

黒部川・昭和27年7月1日洪水の水理学的実態解析について

高瀬 信忠* 布本 博**

On Analysis of the Hydraulic Actual Condition of the flood in the Kurobe River in July 1, 1952

by

Nobutada TAKASE and Hiroshi NUNOMOTO

The design flood discharge of the Kurobe River was determined 4200 m³/sec in 1937, when the improvement of the river was planned. At that time, there were few data for hydraulics and hydrology, and there were only 41 data obtained by observation of the discharge from April to July, 1935. From these data, the stage-discharge curve was calculated and the discharge was decided as 4200m³/sec in consideration of the factor of safety. Accidentally in July 1 1952, the biggest flood in past occurred at Aimoto Weir, and although the max. flood discharge was estimated as about 4870 m³/sec, there were a few data for hydraulics and hydrology.

In this paper, with these a few data, we studied the actual condition of this flood concerning hydraulic side, and estimated the max. flood discharge. Moreover, in company with inspecting on the propriety in big flood of the stage-discharge curve that we usually use to estimate the hydrograph, we wish to obtain the basic data for the sake of the rational river planning.

1. はじめに

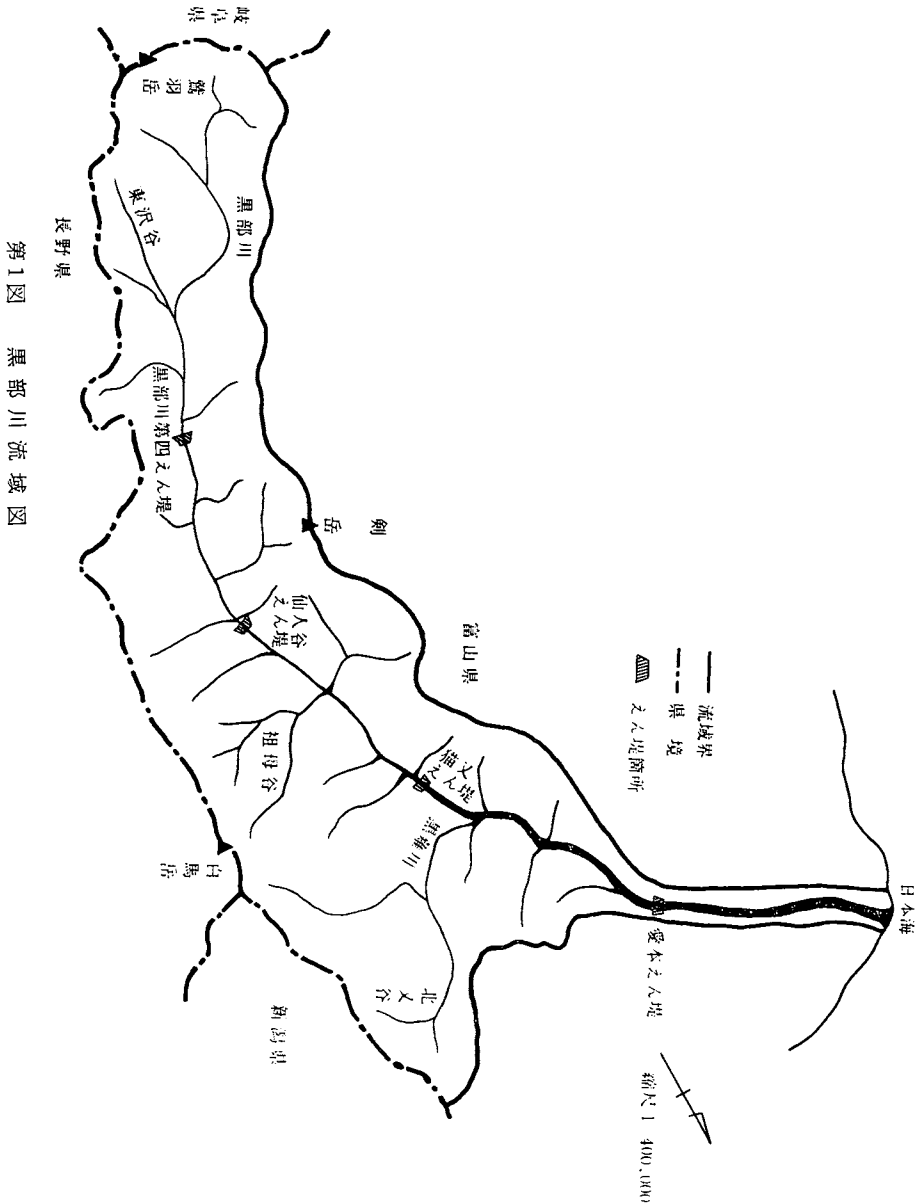
計画高水流量は、河川の改修工事を実施するに当って最初に定められ、かつその規模を決定する最も重要なものであるといわなければならない。わが国河川の計画高水流量は時代の経過とともに過去より増加しているが、その原因としては、流域の変ぼうあるいは河川の改修により最大洪水流量が増大したことのほか、その工事を施工することのできる社会的、経済的背景に大きく支配されてきたことも重要な一因であろうと思われる。

