



Title	洪水到達時間の推定に関する実験について
Author(s)	大坪, 喜久太郎; Ostubo, Kikutaro; 尾崎, 晃 他
Citation	北海道大學工學部研究報告, 16, 15-43
Issue Date	1957-06-05
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/40598
Type	departmental bulletin paper
File Information	16_15-44.pdf



洪水到達時間の推定に関する実験について

大 坪 喜 久 太 郎

尾 崎 晃

(昭和 32 年 2 月 28 日)

An Experimental Research on the Presumption of Flood Flow Velocity

Kikutaro OSTUBO

Akira OZAKI

Abstract

In recent years, many researches on the presumption of the propagation of flood wave has been done in theory and experiment. However, the phenomena of so called flood wave is very complex in its nature, and especially in natural rivers various factors, either known or unknown, must be considered. Therefore, the actual problem of flood flow velocity is difficult to solve by means of the theoretical method only. Still more, methods of theoretical calculations are supported in many points by the hydrological data obtained from observations and surveys. So the lack of these data makes it hopeless to find the solution of the equation. Whereas, in our country, especially in Hokkaido, there are few rivers which have complete hydrological data during long years, and complete measuring equipments, for instance automatic waterlevel recorder, automatic raingage, etc. In spite of these facts, we are often required to find the velocity of flood flow in such rivers to apply for field practices.

In this report, one kind of practical method which will be applied at once to such rivers is described. These experimental investigations have been carried out in the Tokachi and the Sorachi River in Hokkaido.

I. 概 説

治水, 利水, 防災上からは勿論のこと, 水力の開発された河川に於いては上流, 下流各発電所相互運転の関係上から, 又は調整池の規模決定等の問題上から, 洪水が河道を流下して行く時間を知ることは非常に重要な問題である。

従つて従来より此の問題に関しては多数の理論的及び実験的研究が発表されている。然し自然河川を流下する洪水は非常に複雑な多くの自然的要素の函数であつて, ある一つの河川に適用して良く合う方法が他のどれにも適用出来るとは限らず, 又理論的には整然と解決されて

も、それは多くの因子を無視している為に実用上の見地からは更に研究の余地がある等、この問題全体を包含するような完全解決方法は未だ得られていない。

現在までに発表されている理論的解法はそのいずれの方法による場合にも多少の差はあれその適用されんとする河川には予め相当に完備した観測施設が存在し、又何等かの基礎的水文資料が得られていると云うことを前提としているか、或いは又場合によつてこれを不可欠の条件としている。従つてこれ等の既往の水文資料が極めて少ないか又全く無いような原始河川、殊に山間の上流部に対してはそれらの方法は直ちに適用することは困難なようである。

しかるに一方開発はその様な事情とは別個に進められ、殆んど準備の出来ていない現状から直ちに実用上役立つ結果を引出したいと云う無理な要求を示す場合が特に北海道に於いては多いように思われる。本文はこの様な事情の下で考えられ、試みられた近似法である。しかし実用上かなりの信頼性がもてるものと思う。

洪水とは水理学的に言えば河川に於ける一つの大きな不定流の現象であつて、ある一地点に停つて観測すれば其の地点の水位は刻々と上昇又は下降し、又ある一瞬について全体の姿が見渡せたものとすれば、河川のある長さの区間に亘つて水面が洪水の起る以前のそれに較べて次第に隆起し又は下降しつつ連続している非常に長い波長の一つの波を形づくるものと云えよう。洪水波と云う言葉もこの概念より出ているものである。然し仮にこの様な見方をするとしても水面の隆起の高さは其の所謂波長なるものに比較すれば、それは数千分の一或いはそれ以上にも相当する、問題にならぬ程度の小さなものである。従つて全体として一つの長波の性質を有するものとは考えられない。殊に我国の普通の河川中流部に見られる如く急勾配で淵瀬が交互に連続し、又屈曲の甚しいような場合には殊にそうである。洪水波とゆうよりもむしろ洪水流とゆう方が実情に近いようである。上記の如く洪水とゆう一つの大きな不定流の現象が平常状態に於ける定流とは異なつた流れ方をしているし、さりとて完全な波でもないから、研究者によつて研究の仕方も異なり、又実際問題としての解決に多くの困難が伴なうのである。

