1/2.5万、1/5万地形図および国土数値情報（ほぼ1/20万地形図に相当）を用いた実測値と上記の河道網理論から得られた諸量を比較したものである。理論値は流域面積とマグニチュードのみから計算されるが、実測値とよく一致している。

$$P(i, N) = N / (2N-3) \quad \dots(1)$$

$$P(i, N) = \frac{2(2i-3)! N! (N-2)! (2N-2i-2)!}{(i-2)! i! (N-i)! (2N-3)! (N-i-1)!} \quad i \geq 2, N \neq 2m$$

$$P(m, 2m) = 8m[(2m-1)!(2m-3)! / \{m!(m-2)!\}]^2 / (4m-2)! \quad \dots(1)$$

$$\bar{M}_N = \sum_{i=1}^{[N/2]} P(i, N) (\bar{M}_{N-i} + 1), \bar{M}_1 = \bar{M}_2 = 1, \bar{M}_3 = 2, N \geq 4 \quad \dots(2)$$

$$L_N = \bar{L}_{ex} + \bar{M}_N \cdot \bar{L}_{in} \quad \dots(3)$$

$$L_N = 1.273A^{0.6} \quad \dots(4)$$

$$L = 1.273A^{0.6} / (1 + \bar{M}_N) \quad \dots(5)$$

$$A = A_t / (2N-1) \quad A_t: \text{全流域面積} \quad \dots(6)$$

$$C(N, K+1) = \sum_{i=1}^{[N/2]} P(i, N) \{C(i, K) + C(N-i, K)\} \quad 2 \leq K \leq N-1$$

$$C(N, 1) = 1, C(N, 2) = 2, C(1, 1) = 1, C(2, 1) = 2,$$

$$C(3, 1) = 1, C(3, 2) = 2, C(3, 3) = 2, C(N, K) = 0 \quad K > N \quad \dots(7)$$

$$Q(t) = A \sum_{K=1}^N q_u \{t - (K-1)L/v\} C(N, K) \quad \dots(8)$$

$$Q(t) = \sum_{K=1}^N A_i q_u \{t - \Sigma L/v\} \quad \dots(9)$$

L: リンク長, v: 流水の伝ばん速度



図-1

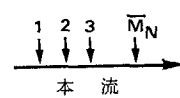


図-2

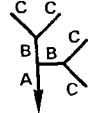


図-3

次に、河道における集水過程を考える場合、流域の末端から等距離にあるリンクを求めると便利である。例えば、図-3でリンクA, B, Cは河道末端から1, 2, 3個だけリンクを遡った位置にある。図ではN=4の場合なので $C(4, 1) = 1, C(4, 2) = 2, C(4, 3) = 4$ と記述することにする。 $C(N, K)$ の値は、河道網のパターンにより異なるのでその期待値を求めると式(7)のようになる。外部リンク、内部リンクを区別せず各リンクの流域を単位流域と

表-1 河道網理論と実測値の比較

流域名	留 萌 川				後 志 利 別 川				清 滑 川			
	国土数値情報		1/25,000地形図		国土数値情報		1/50,000地形図		国土数値情報		1/50,000地形図	
	実 測	河道網理論	実 測	河道網理論	実 測	河道網理論	実 測	河道網理論	実 測	河道網理論	実 測	河道網理論
流域面積(km ²)	268.7		276.2		705.2		714.7		1231.8		1229.2	
本流長(km)	42.8	36.5	34.2	37.1	75.2	65.1	73.2	65.7	71.1	91.0	84.7	90.9
本流に合流する支流数	11	8.4	24	23.1	22	16.7	32	36.1	24	21.5	53	48.6
$\bar{A}_{ex}$ (km ²)	13.7	{ 10.0	2.3	{ 2.1	14.0	{ 9.2	2.3	{ 2.5	12.6	{ 10.5	2.8	{ 2.5
$\bar{A}_{in}$ (km ²)	5.8		1.9		4.3		2.6		8.6		2.1	
$\bar{L}_{ex}$ (km)	8.6	{ 3.9	1.9	{ 1.5	10.4	{ 3.7	1.7	{ 1.8	7.8	{ 3.8	2.0	{ 1.6
$\bar{L}_{in}$ (km)	3.8		1.8		2.7		2.1		3.6		1.6	
マグニチュード	14		67		39		146		59		251	