黒部川の計画高水流量は、昭和12年改修計画当時に決められたが、当時は水理水文資料がほとんどなく、昭和10年4月から7月までの間に流量観測を実施した41個の資料から水位～流量曲線を算出し、これに既往最大水位（昭和9年7月1日）痕跡より3,400m³/secを得て、さらに安全率をみて愛本堰堤地点において4,200m³/secと決定されたものである。たまたま昭和27年7月1日と昭和44年8月11日に既往最大の2大洪水があり、愛本堰堤では計画高水流量をはるかに突破したと推定され、計画高水流量の再検討が必要となったが、後者の洪水については観測体制も整っていたので非常に貴重な水理水文資料が得られたけれども、前者の洪水については同資料がほとんど得られていなか

* 土木工学科 ** 石川工業高等専門学校

った。そこで当時の最大流量を求める水理模型実験を行なった結果¹⁾、愛本堰堤地点で約 3,000m³/sec と僅小な最大流量となって推定された。しかしこの値は、愛本堰堤付近において射流か、もしくはそれに近いと思われる流水の状態における本洪水の最大流量を模型実験で推定しようとするところに大きな問題点があるようである。したがって本解析により、既往最大洪水の1つである昭和27年7月1日洪水の実態を水理的に究明し、ハイドログラフの推定に用いている水位～流量曲線の大洪水時における妥当性を検証するとともに、合理的な河川計画の基礎資料を得ようとするものである。

2. 流域の概況



黒部川は第1図に示すとおりで、その源を中部山岳の富山県上新川郡大山町鷲羽岳(標高2,924m)に発し、飛驒山脈とその前山たる立山連峰との間を一大峡谷をなして北流し、途中の大小180余りの溪谷をあわせて、約71kmばかりで愛本に達して平野部に出る。そして平野部で河道を拡大しながら北西に流れ、約14kmにて日本海に注ぐ流域面積約682km²、流路延長約85kmで、山地率約97.1%、平地率約0.8%、水路面積約2.1%という本邦有数の急流河川の1つである。なお、河川は山岳地帯を貫流している関係上、地勢が急峻にして兩岸は巨岩が吃立して雄大な峡谷をなしており、とくに、山間部は年雨量4,000mm以上の地域に属しているため、水量が豊富である。さらに河床勾配が急であるため、水力発電の好適地にもなっており、下流平野部(愛本から河口までの14km区域)は自己の形成した扇状地で、その河床勾配は約1/80~1/120を呈し、平均粒径も15~20cm位に及ぶ砂礫群で構成されている。

3. 昭和27年7月1日洪水の水理学的解析

第2図は不等流計算における断面、すなわち、横断測量位置図を示したものであるが、少ない当時の水理資料をもとに、いろいろの角度から本洪水の実態を水理学的に究明解析してみよう。

(1) 愛本橋付近が射流か、または、それに近い流れとなっていると思われるが、当時の写真による判定

必ずしも最大流量時のものとは限らないが、北陸電力魚津電力所によって撮影され保存されている当時の記録を調べてみると、写真1は愛本堰堤下流からみたものであり、堰堤越流部下流は構造上射流となっていることは明らかである。写真2、3は堰堤上流より、写真4は愛本橋付近のもので、写真1から写真2~4を類推して、射流か、またはそれに近い流れとなっているように思われる。

