

# 関屋分水路事業の概要

— 河道設計を中心として —

石井文夫\*

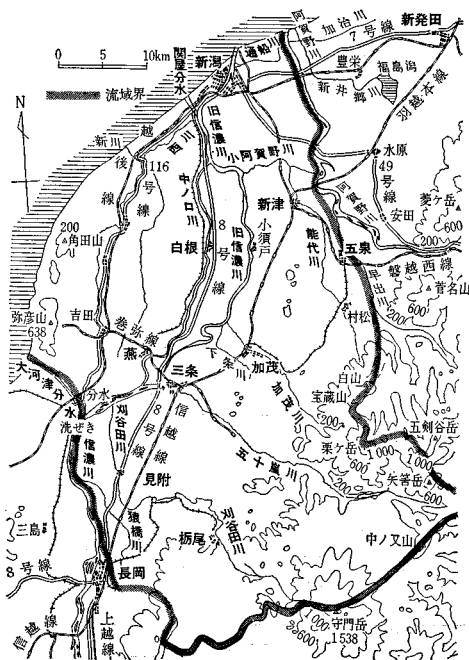
## 1. 関屋分水路事業概要

### (1) 旧信濃川と新潟

旧信濃川は、信濃川における昭和初期に完成した大河津分水の洗堰下流の旧川をさし、その流域面積 1555 km<sup>2</sup>、流路延長 59 km で、わが国有数の穀倉である蒲原平野を貫流し、新潟市を経て日本海に注いでいる。

この旧信濃川は、最近の社会的、自然的変遷にともない大幅な洪水流量の増大が予想され、その最下流部に位置する新潟市は洪水の危険にひんしている。その他新潟市周辺は、地盤沈下、海岸侵食等の自然的脅威と、河口港である新潟港の埋没、分断された東西新潟市の都市機

図-1 旧信濃川平面図



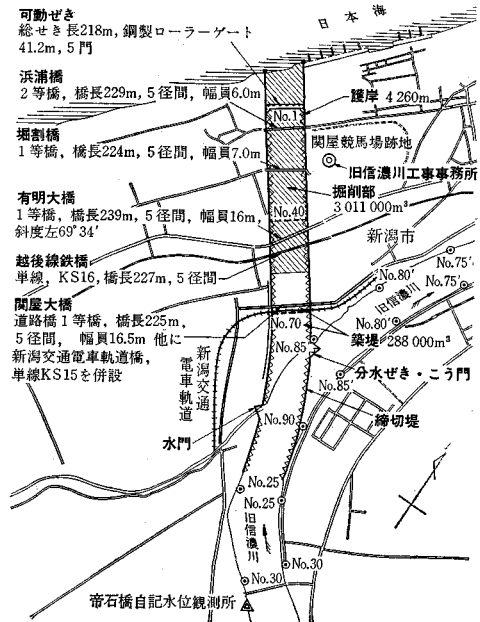
能のまひ等の社会的問題にさらされている。

このような諸問題に総合的に対処するものとして計画されたのが、関屋分水路計画である。

### (2) 関屋分水路計画概要

関屋分水路とは、旧信濃川の現川河口より 9 km の地点から新潟市西側に新水路を開削して、旧信濃川の洪水を直接日本海に放流しようとするものであり、その改修延長は 2.6 km、河川敷幅は 240~290 m 程度となる。分水路全体の掘削土量は約 370 万 m<sup>3</sup> におよび、河口部には水位、流量調節を主目的とした可動堰を、分派点には締切堤、分水堰等を設け、現川への洪水のしゃ断、平水量の確保をはかる。付帯工事の主要なものは、関屋大橋、有明大橋、堀割橋、浜浦橋ならびに越後線鉄道橋である。一方、本事業のため買収を必要とする土地は約 54 万 m<sup>2</sup> で、移転を必要とする家屋は約 660 戸におよ

図-2 関屋分水路平面図



\* 正会員 建設省北陸地建旧信濃川工事事務所長

写真-1 関屋分水路全景  
(日本海側から望む)