この事について更に要点を述べれば、従来半ば常識的に次の様に言われている。即ち河川が平常状態で流れている所え洪水が起つて水面が上昇を始めるが、この水面上昇開始の位置、仮りにこれを洪水の前端と呼ぶならばこの点が下流に伝わつて行く速度は確かに河の流速そのものよりも速い。そしてこれは洪水直前の河の状態と密接な関係を持つていて、他の要素(例えば其の後に起るべき洪水量等)には左右されない。多分に波としての性質を持つているが然し完全な波としての伝播速度よりは遅い。即ち河状によつて夫々個々の差はあるが大体に於いて流れと波の中間の性質を持つていて、これに対して水位上昇が最高に達した点、仮りに之を波頂と呼ぶならば、この点の進む速度は場合によつては(河状が大きな要因を為している)幾分波としての性質を帯びるが、大体に於いて普通の我国の河川中流部ではその波頂の部分の水の実質の移動速度に近い値を示す。即ち波というよりもむしろ流れとしての性質が大きい。利根川及びその派川である江戸川に於いて過去に行なわれた実験、観測の結果にも上記の事

実が良く現われている¹⁾。我々は上記の事実を確認し、更にこれを補足して、資料の蓄積の殆んど無い、又自記計等の観測施設の貧困な多くの河川に直ちに適用し得る様な簡便法を見出す目的の下に II に述べる研究を行なつたものである。

II. 表面浮子利用による洪水伝播速度の推定法

(1) 概 論

前述の様に過去に於ける経験から実際の洪水は水の実質部分の流れと波の進行速度との中間的な性質を持つてると云うことはわかっている。然しそれがいかなる場合にでもそうなるのか、又種々異なつた性状の個々の河川に対してどの様に現われるのか、或いは又流量の大小によつてどう違ふかと云うような具体的な事になると、まだ現在の所では殆んど調査された事が無い様である。そしてこれ等個々の具体的事実を知ることは、観測施設が不備で水文諸資料の乏しい河川の洪水予報とか、水力開発の問題に関しては特に必要になつて来る。

それではこの様な原始的な河川に対して莫大な費用を必要とする観測施設等の新設増強を期待することなしに、最小限度の予算と設備で然も短期間に、その河の洪水流下速度についての特徴を把握出来るような方法があるだろうかと云うことが問題になつて来る。この点に関し我々の研究室で数年前より、十勝川、空知川等の河川に於いて、又実験室内の模型による実験によつて、極く実用的な解決法を見出し、実地に適用してかなり満足すべき結果を得たので以下それについて述べる。勿論これはあくまでも前述の如き環境条件の中に於ける必要上暫定的に用いられた方法であつて、各地点に於ける洪水の時間的变化を詳細に求めることは出来ない。単に洪水の開始時と最高点の到達時間を知ることが出来るに過ぎない。従つてやがて観測施設が完備された暁には本来の方法によつて研究されるべき問題であらう。

(2) 浮子 (Float) によるリレー式流速観測法

河川の流速測定(殊に洪水時に於ける)に浮子が用いられるのは古くからのことであつて、用いられる浮子にも表面浮子、二重浮子、竿浮子等種々の種類があることは周知の通りである。これ等による流速測定はいずれも河筋中の適当な区間に浮子を流下せしめ、直接に流速を求める直接法である。従来浮子による流速測定はいずれも比較的短い区間(例えば数 100 m)で河状のなるべく整つた、弯曲の無い浮子流下に支障のない区間を選んで、河幅を 10 内至 20 m 毎に幾つかの section に分けて、その各々の section に浮子を流下させる方法を採用している。然し此処に述べる方法は、この流下区間を延長して少なくとも 3,000 乃至 4,000 m 或いは条件の良い所では更にそれ以上にも延し、それをリレーして遂には数 10 km の河川全長に及ぼすのである。浮子の種類には大別して上記の三つがあるが、これ等の中で長距離浮子の目的に一番適するものは最初の表面浮子である。従来の意味に於ける浮子観測に使用される場合には、表面浮子には風の影響を受け易いとか、又表面流速は比較的変動が激しい為正確な値を