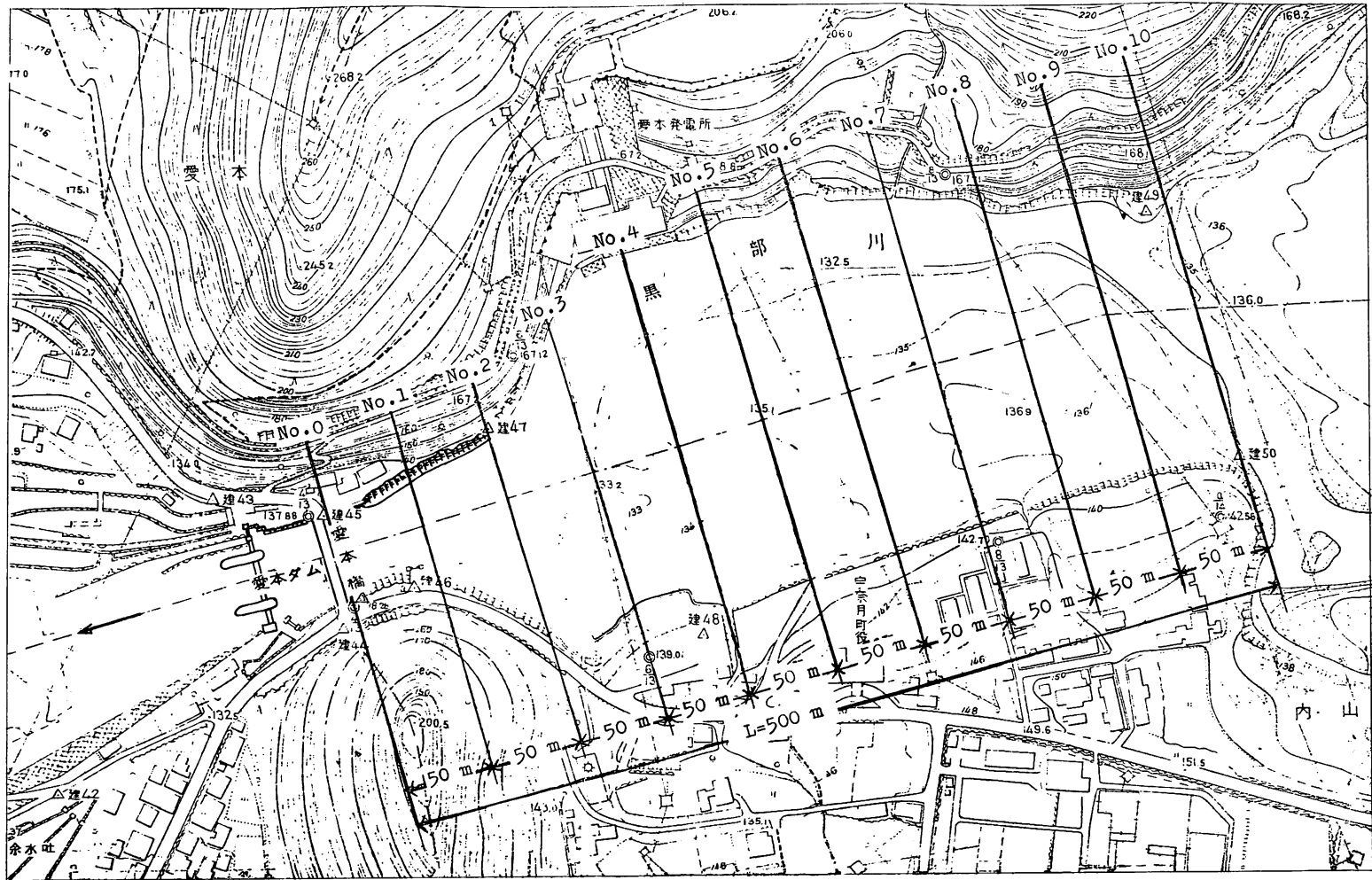
(2) 第2図のNo. 2地点における痕跡水位からの推定

洪水当時の確かな痕跡水位は愛本橋(No. 0)上流は非常に少なく、ほとんどないような現状であるが、No. 2の左岸においては道路面高さとの関係などから痕跡水位が認められ、調査の結果、EL. 139.00mとなった。したがって、No. 0とNo. 2の100m間で0.48m(No. 0愛本橋左岸側橋台自記量水標位置の痕跡水位EL. 138.52m)の差があることになるが、No. 0が狭穿部になっていることなどから考えて、この間が常流で流れたとすると水理学的にみても不合理なことになり、どうして射流、またはそれに近い流速の早い流れでないと説明できないことになる。