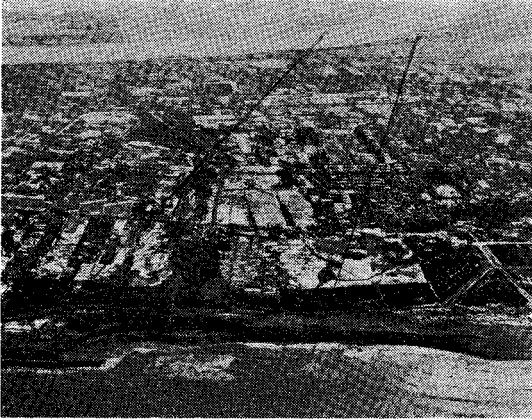
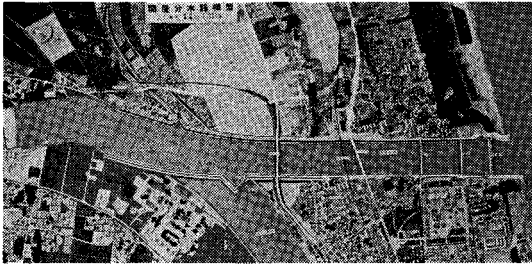


写真-2 関屋分水完成模型



んでいる。

### (3) 関屋分水路事業の経緯

関屋分水路事業は、昭和 38 年度新潟県において中小河川改修事業として着手されたが、計画の改訂、信濃川の一級河川指定にともない、昭和 40 年度に建設省の直轄河川改修事業に移管され、構想の提唱から約 150 年を経て、ようやく本格的な事業実施の運びとなった。

本事業の総事業費は約 160 億円であり、昭和 40 年度～昭和 43 年度の 4 ヶ年間で約 47 億円をもって、大半の用地買収と可動堰の掘削ならびに基礎工を施工し、昭和 46 年度中に通水することを目途に事業の実施がはかられている。

## 2. 関屋分水路の河道計画諸元

### (1) 計画高水流量

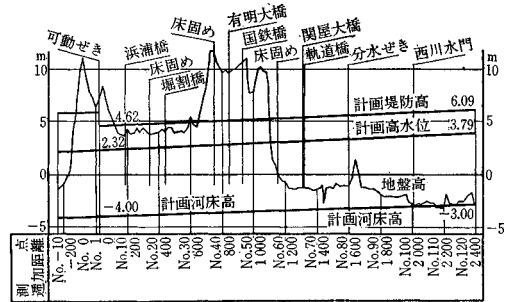
関屋分水路の計画高水流量は 3 200 m<sup>3</sup>/sec である。これは昭和 36 年 8 月洪水をもとに、流出解析および不定流による河道追跡計算の結果によるものである。

### (2) 河道縦断形状

#### a) 計画高水位

当初の計画では、洪水時河口部に設置する可動堰で分水路内の水位を堰上げて河床の安定をはかる、いわゆる堰上げ方式であった。その後、検討の結果洪水時には可動堰を開放する自然流下方式に変更したが、計画高水位は堰上げ方式のものをそのまま踏襲し、図-3 のごとく、可動堰地点 (No. 1) で TP+2.32 m とした。

図-3 関屋分水路計画縦断面図



#### b) 河口潮位

昭和 22 年～昭和 38 年までの旧信濃川河口潮位は、年最高潮位の平均値 +0.85 m、平均潮位 +0.35 m、年最低潮位の平均値 -0.15 m となっている。

#### c) 計画河床高

図-3 のごとく、分水路上流端 (No. 120) では TP -3.00 m、河口部の可動堰地点 (No. 1) では TP -4.00 m として、河床勾配 1/2 400 の直線変化とした。

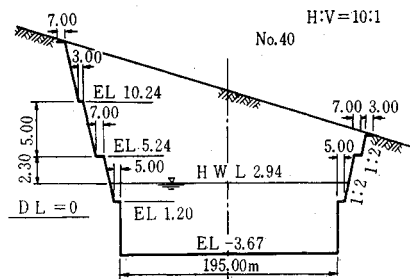
### (3) 河道横断形状

#### a) 計画低水路幅

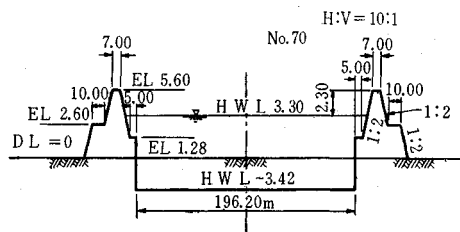
図-4 のように分水路上流端 (No. 120) で現川とほぼ同じ 270 m、中央部 (No. 60～No. 10) は 195 m、河

