

II-23 胆振幌別川流域における短期流出に関する研究

旭川開発建設部 正員 ○中田 満洋

室蘭工業大学 正員 藤間 聡

1. まえかき

胆振南部に位置する登別地方は、北海道で有数の豪雨地域であり、現在に至るまで出水氾濫被害が、頻発している。

幌別町は胆振幌別川流域の最下流の幌別川と果馬川との合流点を中心に形成され、市街を貫流する果馬川は、疎通能力が小さく、かつ市街の雨水を集める排水路の大部分が果馬川に接続しているため、集中豪雨による、内水氾濫災害の危険度は高いといえる。

本研究は、胆振幌別川流域内で現在までに得られている降雨量、流出量などの水文資料を用いて山地部、平地部の短期流出過程を推定し、幌別町の内水氾濫の発生過程を巨視的に把握して、今後の災害対策事業の基礎資料に供しようとするものである。

2. 胆振幌別川流域の特性

(1) 流域の概要

胆振幌別川(以下幌別川と記す)流域は、図-1に示すように、平均標高700mの尾根に囲まれた南北15km、東西11kmの扇状形流域である。

同流域の雨水を受ける幌別川は、上流部において3川が合流する放射状を呈し、中流部の幌別ダム(工業用水池)を経て幌別市街に入り、果馬川との合流後、太平洋に流下する延長17.6kmの二級河川である。

流域の90%は山地部が占め、この部分は山林域で地質は古期安山岩とみられ、残りの平地は市街地及び畑地から成り地質は古岡・福山層といわれる。

幌別川流域に関する諸元をまとめると、次の通りである。

流路延長:	幌別川	17.6 km	平均高度:	325 m
	果馬川	13.4 km	中位高度:	310 m
流域面積:	幌別川	山地 73.2 km ²	平地 6.5 km ²	計 79.7 km ²
	果馬川	山地 22.2 km ²	平地 2.8 km ²	計 25.0 km ²
	計	山地 95.4 km ²	平地 9.3 km ²	計 104.7 km ²

(2) 降雨特性

幌別川流域の流出解析に使用した降雨量の資料は、図-1に示すNo.1地点の標高330mにある釧山町観測所、並びにNo.2地点の標高40mにある室蘭地区工業用水道管理事務所内の観測所で収集されたものであり、また幌別川のハイドログラフは、No.2地点で得られたものである。

両雨量観測所で得られた一回総降雨の相関を調べるため、観測開始の昭和43年から昭和53年までの10年間から20個の大雨記録を抽出し、相関係数 r を求め有意水準1%, 自由度18で検定したところ、 $r_{95}=0.269$ 、 $r_{5\%}=0.561$ となり、No.1とNo.2観測所で得られた降雨は無相関であると考えられる。

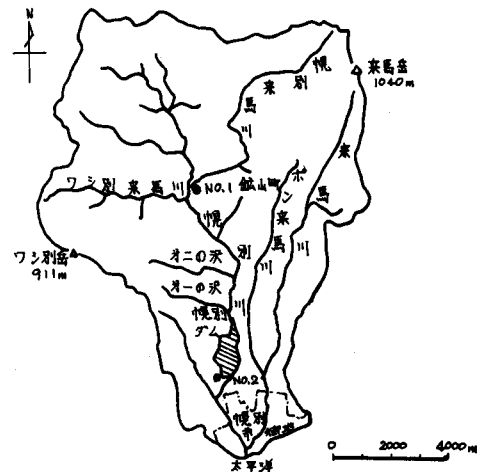


図-1 胆振幌別川流域

この結果を考慮して、幌別ダムに流入する山地部の流出量については、No.1地点の観測資料と、幌別市街地からの平地部流出量を算定するためには、No.2地点の観測資料を使用することにした。
なお登別地方の降雨特性を調べるため、米馬岳から東南約4kmの札内地区にある幌別面畑事業所による昭和5年から昭和32年

(但し昭和12~16, 25~26欠測)までの42年間の最大日雨量を用いて、岩井法、積平法、及びトーマス法にて確率日雨量を求め、その結果を表-1並に図-2に示す。

登別地方の確率日雨量は表-1、図-2から判断されるように非常に大きく、北海道に限ると第1位に位置する豪雨地帯である。²⁾

表-1 登別地方の確率最大日雨量

確率年	岩井法	積平法	Thomas法
200年	410 ^{mm}	405 ^{mm}	440 ^{mm}
100	364	360	385
75	346	342	365
50	320	317	340
30	289	287	308
20	264	265	280
10	224	223	240
7	203	202	215
5	183	183	187
3	153	153	157
2	124	128	130