する。単位流域からの流出量を $q_u(t)$ ($\text{m}^3/\text{sec}/\text{km}^2$) とすると流域末端の流量 $Q(t)$ は、式(8)で与えられる。実測の河道網を用いた計算では式(9)となる。式中の A_i は各リンクを含む流域面積で、 $\sum L_i$ はそのリンクから河道末端までの距離を示している。図-4(a),(b)は留萌川の国土数値情報($N=14$), 1/2.5万地形図($N=67$)より得られた模式図を示す。 $q_u(t)$ を図-5に示す三角形波形で与える。図-6は式(8)に基づくもので、 $v=1.0, 0.7, 0.5(\text{m/s})$ とした計算結果である。計算結果は流速 v だけに依存しており、流域の分割数は計算結果にほとんど影響していないことがわかる。実測河道網を用いた計算結果を図-7に示す。図-7をみるといずれの場合も縮尺の小さい国土数値情報からの河道網の方が流出のピーク時刻が早く生起する傾向にある。これは単位流域からの流出波形を面積だけで補正していることが原因と考えられる。図-7は特定の河道網に関する計算結果であり、図-6は期待値を示している。両者の対応関係が比較的良好であるということは、実河道網が生起確率の高い河道網パターンであることと符合しているものと思われる。

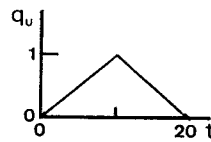
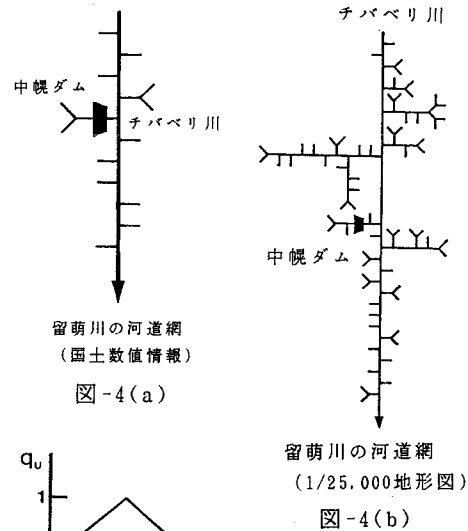


図-5 単位流域からの流出波形

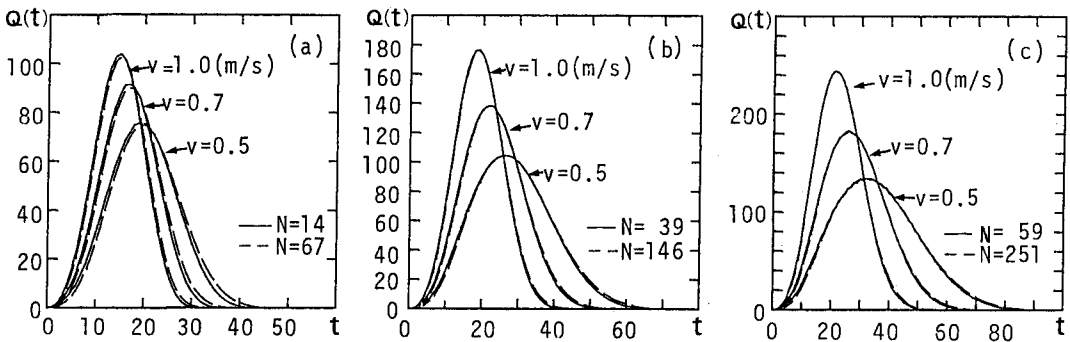


図-6 河道網理論を用いた計算 (—— 国土数値情報 ----- 1/2.5万, 1/5万地形図)

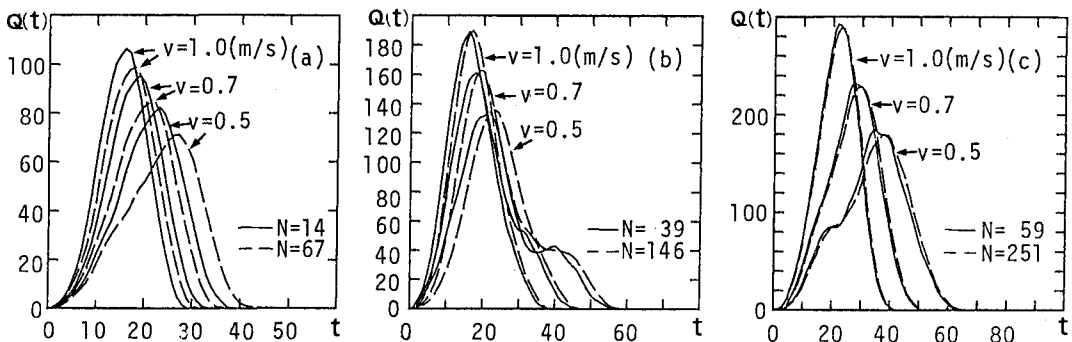


図-7 実河道網を用いた計算 (—— 国土数値情報 ----- 1/2.5万, 1/5万地形図)

<参考文献> 藤田睦博：河道網における支流の分布特性に関する研究，土木学会論文報告集，Vol. 34, 1976.