* 安芸皎一：「河川工学序説」。

得られぬ等の欠点が認められているが、これは数 100 m という比較的短い距離について見るからであつて数 km の長距離区間に亘つて考えると、それ等の種々の影響はちょうど良い具合に打消し合つてあまりその様な欠点が表われなくなる。又長距離を流下させるのであるから、途中でいろいろの障害の為に紛失するものや、流心からはずれてしまうものが出て来るので浮子は一区間毎に少なくとも 10 個乃至 20 個を必要とする。従つて作製するのに容易で材料も僅少ですみ、経費のかからぬものでなくては実用にならない。それ故表面浮子はこの目的に一番適しているのである。又普通の流速観測の際の浮子流下では前記のように河幅を 10~20 m くらいずつに多数の section に分けて、この各 section 毎に浮子を投入するが、長距離流下の場合には河の流心（これは必ずしも河幅の中心の意味ではない）に投入してやるのが絶対に必要である。この事は実験の結果から見て言ひ得ることであるが、流心の流れに正しく乗つている浮子のみが長距離を流下し、しかも正しく流れそのものの速さを表わしている。流心より少しでもはずれた浮子は遅れるか、或いは途中で河岸の方にそれてしまつて目的地に到達しないのである。

表面浮子の形状、寸法等は夫々の河状に適したもを用いるべきであるが、大体の基準は図-1 に示す様に、円形又は矩形の板状のもを用いるのに便利である。これにペンキ等で識別の便宜上各種の標識をつけておけばよい。又観測地点の地形によつて河岸が低く

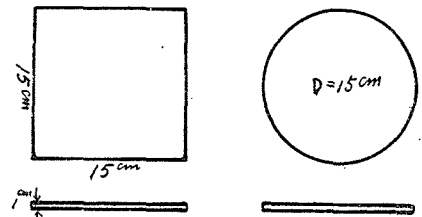


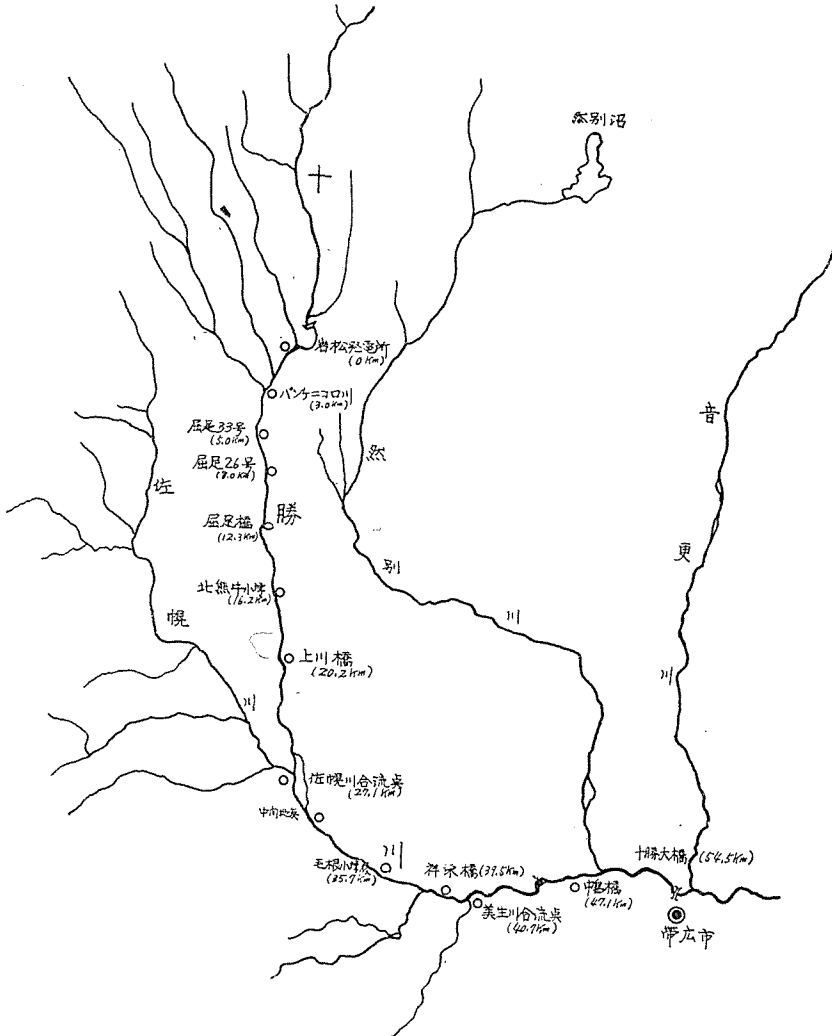
図-1 実験に使用した浮子 (Float)