(3) 第2図のNo. 4地点における調査された痕跡水位からの推定

No. 4の左岸側における関西電力愛本発電所の痕跡水位は明確なものではないが、当時この付近の洪水位を観察した人の話によって測量してみると、約EL. 139.20m程度となっている。しかし、これは最高水位時であるかどうかは不明で、恐らく最高の水位ではないものと思われる。なお、No. 4においては断面が非常に大きくなっており、したがって、死水域の関係などもあるが、この部分ではほぼ常流になっているものとも考えられる。同じようなことが河幅が広がっているNo. 2より上流についてもいえることである。そこで、 $Q=4,870\text{m}^3/\text{sec}$ (ハイドログラフの推定に用いている水位~流量曲線を延長して、痕跡水位より愛本堰堤地点での最大流量を計算してみると、 $Q_{max}=4,870\text{m}^3/\text{sec}$ となる)として、No. 2の痕跡水位139.00mより出発して常流として不等流計算を行なった結果が第3図に示してあるが、不等流計算には次式を用いた。

$$h_0 - h_1 = i_1 l_1 - \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{A_0^2} - \frac{1}{A_1^2} \right) - \frac{n^2 Q^2 l_1}{2} \left(\frac{1}{R_0^{4/3} A_0^2} + \frac{1}{R_1^{4/3} A_1^2} \right) \quad (1)$$



第2図 不等流計算における断面（横断測量位置図）

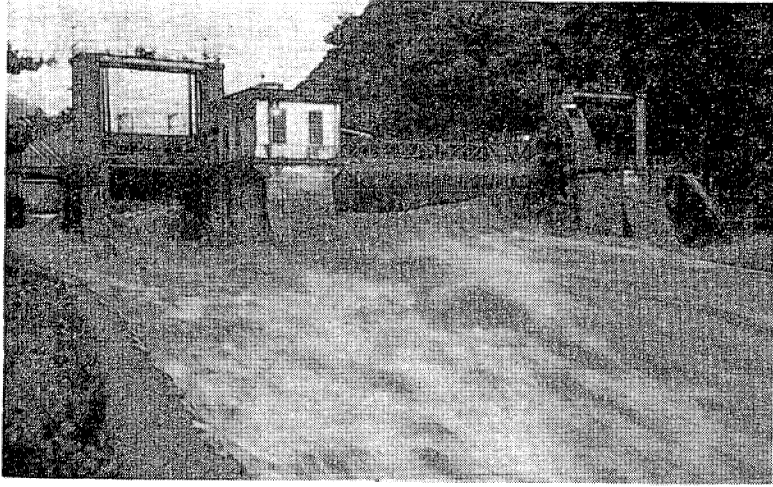


写真1 愛本堰堤下流より望む(6月30日, 18時30分)



写真3 愛本堰堤上流左岸より望む(7月1日, 10時)

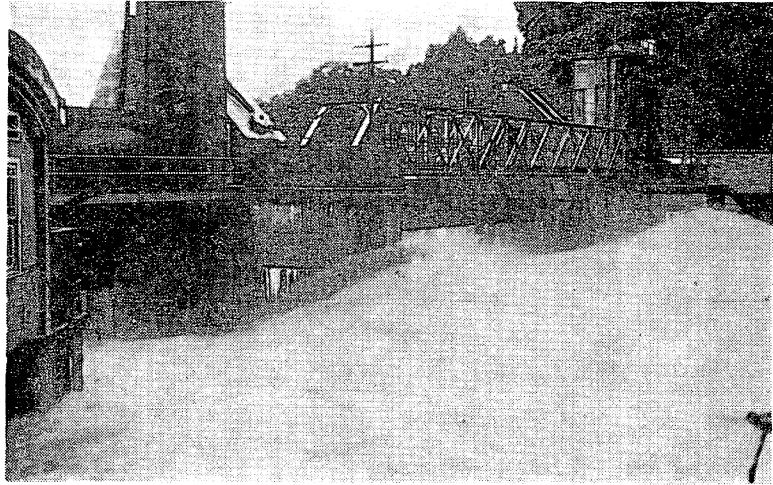


写真2 愛本堰堤上流左岸より望む(6月30日, 18時30分)