図-4 関屋分水路標準横断面図

#### (1) 切取部横断面図



#### (2) 築堤部横断面図



口部可動堰地点 (No. 1) で 218 m としている。

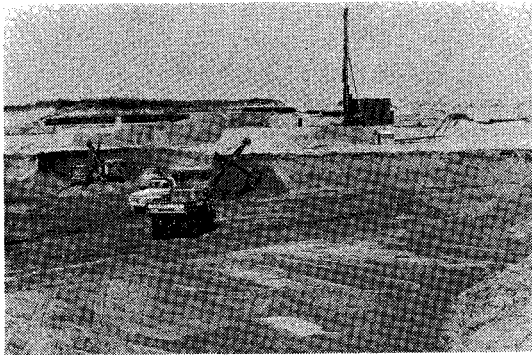
#### b) 余裕高

一般的な堤防余裕高として、計画高水位から 1.50 m をとり、さらに新潟市周辺の地盤沈下傾向を勘案し、今後 50 年間の地盤沈下余裕高として、堤防その他一般構造物は 0.80 m を、可動堰はとくに 1.60 m をとることとしている。

#### (4) 可動堰

河口部の可動堰はつぎのことを目的として設置される。

写真-3 掘削すすむ下流部の可動堰工事



- ① 河川短絡による上流平水位の低下を調整する。
- ② 現川下流と分水路の分流量を調整確保する。
- ③ 分水路よりの塩水遡上を防止する。
- ④ 河口よりの波浪の侵入を防止する。
- ⑤ 河口閉塞を防止する。

その構造は総延長 218 m、純支間 41.2 m、高さ 6.4 m 5 門の鋼製ローラーゲートを築造するもので、その基礎は径 1016 mm、長さ 15 m の鋼管パイルを予定している。

### 3. 関屋分水路事業の用地補償

#### (1) 買収および補償対象の概要

本事業のため買収を必要とする土地は、約 54 万  $m^2$  (16.3 万坪) である。また、移転を必要とする家屋は、病院、幼稚園、工場等を含む約 660 戸 (約 850 世帯) におよび、これら多数の移転家屋をどのようにとり扱おうかが、本事業実施の最大のポイントである。このため、建設省、新潟県および新潟市が三者一体となり、代替地のあっせん、仮住居の建設等の措置をとっている。

#### (2) 代替地のあっせん

本事業予定地に隣接する関屋競馬場跡地 (図-2) を新潟県が宅地造成し、このうち 14.2 万  $m^2$  (4.3 万坪) を買収地の宅地所有者に現所有面積を限度にあっせんし

ている。

そのあっせん方法は 198  $m^2$  (60 坪) 未満の宅地所有者については、現所有面積まで買収地価格で (等価交換)、198  $m^2$  以上の宅地所有者については、198  $m^2$  は買収地価格、198  $m^2$  を越える面積は代替地と買収地の差額決済 (等価交換) によりあっせんしている。

#### (3) 借地者、商店者の取り扱い

a) 法線内には約 130 世帯の借地者が居住しているが、そのうち、競馬場跡地購入を希望するものについては、借地権補償費 (一般的に土地代の 3 割) を頭金とし、残額を新潟県において長期低利 (10 年 7 分年賦償還) で分譲することとした。

b) 法線内には約 40 店の商店があり、競馬場跡地の商店適地にあっせんしている。なお、多数の家屋移転ともない顧客喪失の恐れのある法線外商店のうち必要のある者については、競馬場跡地に移転を認めている。

#### (4) 仮住居の建設その他

a) 新潟県が競馬場跡地に鉄筋アパート 2 棟 (48 戸) を建設し、移転期間中の仮住居として提供している。

b) 本事業と関連して、新潟県・市において、法線外の道路、公園等の公共施設の整備を推進している。

#### (5) 買収および補償の進捗状況

その実施状況は、昭和 41 年～昭和 42 年度の 2 ヶ年間に土地買収約 22 万  $m^2$  (全体の約 40%)、家屋移転 560 戸 (全体の約 85%) を実施することができ、昭和 43 年度中には法線内の用地補償の大半を概成できる予定で順調な推移を示している。