(観測年: 昭和5~32年)

超過確率

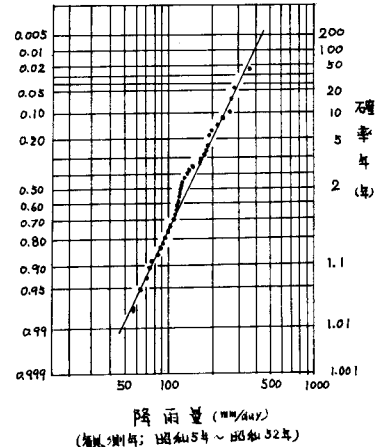


図-2 トーマス法による登別地方の確率最大日雨量

3. タンクモデル法による山地部流出解析

(1) タンクモデル法の概要^{4),5)}

流出現象は降雨から流出への変換過程であり、解析法としては合理式法⁶⁾、単位図法⁷⁾、貯留関数法⁸⁾、タンクモデル法、Kinematic Wave法⁹⁾等がある。本解析においては、入手した資料が降雨及び流出量観測記録に限られておりまた流域内山地部の地質が比較的浸透性に富み、非線型流出過程が推察されることからタンクモデル法により流出解析を行うことにする。

タンクモデル法は、複雑な流域の諸条件及び降雨条件を巨視的に捉え、簡便な物理モデルによって流出系を表現するものであり、具体的には図-3に示すような複数のタンクを数個組み立てて流域内の流出過程を表すものである。

いま図中の最下段タンクを用いて基本計算式を導くことにする。

上からの供給雨量でない $z_0(t) = 0$ の場合を考えると、右下の孔からの流出 $q_0(t)$ は水深 $R_0(t)$ に比例する。

$$q_0(t) = \alpha_0 \cdot R_0 \quad (3.1)$$

ここで、 α_0 は流出孔定数 (1/時) である。

タンク内で連続の式を考えると次式が与えられる。

$$-q_0 = \frac{dR_0}{dt} \quad (3.2)$$

(3.1) 式と (3.2) 式とを連立して、時刻 $t=0$ のときの流出を $q_0 = q_0$ とすると

$$q_0 = q_0 \cdot e^{-\alpha_0 t} \quad (3.3)$$

が得られる。

次にタンクに連続的に供給雨水 $z_0(t)$ が作用する場合に

$$z_0 - q_0 = \frac{dR_0}{dt} \quad (3.4)$$

となり解は最終的に次式で与えられる。

$$q_0 = \int_0^{\infty} z_0(t-\tau) \cdot \alpha_0 e^{-\alpha_0 \tau} d\tau \quad (3.5)$$

上式からタンクの孔からの流出は、指数数減することになる。

タンクモデルを解析対象流域に適用する場合、タンクの個数、流出孔数、流出孔位置及び流出孔定数をそれぞれ決定しなければならない。

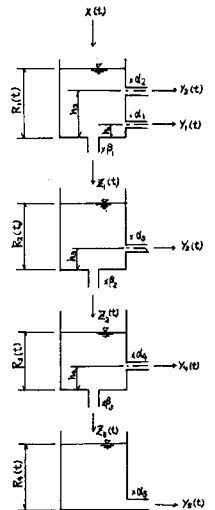


図-3 直列4段タンクモデル

本解析においては、直列4段タンクモデルが、幌別川流域には最も適していると考えられるので、図-5のよう
なモデルを採用することにした。

また各タンクの流出孔からの流出量を求める基本式を下記に示すことにする。

(i) 1段目タンクの貯留高が $0 < R_1 < h_1$ の場合

$$y_1 = y_2 = 0, \quad z_1 = \frac{\beta_1}{S + \beta_1} \cdot X \quad (3.6)$$

$$y_3 = \frac{\alpha_3}{S + \beta_3 + \alpha_3} \cdot z_1 - \frac{\beta_3 \cdot \alpha_3 \cdot h_3}{\beta_3 + \alpha_3}, \quad z_2 = \frac{\beta_2}{S + \beta_2 + \alpha_2} \cdot z_1 + \frac{\beta_2 \cdot \alpha_2 \cdot h_2}{\beta_2 + \alpha_2} \quad (3.7)$$