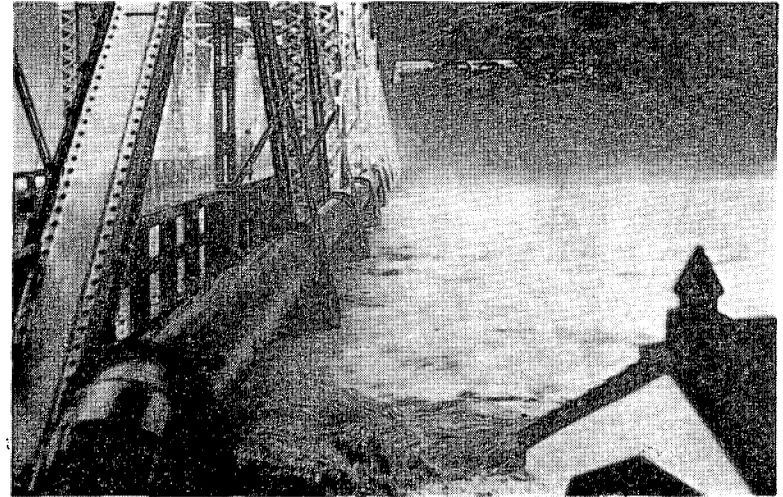
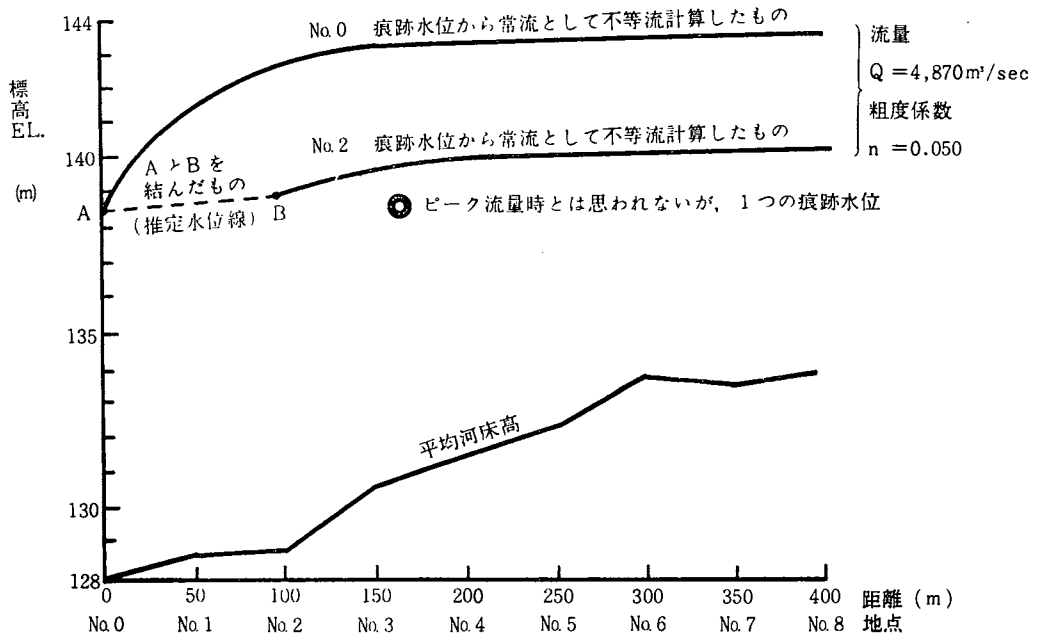


写真4 右岸より愛本橋を望む(7月1日, 10時)