流心が対岸側に片寄つている場合があり、又逆光線を受けて観測するような場合には板状のものでは非常に発見が困難であるので、その様な所では水面上に多少出る様な標識を用いるか、又は角材によつて作つたものを用いる。風が少々吹いていても 2~3 m/s 程度の風速ならば、直接流れの方向と一致していない限り殆んど問題とする程の影響は現われなかつた。

(3) 十勝川本流に於ける浮子観測について

十勝川本流の岩松発電所と帯広市の間 54.5 km が実験区間であつて、各観測地点の位置及び距離の関係は図-2 に示す通りである。

この実験を行なつた当時に於いては十勝川本流の流れを controle する施設としては岩松発電所のみ（現在は此の発電所の上流に、然別第一、第二、第三、及び上岩松と四つの発電所が新設された。）であつた。岩松発電所はその最大出力 12,600 KW で、渇水時に堰堤の水門を閉鎖している期間には 1 日に約 2 回（午前と午後各 1 回）最大負荷の時があり、放流量は最低 5 m³/sec より最大 34 m³/s 迄変化し、この為岩松より下流約 20 km の上川橋附近までの区間では約 20~30 cm の水位変化が表われる。又夏期に降雨がなくて支川流量がほぼ一定している時期には帯広の十勝大橋に於いても 8~10 cm 程度の水位変化が生ずる。これらの現象を利用して次の様な観測を行なつた。

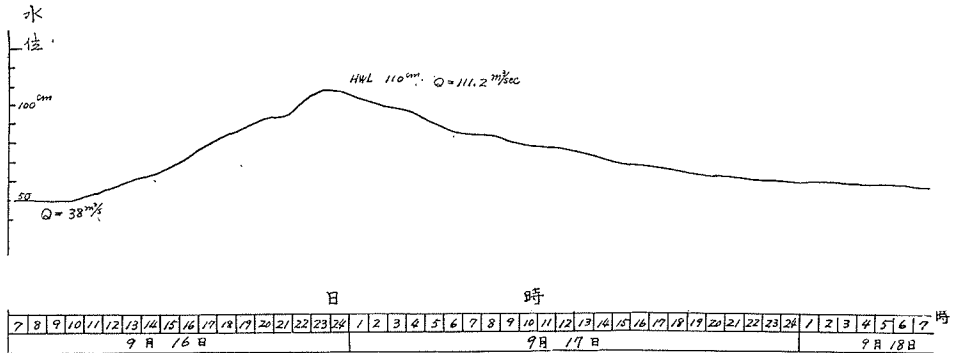


図一2 十勝川中流部略図

- 岩松発電所より帯広市十勝大橋まで 54.5 km の全区間をフロート流下による表面流速の連続測定（リレー式）を行い、これによる流達時間を求めた。
- 岩松発電所の出力変化に基づく放水量の急激な変動を人工的な小洪水と見なして、それによる洪水の到達時間、変形の模様等を帯広の十勝大橋に於いて詳細に観測した。
- 岩松発電所及び屈足の区間に於いては発電所の放流による洪水の伝播、即ち洪水前端の伝播速度、波頂の伝播速度、これ等両者間の関係等を観測すると同時に併せて表面浮子の流下による流速の長距離連続観測を行い、洪水の波頂伝播速度と表面流速（結局は流れの平均速度と結びつけられる。）との関係を調査した。