$$y_4 = \frac{\alpha_4}{S + \beta_4 + \alpha_4} \cdot z_2 - \frac{\beta_4 \cdot \alpha_4 \cdot h_4}{\beta_4 + \alpha_4}, \quad z_3 = \frac{\beta_3}{S + \beta_3 + \alpha_3} \cdot z_2 + \frac{\beta_3 \cdot \alpha_3 \cdot h_3}{\beta_3 + \alpha_3} \quad (3.8)$$

$$y_5 = \frac{\alpha_5}{S + \alpha_5} \cdot z_3 \quad (3.9)$$

(ii) 1段目タンクの貯留高が $h_1 < R_1 < h_2$ の場合

$$y_1 = \frac{\alpha_1}{S + \alpha_1 + \beta_1} \cdot X - \frac{\alpha_1 \cdot \beta_1 \cdot h_1}{\alpha_1 + \beta_1}, \quad y_2 = 0, \quad z_1 = \frac{\beta_1}{S + \alpha_1 + \beta_1} \cdot X + \frac{\alpha_1 \cdot \beta_1 \cdot h_1}{\alpha_1 + \beta_1} \quad (3.10)$$

y_3, y_4, y_5, z_2, z_3 は (3.6) 式の z_1 の代りに (3.10) 式の z_1 を用いることにより (i) の場合と同一式で表現できる。

(iii) 1段目タンクの貯留高が $R_1 > h_2$ の場合

$$y_1 + y_2 = \frac{(\alpha_1 + \alpha_2) \cdot X}{S + \beta_1 + \alpha_1 + \alpha_2} - \frac{\beta_1 (\alpha_1 h_1 + \alpha_2 h_2)}{\beta_1 + \alpha_1 + \alpha_2}, \quad z_1 = \frac{\beta_1 X}{S + \beta_1 + \alpha_1 + \alpha_2} + \frac{\beta_1 (\alpha_1 h_1 + \alpha_2 h_2)}{\beta_1 + \alpha_1 + \alpha_2} \quad (3.11)$$

y_3, y_4, y_5, z_2, z_3 に関しては前述の (i) の場合と同一式である。

ここで、 $S = g/h_1$ 、 $y_1 \sim y_5$: 流出孔からの流出高 (mm)、 X : 伏結雨水 (mm)、 $z_1 \sim z_3$: 浸透孔からの浸透高 (mm)

$R_1 \sim R_4$: 貯留高 (mm)、 $h_1 \sim h_5$: 各タンクの底から各流出孔までの高さ (mm) を示す。

以上を要約すると、流域からの全流出高 $Y = y_1 + y_2 + y_3 + y_4 + y_5$ で与えられ、各 y_i は各タンクの貯留高 R_i と流出孔定数 α_i, β_i 及び流出孔位置 h_i により算出することからできることになる。

幌別川流域に適用するタンクモデルを決定するため、流出孔位置、流出孔定数に初期値を割り当て、電子計算機を使用して試算を繰り返して値の修正を行い実測ハイドログラフに最も適合するものを採用した。

結果は以下の通りである。

第1段タンク: $\alpha_1 = 0.03 \text{ hr}^{-1}$, $\alpha_2 = 0.10 \text{ hr}^{-1}$, $\beta_1 = 0.30 \text{ hr}^{-1}$, $h_1 = 2.50 \text{ mm}$, $h_2 = 20.00 \text{ mm}$

第2段タンク: $\alpha_3 = 0.08 \text{ hr}^{-1}$, $\beta_3 = 0.17 \text{ hr}^{-1}$, $h_3 = 4.00 \text{ mm}$

第3段タンク: $\alpha_4 = 0.08 \text{ hr}^{-1}$, $\beta_4 = 0.12 \text{ hr}^{-1}$, $h_4 = 4.50 \text{ mm}$

第4段タンク: $\alpha_5 = 0.05 \text{ hr}^{-1}$

但し、第2、3段目の z_2, z_3 の流出孔は、底部よりそれぞれ 4.00 mm , 3.00 mm 嵩上げし流域地層の保水量として割り当てた。

決定されたタンクモデルを適用し、幌別町において過去に氾濫災害を発生させた4豪雨記録に関する流量ハイドログラフを推定した結果の例を図-4, 5, 6, 7に示す。

これらの図から計算値と実測値とは全体的形状が同じ傾向にあり、図-6を除いてピーク流量もほぼ一致していることが認められる。

係数 α_i, β_i の値の決定に関しては、図4~7の実測ハイドログラフが、幅の広いハイドログラフを呈していることから当該流域が中間流出の卓越している流域であることを示している。