第3図 不等流計算図

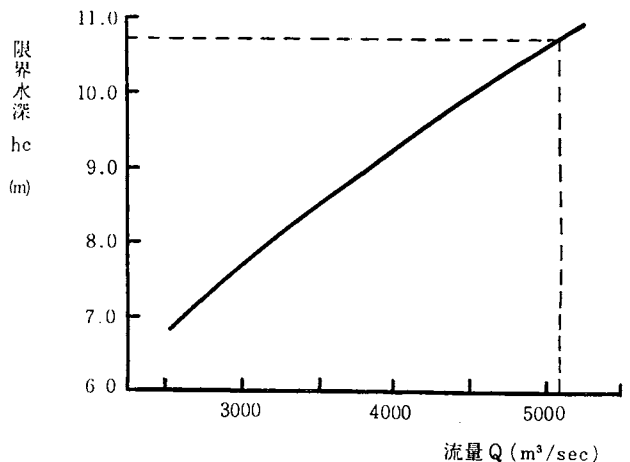
ここで、 h : 水深, i : 河床勾配, l : 断面間の距離, Q : 流量, A : 流積, R : 径深, n : 粗度係数で, Suffix の 0 と 1 は, それぞれ下流側および上流側である。なお, No. 0 の痕跡水位 138.52m から出発して, 同じく $Q=4,870\text{m}^3/\text{sec}$ の場合について常流とした時の不等流計算による水位も同じく第3図に示してあるが, No. 0 と No. 2 間において水位が異常に高くなっていることからみても, No. 0 と No. 2 の間が常流で流れたと考えるのは明らかに不合理であることがわかるであろうと思われる。

(4) 限界水深と流量との関係

No. 0 付近の流れがほぼ射流状態とすればその水深, すなわち, 限界水深 (断面は矩形に近い) は次式で与えられる。

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}} \quad (2)$$

ここに, h_c : 限界水深, g : 重力の加速度, B : 河幅, Q : 流量である。第4図は(2)式の限界水深と流量との関係を描いたものであるが, No. 0 における平均河床高は 127.83m で水深は 10.69m となり, 図より限界状態の流量は約 $5,100\text{m}^3/\text{sec}$ となることからみても, $4,870\text{m}^3/\text{sec}$ の洪水流量が流れたということは十分に推定できるものと思われる。



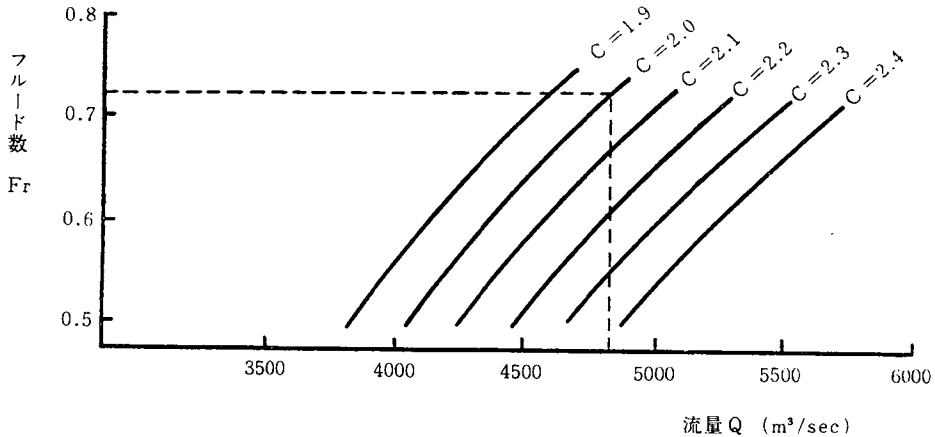
第4図 限界水深と流量との関係

(5) 越流量公式による検討

堰堤からの越流量公式は次式で与えられる。

$$Q = CBH^{3/2} \quad (3)$$

ただし、 Q ：越流量、 C ：越流係数、 B ：越流堰堤幅、 H ：越流水深である。(3)式によって完全越流として接近流速を考慮し、 F_r （フルード数）と Q との関係を示したのが第5図である。



第5図 堰堤越流式による $F_r \sim Q$ 関係図

越流係数を2.0とすれば流量 $4,870 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対する F_r は、第5図より堰堤上において0.82である。また各断面の F_r はつぎのとおりである。

(1) No. 0

$$\text{流速 } V = 4,870/540 = 9.02 \text{ m/sec} \quad F_r = 9.02 / \sqrt{9.8 \times 10.69} = 0.88$$

(2) No. 1

$$V = 4,870/653 = 7.46 \text{ m/sec} \quad F_r = 7.46 / \sqrt{9.8 \times 9.84} = 0.76$$

(3) No. 2

$$V = 4,870/1,013 = 4.81 \text{ m/sec} \quad F_r = 4.81 / \sqrt{9.8 \times 9.85} = 0.49$$

(4) No. 3

$$V = 4,870/1,690 = 2.88 \text{ m/sec} \quad F_r = 2.88 / \sqrt{9.8 \times 8.60} = 0.31$$