### 4. 関屋分水路周辺の地質、地盤沈下ならびに海岸欠漬

#### (1) 地質

分水路予定地のの上流部 (築堤箇所) は信濃川の氾濫原堆積層で、厚さ 5~7 m の軟弱な粘土または腐食土の層が深い砂層の上に堆積している。築堤に際しては、サンドパイル等による地盤改良を計画している。中、下流部 (掘削箇所) は砂丘地で、平均粒径 0.2 mm 程度の均質な砂で構成され、比較的大きな  $N$  値を示し構造物の基礎地盤としては適している。

#### (2) 地盤沈下

新潟市周辺の地盤沈下は、地下 300~800 m 付近の水溶性ガスを地下水とともに汲み上げること起因するも

ので、昭和 30 年頃から沈下が顕著となり、年間最大 1.2 m にもおよんでいる。その後、採取規制により漸時沈下は通減しており、分水路付近では最近 1 か年間の平均沈下量は 4.5 cm 程度であり、分水路計画では今後 50 年間で 0.8 m 程度の沈下と推定している。

### (3) 海岸欠漬

関屋分水路の河口の新潟西海岸は有名な侵食海岸で、この主なる原因は大河津分水による旧信濃川からの流出土砂の減少、離岸流による土砂の搬出ならびに天然ガス採取にとまなう地盤地下によるものといわれている。明治 22 年から昭和 30 年までの新潟西海岸の汀線の後退状況は、西突堤元付付近では最大 360 m にも達し、以西漸減している。

関屋分水路河口付近では局部的侵食がいちじるしく、昭和 38 年から昭和 41 年の年平均後退量は、15~20 m にもおよび、これから以西の年平均汀線後退量は 6 m 程度である。

関屋分水路完成後の河口付近の海岸の推移を、河川からの流出土砂量と海岸における欠漬量から推定するとつぎのとおりである。すなわち、分水路から 1 年間に流出する総土砂量 130 万 m<sup>3</sup>、有効堆積土砂量（同上のうち φ 34 μ 以上）61 万 m<sup>3</sup>、分水路河口付近 1 km あたりの年平均海岸欠漬量は 18 万 m<sup>3</sup> である。以上の数値より、河口付近では流出土砂量が欠漬量を上まわり、漸次砂州が発達することが予想され、40~50 年後には欠漬量と有効堆積量がバランスを保ち汀線方向に約 5 km、沖方向に約 300 m の砂州で平衡状態になる汀線は多少前進するものと推定される。

## 5. 関屋分水路の安定河床について

### (1) 概要

関屋分水路は 9 km の現川を 2 km に短絡するので、高水勾配は急になり、流速が増加し河床洗掘が予想される。

所定の流量を流過させる河道計画には、河幅および河床高の組合せにより種々できるが、関屋分水路は、市街地を開削するので河幅は 200 m 前後に決められた。この決められた河幅に対して種々の河床高、流量における流砂量を計算し、いかなる流量が将来の河床形成に支配的か、いかなる河床が最も安定した河床であるかを求め、これに近い値を前述の計画河床高と定めた。

### (2) 流砂量計算

流砂量計算は、後述の河床変動量計算の予備計算である。総流砂量は不等流計算、掃流砂量計算、浮遊流砂量

計算により算出される。

#### a) 計算式

##### ① 不等流計算式

$$H_2 = H_1 + \frac{\alpha Q^2}{2g} \left( \frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right) + \frac{1}{2} \left( \frac{1}{R_1^{4/3} A_1^2} + \frac{1}{R_2^{4/3} A_2^2} \right) n^2 Q^2 \Delta x$$

##### ② 掃流砂量計算式（土研式）<sup>1)</sup>

$$q_B = \frac{(\tau_0/\rho)^{3/2}}{(\sigma/\rho - 1)g} \varphi F(\tau_0/\tau_c)$$

$$Q_B = Bq_B$$

ただし  $\varphi = 0.623 (n > 0.025)$   $\varphi = 0.623(40n)^{-3.5}$   
( $n < 0.025$ )