上記モデルの係数 α_i, β_i はこの特性を考慮して決定した。

次にハイドログラフの立ち上り及び降雨量に注目すると、2時間降雨量 20 mm を越えた時点でハイドログラフが急激に立ち上る傾向を示している。

このことは、この流域では2時間降雨量が 20 mm を越えると表面流出が発生し急激な出水が起ることを示している。

この特性は係数 α_i に考慮されている。

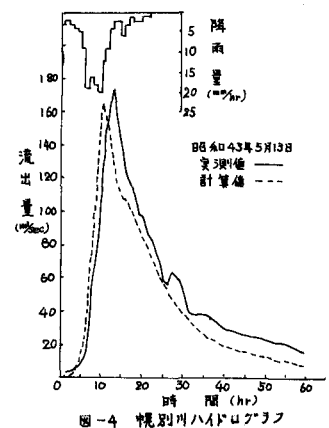
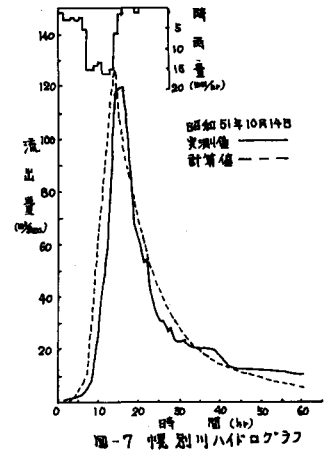
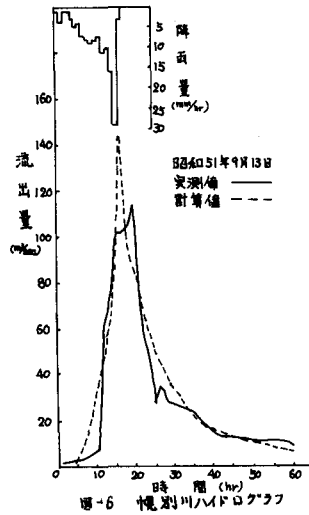
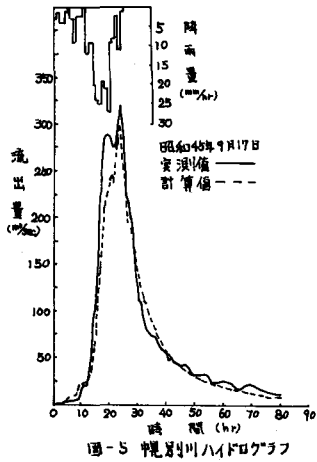


図-4 幌別川ハイドログラフ



4. 平地部における洪水予測

前章において、図-3のタンクモデルを用いて予測した流出ハイドログラフは、実測値を推測しうることも明らかになった。

この流出モデルを適用して得られた流量を用い、不等流計算を行い、豪雨時の幌別・米馬田河川の水位を決定する。

(1) 幌別市街地の内水処理

幌別市街地における雨水の排水渠は図-8に示すように幌別川・米馬田川に接続しており、洪水時には河川水位がH.W.L.を越えた時点で排水口に付設されている自動ゲートを閉じる操作を行う。

排水渠は自然流下式を用いているが、幌別市街地が平地部であるため水路勾配が $1/500$ 以下と緩く、また排水量から流入する米馬田川の疎通能力が小さいため豪雨時には内水排除不良となりやすい。

同所の内水量を算定するため、図-8のように10分間等流連時間線で市街地を16地区に細分し、一分割流域内の内水は一本の排水渠で流下するものと仮定し、流出量は次の合理式を用いてピーク流量を計算する。

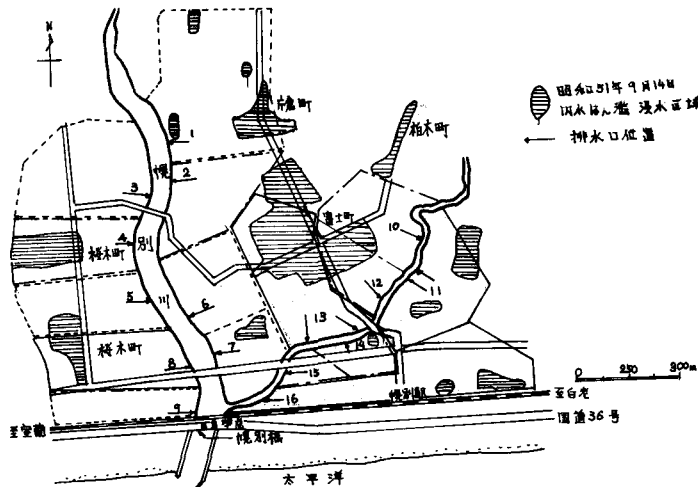


図-8 幌別市分割流域及氾濫地域説明図

$$Q = \frac{f}{3.6} \cdot f \cdot r \cdot A_z \quad (4.1)$$

ここで、 f :流出率、 r :降雨量(mm/h)、 A_z :分割流域面積(km²)とし、降雨量は、No.2地点の観測資料を用い、流出率は宅地、畑地の区分による値¹⁰⁾を与えることとした。