以上の各種の実験に当っては、その都度必要な地点を選定して其処に臨時の水位標を設け、其

処に水位標毎に1名の観測者がついて水位の変化を記録し、又同時に浮子の観測を行なつた。十勝大橋には自記水位計が常備されているが、(これより上流には発電所以外には一つも無かつた。)普通の6m用の自記計では小さな水位の変動に対して正確な記録が得られないので、此処でも観測者が昼夜ついて観測を行なつた。岩松、帯広間の様な長距離間の浮子流下には河の流量が著しく変動している時期に行なつたのでは意味が無いので、一つの大きな洪水の peak が過ぎたあとを出来るだけ利用するように努めた。図—3 に示すように普通の河道に於いては、



図—3 空知川、島の下に於ける洪水時 Hydrograph の一例
(昭和26年9月16日)

一つの降雨による洪水は水位上昇時には水位が急激に変化するが、peak が過ぎた後には水位の変動が緩慢となり洪水前の状態になるまでに数日を要するのでこの期間を利用する。尚以上の観測に際しては岩松発電所と帯広市との間には十勝川本流へ大小の支川が流入しているのでこれ等の各々についても水位、流量等の資料を得ておかななくてはならないのであるが、これ等の諸支川には何の観測施設も無く、又観測者の数にも限りがあるので、大体観測を行なつた時期の天候その他より判断してこれ等支流の影響は殆んど一定条件の下にあつたものと考え、岩松の流量、及び十勝大橋量水標の水位を一応の基準として取つて見た。然しこれだけでは不十分なことは明瞭で、事情さえ許せばもつと多数の量水標の読み及び水位流量の関係がほしかつたのである。尚後に述べる理由により基準に取る量水標は上流に位置するものを使用することが望ましい。上記の実験により次に述べる結果が得られた。

(i) 岩松発電所の流量変化による水位～時間曲線 (Hydrograph) について

岩松発電所の急激な、或いは徐々の放流量の変化によつて下流に刻々と水位の変化が起りそれが洪水として伝わって行くのであるが、各地点に於ける水位～時間の記録を取つて見たのが次の図—4 から 図—6 に示すものである。

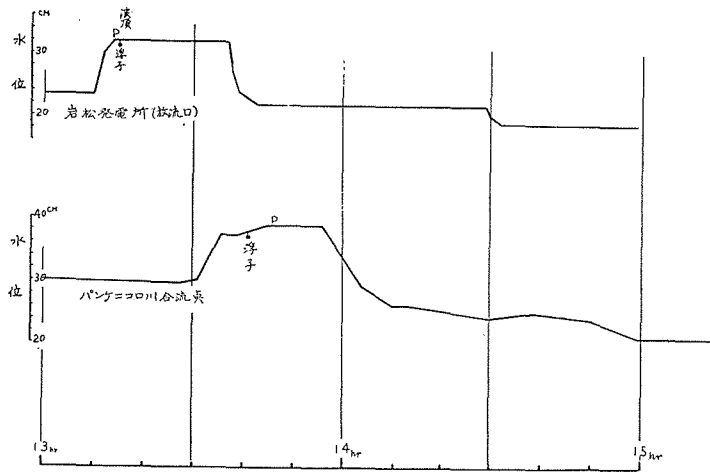


図-4

実験月日 1952. 9. 14		実験区間 岩松発電所～パンケニコロ川合流点			距離 3 km	
流 量	洪水前後の水位差	伝 播 速 度		v_s/v_f		
		前 端 v_f	波頂に於ける表面流速 $v_s(p)$			
洪水前	24 m ³ /sec	岩松発電所(放流口)	+8.5 cm	2.5 m/sec	1.93 m/sec	0.77
増加量	10 "					
洪水後	34 "	パンケニコロ川合流点	+8.5 "			