$q_B$ : 単位幅当りの掃流砂量 (m<sup>3</sup>/sec·m)

$\tau_0$ : 掃流力 =  $\rho ghI_e$

$\tau_0/\rho$ :  $U_*^2$  ( $U_*$ : 摩擦速度)

$\rho$ : 水の密度

$\tau_c$ : 限界掃流力

$\sigma/\rho$ : 砂礫の比重

$Q_B$ : 流砂量 (m<sup>3</sup>/sec)

$\tau_c$  は岩垣公式より求め、この際用いる砂礫の平均粒径 (60% 粒径) は分水路で 0.0197 cm、現川で 0.0446 cm とし、これより

$$\text{分水路: } \tau_c/\rho = 2.185 \text{ (cm/sec)}^2$$

$$\text{現川: } \tau_c/\rho = 2.887 \text{ (cm/sec)}^2$$

##### ③ 浮遊砂量計算式

$$q_s = ch^2 I_e \quad Q_s = Bq_s$$

ここに  $q_s$ : 単位幅当り浮遊砂量 (m<sup>3</sup>/sec·m)

$c$ : 実測より求める比例係数

$I_e$ : エネルギー勾配

$h$ : 水深

$Q_s$ : 浮遊砂量 (m<sup>3</sup>/sec)

ここで  $c$  は、現川の帝石橋における実測値として 図—

図—5 旧信濃川（帝石橋地点・昭和 41 年 9 月）における  $q_s - R^2 I$  曲線図

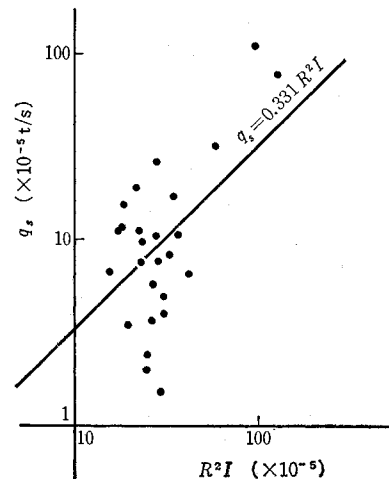
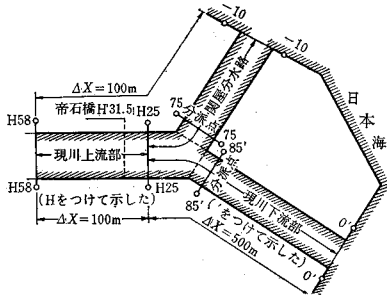


図-6 計算区間概要図



5 のように  $c=0.311$  (t/sec 単位),  $c=0.125$  ( $m^3/sec$  単位) を用いた。

b) 計算方法

① 計算は図-6のように現川上流部, 現川下流部, 閩屋分水路の三つの区間に区分し, 現川下流部・上流部の 12.8 km 区間および閩屋分水路・現川上流部の 6.0 km 区間について行なう。

② 計算の区間距離  $\Delta x$  は現川下流部は 500 m, その他の区間は 100 m 間隔とした。

③ 断面は現川下流部は現状断面, 閩屋分水路は計画断面, 現川上流部は現状断面を基準とし, 断面特性は標高 0.5 m ごとに作成した。粗度係数は 0.0275 とした。

④ 河口水位は現川下流部の (No. 0') 閩屋分水路の (No. -10) において, 前述の TP+0.85 m, +0.35 m, -0.15 m とした。

c) 計算結果および考察

本計算により, 旧信濃川の現状と閩屋分水路完成後の状況について, つぎの諸点を把握することができた。

① 分水路開削による水位低下: 現状と分水路を開削した場合のそれぞれの水位を帝石橋地点で比較すると, 河口水位 TP+0.35 m, 計画高水流量 3 200  $m^3/sec$  で, 約 1.10 m の水位低下となり, 分水路開削による効果はいちじるしい。また流量の大きいときには, いずれの場合においても河口水位が帝石橋水位に与える影響は比較的少ない。