なお、各分割流域に関する諸元は表-2に示すとおりで、表中の基準点は図-8の観測橋を示す。

観測町における内水氾濫の発生は(4.1)式により求めらるる各分割流域からの流出量を、各分割流域に、観別・来馬両川の流量に、順次加え合せ水位計算を行って水位を推定し、排水口高との比較を行い検討することとした。

また、水位計算の手法としては、対象河川において水位が測定されていないので、最下流部の河口水位を境界条件として設定し、不等流計算を行うことにする。

(2) 観別川及び来馬川の水位計算

水位計算を行うに当り検討データの不足により次の仮定を用いた。

(1) 観別・来馬両川の流出過程は同一である。

(2) 観別工業用水池での洪水調節量は無視できる。

第1の仮定については降雨量分布及び地質は、観別川流域全域にわたって同一であると考えられるが、雨量・流量観測所がノケ所であるため、この観測値をそのまま適用し流量を求める。

次に第2の仮定については観別工業用水池は制限水位方式の洪水調節法を採っており満水位 $EL=27.4m$ になると流入量はすべて下流に放流する。

同池の容量は690万 m^3 と小さいため暴雨の出水時の調節量は少ないと考えられる。

不等流計算を行って水位を求める際に基準となる境界条件は最下流部の河口水位である。

観別川においては、河口水深及び朔望平均満潮位はそれぞれ、 $EL=17.3m$ 、 $0.5m$ であり、この結果水深は $2.25m$ と与えられる。

また同川は感潮河川であることから、潮位による水位上昇量 $5cm$ を加え、常時一定水深 $2.30m$ の極端な条件を採用して不等流計算を行った。

次に、河道断面形状に関しては、観別川では基準点から上流の小平井橋の約1000m区間で河川幅100m、高さ6m、河床勾配 $1/50$ であり、一方来馬川は河口200m上流地点で観別川にはほぼ直角に合流し、排水口No.10まで河川幅30m、高さ8m、河床勾配 $1/200$ である。

両河川の水位計算には井田による方法¹¹⁾を使用して行い、河渠に沿って任意の二断面を考え、マニエの定理を適用し、上流側水理諸元を添字 a 、下流側を b で表わすと次式が与えられる。

$$Z_b + h_b + \frac{\alpha \cdot Q^2}{2gA_b^3} + \frac{\ell \cdot Q^2}{2RA_b^3} = Z_a + h_a + \frac{\alpha \cdot Q^2}{2gA_a^3} - \frac{\ell \cdot Q^2}{2RA_a^3} \quad (4.2)$$

ここで、 Z :基準点からの河床高、 h :水深、 α :流速分布補正係数、 A :断面積、 Q :流量、 g :重力加速度、 ℓ :二断面の距離、 R :径深、 n :マンニングの粗度係数、である。

いま、左辺を ϕ 、右辺を ψ で定義すると、

$$\phi = \psi \quad (4.3)$$

が得られる。この結果、最下流部の各断面における水深・流量等の水理量が既知であるならば上流断面の水深から試行法により求められ、この操作を順次上流側に進めて行くことにより河川全長にわたる水深が求まる。

本解析においては、観別・来馬両河川を各排水架設出口で区間に分割し、タンクモデル法及び右理式で得られた流量を1時間毎に与え、各架設出口地点の水深を求めた。

表-2 等流速時間線による分割流域諸元

河川名	分割流域番号	流域面積 km ²	基準点から距離 m	河床から排水口までの高さ m
観別川	1	0.353	1410	0.60
	2	0.153	1200	0.35
	3	0.240	1075	0.99
	4	0.155	940	0.40
	5	0.165	660	0.75
	6	0.141	510	0.91
	7	0.106	280	1.60
	8	0.175	200	1.60
	9	0.146	70	1.86
来馬川	10	0.132	1470	0.60
	11	0.180	1270	0.60
	12	0.083	1070	0.60
	13	0.222	820	0.60
	14	0.048	620	0.60
	15	0.031	490	0.56
	16	0.232	250	0.56