(5) No. 4

$$V = 4,870/1,814 = 2.68 \text{ m/sec} \quad F_r = 2.68 / \sqrt{9.8 \times 8.20} = 0.30$$

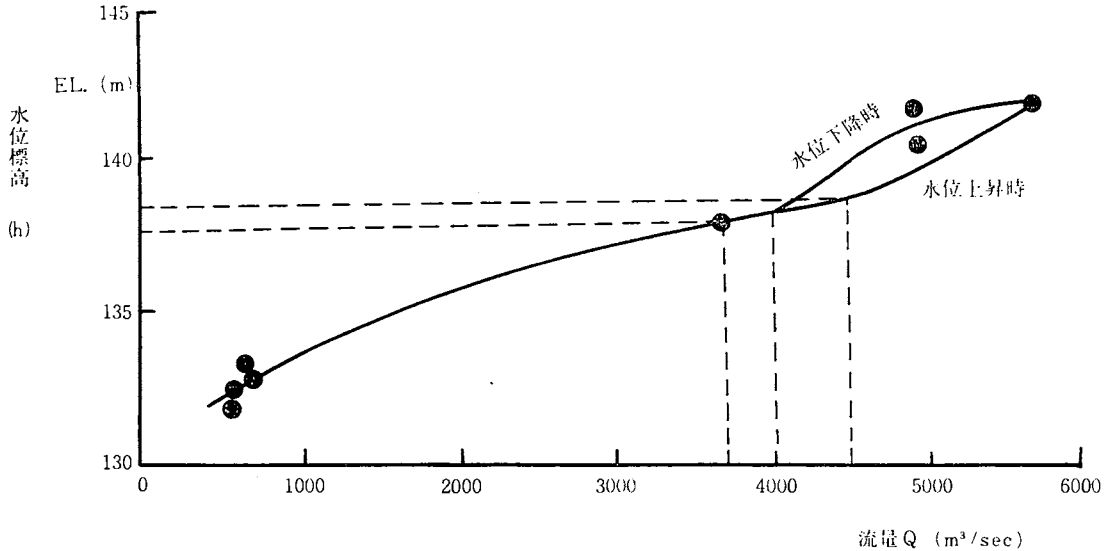
(6) No. 5

$$V = 4,870/1,565 = 3.11 \text{ m/sec} \quad F_r = 3.11 / \sqrt{9.8 \times 7.60} = 0.36$$

これらの結果は全断面が有効に流れたとした場合のものであって、実際は死水域の問題などもあり、 F_r が計算値よりある程度大きくなっているであろうと考えられる。これらのことより、No. 2地点から下流は射流か、またはこれに近い流れであり、そして、No. 2地点から上流は断面が急拡していることからみて常流か、またはそれに近い流れであるように思われる。以上のことから総合的に考察すれば、昭和27年7月1日洪水の最大流量を約 $4,870 \text{ m}^3/\text{sec}$ と推定することは、ほぼ妥当な値であると判断すべきものと思われる。

4. ハイドログラフの推定に用いている水位～流量曲線 ($h\sim Q$ 曲線) の検証

愛本堰堤は昭和6年に建設され、水位(h)から流量(Q)の推定には第6図を用いて現在に至っているが、この $h\sim Q$ 曲線の根拠については、この曲線を作成するに当たって堰堤からの越流公式により越流係数 C などを仮定して Q を求め、比較的低位の低い幾つかの実測値などによって検証している



第6図 $h\sim Q$ 曲線および近似的な流量観測値

ものと思われる。しかし現在のところ、現地などで調べても何ら明確な資料はない現状である。したがって、われわれは次のようにして近似的にこの曲線の妥当性を検証した。

(1) h に対する Q の対応

建設省黒部工事々務所の観測および調査結果によると²⁾、愛本堰堤の上流約6.3km地点に宇奈月量水標(愛本堰堤との残流域54km²)があるが、そこでは流量観測により作られた $h\sim Q$ 曲線があり、昭和40年度以降8つの洪水ピーク付近が愛本堰堤水位と対応させて考察することができるので、同堰堤地点で宇奈月量水標地点での流域比で流量を拡大して考えた。すなわち、愛本堰堤地点での流域面積÷宇奈月量水標地点での流域面積=667.0÷613.0=1.09が流域比となるわけである。第6図には以上のようにして推定された愛本堰堤の流量と、それに対応すると思われる同堰堤水位の関係を示してあるが、流量が大きい4つの資料は昭和44年8月11日洪水、流量の最も小さい資料は昭和41年7月12日、他の残り3つは流量の大きい順に昭和40年7月18日、同年9月18日および同年7月13日洪水によるものである。