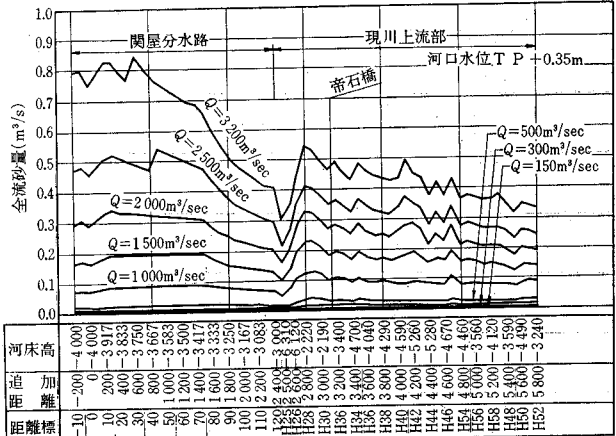
② 分水路および現川上流部の流砂量: 分水路, 現川上流部の各断面の流砂量は図-7のとおり, 大流量では分水路区間はその上流部区間に比べて大きく, 1 000  $m^3/sec$  でほぼ同じとなり, それ以下の流量では逆に上流部の流砂量が大きくなる。

③ 分水路開削による現川上流部の流砂量の変化: 現状と分水路を設置した場合の現川上流部の流砂量を帝石橋地点で比較すると, 1 000  $m^3/sec$  以上の流量に対しては現状の約 1.4 倍程度となり, 河床低下が予想される。

(3) 河床形成流量

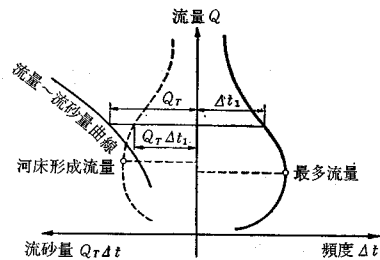
計画河道に長年にわたる実績流量を継続的に与え, 各

図-7 閩屋分水路全流砂量縦断面図



断面の流砂量の流入流出を累積して最終的に安定する河床を見出すことが望ましいが, この常に変動する実績流量にかえてある一定流量を与えて安定河床が見出しえれば, この流量が河床形成流量といえる。閩屋分水路では Schaffernak の方法<sup>3)</sup>(模式 図-8 参照)による河床形成流量を求め, 500  $m^3/sec$  とした。

図-8 Schaffernak の方法による河床形成流量計算模式図



実際の計算手順はつぎのとおりである。

- ① 帝石橋における流量頻度を求める。
- ② 分水路 No. 75, No. 85, 現川上流 No. H39 の 3 断面で河口水位 TP+0.35 m の場合の流量-流砂量曲線を求める。
- ③ 各断面で②×①を求める。
- ④ 以上の結果は図-9のとおりである。

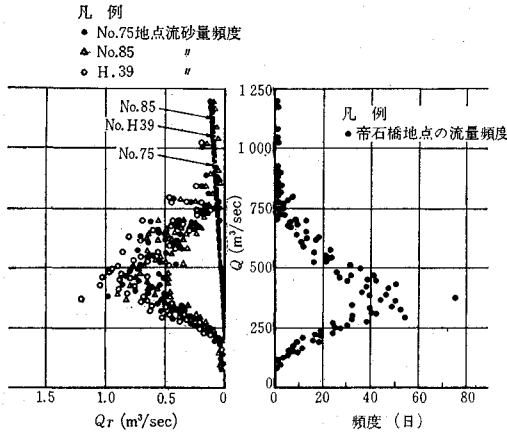
図-9より各断面での流砂量 ( $Q_T$ ) が最大となる流量 ( $Q$ ) が河床形成流量であり, 概略 450  $m^3/sec$  となる。河床変動量計算においては, この値よりやや大きい 500  $m^3/sec$  を用いた。

(4) 河床変動量計算

a) 計算方法

① 計算の対象となる流量時系列は, 帝石橋地点における 5 ヶ年間 (昭和 36 年~昭和 40 年) の実測日流量, 前述の河床形成流量 500  $m^3/sec$ , および計画高水波列