(3) 幌別町における氾濫域の予測

幌別町の氾濫域予測には、実際に災害が生じた昭和51年9月13日の台風17号による豪雨記録を用いて流出量、水位を前述の方法により求めた。この豪雨流出状況の中でピーク時の9月14日午後7時における幌別市街地の河川水位を示したのが表-3である。

この結果、東馬川では水位がすそでの排水口位置より高くなり内水排除が不可能な状態にあることが認められる。幌別川・東馬川の水位がH.W.L.に達した場合ゲートは閉じさるが、計算水位がいまだH.W.L.に達していない時点で河川水の逆流のおそれが生じている。またこの時点でゲートが閉じられた場合には、内水排除不能による氾濫が生じる危険度が高い。

河川水位が排水口に達した時点でゲートを閉じた場合9月13,14両日の排水不能量を算定すると、東馬川沿いの地域ではNo.14,15(図-8参照)を除いてNo.10~13及び16地域で約10~55m³の容量に達し、幌別川ではNo.8地域において約42m³が排水不能となる。

図-8においては同豪雨による幌別町内水氾濫域⁽¹⁾を示してあるが、特に塩土町(浸水家屋223戸)、榎木町(同176戸)の被害が甚大であった。同図には計算結果による推定氾濫域を併示しており、内水20m以上の排水不能地域を太線で、それ以外を一点鎖線及び安全域を破線で区分してある。この結果、実際の洪水の状況とかなり合致しており氾濫状況をよく再現していると考えられる。

幌別町において、この豪雨によってもたらされた災害は、解析結果から排水不良に基因する内水氾濫であり排水渠の流出口の位置及び該渠能力を著しく低下する幌別・東馬両川の直角に迫り合流部の形状を改修することにより、今後発生の可能性のある同程度の豪雨による出水氾濫を防止し被害を軽減できると思われる。

5. 結 論

札幌幌別川流域を山地部、平地部に分割して巨視的に流出過程、氾濫現象を捉え考察を加えた。

山地部においてはタンクモデル法により流量ハイドログラフの良好な推定値が得られることを示し、平地部においては、流域を簡便なモデルで置換し内水排除不能量を推定した後、内水氾濫危険地域の予測を行い、現実の氾濫状況を説明しうることを示した。

本解析に用いたデータは、登別地方における20年確率降雨に相当する豪雨であったが、内水氾濫の要因となった排水口低位置及び不整合流部の改修により、被害は軽減できると思われる。現段階においては、精確的に高い洪水予測は行えないが、本流域に対するモデルの設定の有効性が検証された結果を得られたと思う。

本研究を行うに当り、貴重な資料の入手に便宜を与えられた室蘭地区工業用水管理事務所、室蘭土木建築所河川課並びに登別市役所下水道部の関係各位に深く謝意を表するものである。

参 考 文 献

- 1) 北海道地下資源調査所編:北海道地質図(1/60万) (6), (7), (8) 前出5)
- 2) 若井重久・石黒政儀:応用水文統計学・森北出版 (9) 金沢昭治・高橋琢馬:水文学, 朝倉土木工学講座4, PP.73~86, 1970 朝倉出版, PP.107, 1975
- 3) 北海道土木部河川課監修:北海道の大雨水資料, (10) 前出2), PP.281
第6編のII(確率雨量編), PP.35, 1979
- 4) 菅原正巳:流出解析法, 水文学講座7, 共立出版, 1972
- 5) 木下武雄:各種流出モデルの比較, 1972年度水工学に関する夏期研修会講義集Aコース, PP.2-1~2-13, 1972
- 6) 土木学会編:水理公式集, 河川編, PP.175, 1971
- 7) 登別市役所:昭和51年9月14日災害調査, 1976

表-3 計算水位と排水口

高との比較例			
河川名	排水口番号	排水口の水位 m	排水口の高さ m
幌別川	1	0.78	0.60
	2	0.78	0.35
	3	0.78	0.99
	4	0.78	0.40
	5	0.81	0.75
	6	1.01	0.91
	7	1.54	1.60
	8	1.75	1.60
	9	2.11	1.88
東馬川	10	0.90	0.60
	11	0.90	0.60
	12	0.90	0.60
	13	0.90	0.60
	14	0.90	0.60
	15	1.03	0.58
	16	1.56	0.58