(2) ハイドログラフの推定に用いている $h\sim Q$ 曲線を延長して考えた場合の検証

近似的には愛本堰堤地点での実測値に相当すると考えられるこれら8つの資料で、従来からハイドログラフの推定に用いられている $h\sim Q$ 曲線を延長して考えた場合に、同延長曲線の一番下の部分における4つの資料と、そして、約3,800m³/secに近い4番目に流量の大きい資料をにらんで曲線を書くとなれば、現在用いているこの $h\sim Q$ 曲線にならざるを得ないものと考えられる。したがって、流量 $Q=4,000$ m³/secまでのハイドログラフの推定には洪水時においても、やはり現地で使用している曲線を延長した第6図による $h\sim Q$ 曲線がよろしいものと思われる。それ以上の流量値に対しては、第6図にプロットされている3つの資料から考えてみると、水位の上昇時と下降時に分けて考

えた同じく第6図に示した曲線がよろしいのではないかと思われる。なお、この曲線から昭和27年7月1日洪水痕跡水位による最大流量は約 $4,500\text{m}^3/\text{sec}$ となって算出される。

5. む す び

われわれは非常に少ない資料をもととして、本洪水の実態を幾つかの水理学的な面から検討し、愛本堰堤地点はとくに狭穿部になっていることなどから、この付近では射流か、または、それに近い流れとなっていると思われること、そして、その時の最大流量が約 $4,870\text{m}^3/\text{sec}$ 位が流れたのではないかということが十分に推定できることを示した。一方、当時を上廻る昭和44年8月11日洪水による観測値に近いと思われる2, 3の流量資料から $h\sim Q$ 曲線を検討し、痕跡水位から調べてみると約 $4,500\text{m}^3/\text{sec}$ 位となって推算されたが、これらの推定値に対して、われわれとしての見解を示した積りである。昭和27年7月1日洪水は実際にどれ位の最大流量が流れたかの実態究明は非常に難しい問題であって、20年を経過した今日まで水理模型実験を除いて、その究明はなされていなかったのであるが、同模型実験では粗度係数 n の変化による影響、接近流速などの影響も河床勾配を急にすることによって配慮されているけれども、模型では上流側280mの範囲しかとられていないが、流量の加速度による影響などを考えると短か過ぎるようでもあり、さらに堰堤上流が常流か射流かの検討を先ず行なってから実験すべきものと思われる。

黒部川の過去における比較的大きな洪水としては、昭和27年および44年以外に昭和9年、32年、34年などが記録されているが、いずれも前線性の豪雨に基因しており、台風性豪雨による出水は少ないのであるが、昭和27年7月1日洪水は痕跡水位からみると、当時までは異常な既往最大洪水となっており、その時の最大流量を把握する水理学的な実態解析は、当時の水理水文資料がほとんどなかったことなどからあまり究明されていなかったことは前述のとおりである。しかし、昭和44年8月11日洪水は愛本堰堤地点において、本洪水をはるかに上廻る約 $5,670\text{m}^3/\text{sec}$ と推定されている²⁾が、この時は観測体制もかなり整っていたので貴重な水理水文資料も得られ、その実態解析を比較的容易にしていたわけである。今後は、これら両洪水が計画高水流量の改訂など治水計画上の基礎的資料になるものと考えられるが、本研究は黒部川治水計画の合理化に寄与するところが大きいものと思われる。

最後に本研究は、建設省北陸地方建設局の委託研究費および文部省試験研究費による研究成果の一部であり、資料の収集に当って全面的な御援助を受けた建設省北陸地方建設局、とくに黒部工事々務所の担当者各位、ならびに計算などに当って御援助願った当時学生の鈴木秀利（水資源開発公団試験所）君に対して、深甚の謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所：黒部川愛本堰堤洪水流出量水理模型実験報告，昭和40年2月
- 2) 建設省黒部工事々務所：昭和44年8月豪雨による黒部川災害概況，昭和44年12月

(昭和48年5月17日受理)