図-9 No. 75, No. 85・H 39 地点の河床形成流量



(ピーク流量 3 200 m<sup>3</sup>/sec, 継続時間 38 h) とする。

② 計算区間は分水路および現川上流部区間をそれぞれ 1 区間とし, 分水路完成後の現川上流部への流入流砂量は, 現状における現川上流部区間の平均流砂量とした。

なお, 堆積高計算は次式による。

$$\Delta Z = \frac{(QT' - QT)\Delta t}{B \cdot L} \frac{1}{(1 - \lambda)}$$

$\Delta Z$ : 堆積高 (m)

$QT'$ : 当該区間への流入流砂量 (m<sup>3</sup>/sec)

$QT$ : 当該区間からの流出流砂量 (m<sup>3</sup>/sec)

$\Delta t$ : 時間 (sec)

$B \cdot L$ : 区間底面積 (m<sup>2</sup>)

$\lambda$ : 空げき率 (30%)

④ 河床勾配を 1/2 400, 1.1/2 400, 1.4/2 400, 1.5/2 400 の 4 種類に考えた。

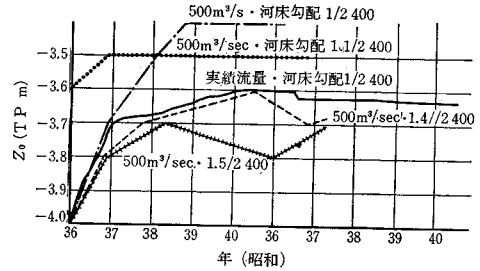
⑤ 河床高 0.5 m 間隔について流量と流砂量の関係を前項の計算により求めておき, 積算した堆積が ±0.10 m に達すれば, つぎの河床として ±0.10 m 平行移動し, 流量一流砂量曲線を内そうして計算をくりかえす。

⑥ この手順をくり返し, 河床高がほぼ一定値に収れんした場合, それが求める平衡河床である。

b) 計算結果および考察

① No. 0 で TP-4.0 m, 河床勾配 1/2 400 の河道について, 5 カ年間の実測流量を与えた場合 図-10 に示すとおり約 4 カ年で安定し, No. 0 で TP-3.6 m になる。河床形成流量 500 m<sup>3</sup>/sec を無限時間与えた場合も 図-10 のとおり約 3 カ年で -3.4 m に収束する。すなわちいずれの計算によっても No. 0 において TP-3.5

図-10 実測流量または 500 m<sup>3</sup>/sec を継続的に与えた場合の河床の推移



m 前後が平衡河床としてえられる。

② 河床勾配を若干変えた場合は, 500 m<sup>3</sup>/sec についてのみ計算したが, 結果は上記と大差はなかった (図-10)。

③ 計画高水波型を与えた場合は, 同述の初期河床に対して 3~5 cm 程度の洗掘であり, これは予想より小さい値である。

④ 5 カ年の実測流量を与えた場合, 現川上流部は分水路が平衡に達する約 4 カ年間に 0.40 m ほど洗掘される。

## 6. 結 論

関屋分水路事業は新潟市周辺の再開発に大きく資するものである。本文においては, その事業の概況, 計画の諸元, 地盤沈下・海岸欠漬等の現況と推移, ならびに事業実施上特に円滑に推移している 660 戸におよぶ用地補償の内容等について述べるとともに, 特に放水路は河川の短絡による河床洗掘の恐れがあるので, 検討を加えた安定河床の問題について詳述した。関屋分水路の計画河床は, 河床幅おおむね 200 m, 河床高 No. 0 で -4.00 m, No. 120 で -3.00 m 河床勾配 1/2 400 のものであるが, このような河道に 5 カ年間に (昭和 36 年~昭和 40 年) の実測流量を繰り返し与えた場合も, いわゆる schaffernak の河床形成流量 500 m<sup>3</sup>/sec を無限に与えた場合もいずれも平衡河床はおおむね No. 0 で -3.50 m 程度となり, 局部的洗掘等を考慮すれば計画河床はおおかた妥当なものといえよう。

## 参 考 文 献

- 1) 水理公式集: 佐藤・吉川・芦田公式, 土木学会, 昭和 38 年, p. 112
- 2) 吉川秀夫: 河川工学, 朝倉書店, 昭和 41 年 6 月 20 日, p. 137 (1968.7.18・受付)