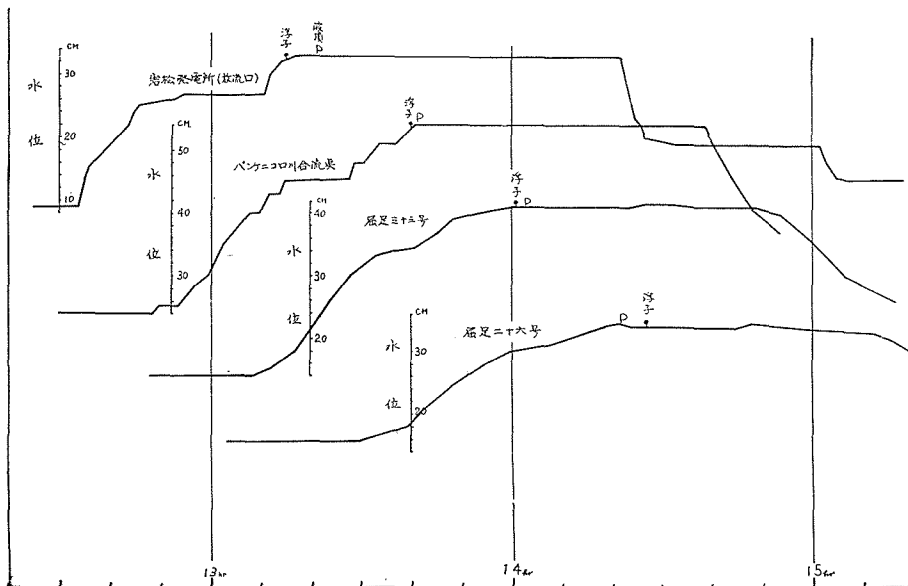
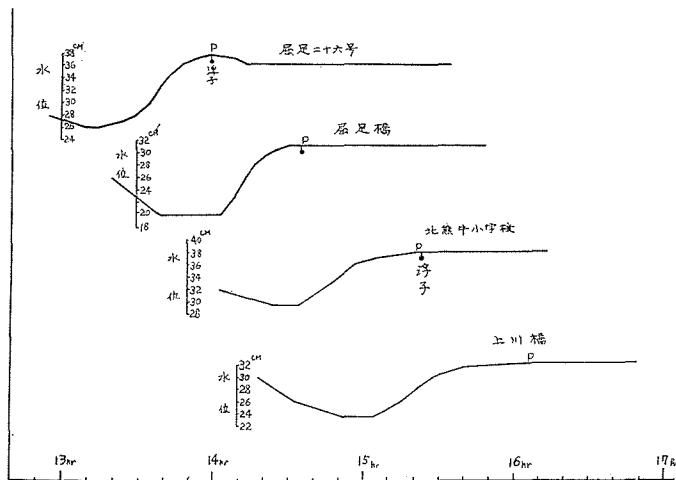


図-5

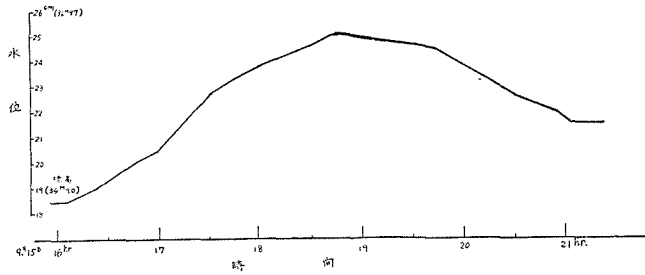
実験月日 1952. 9. 11		実験区間 岩松発電所～屈足 26 号間			距離 8 km	
流 量		洪水前後の水位差		伝 播 速 度		v_s/v_f
				前 端 v_f	波頂に於ける表面流速 $v_{(s)p}$	
洪水前	14 m ³ /sec	岩松発電所 (放流口)	+24 cm	2.38 m/sec	1.85 m/sec	0.778
増加量	20 ”					
洪水後	34 ”	屈足 26 号	+18.5 cm			



図—6

実験月日 1952. 9. 12		実験区間 屈足 26 号～北熊牛小学校			距離 8 km	
流 量		洪水前後の水位差		伝 播 速 度		v_s/v_f
				前 端 v_f	波頂に於ける表面流速 $v_{(s)p}$	
洪水前	24 m ³ /sec	屈足 26 号	+11 cm	2.05 m/sec	1.59 m/sec	0.775
増加量	10 ”					
洪水後	34 ”	北熊牛小学校	+8.5 cm			

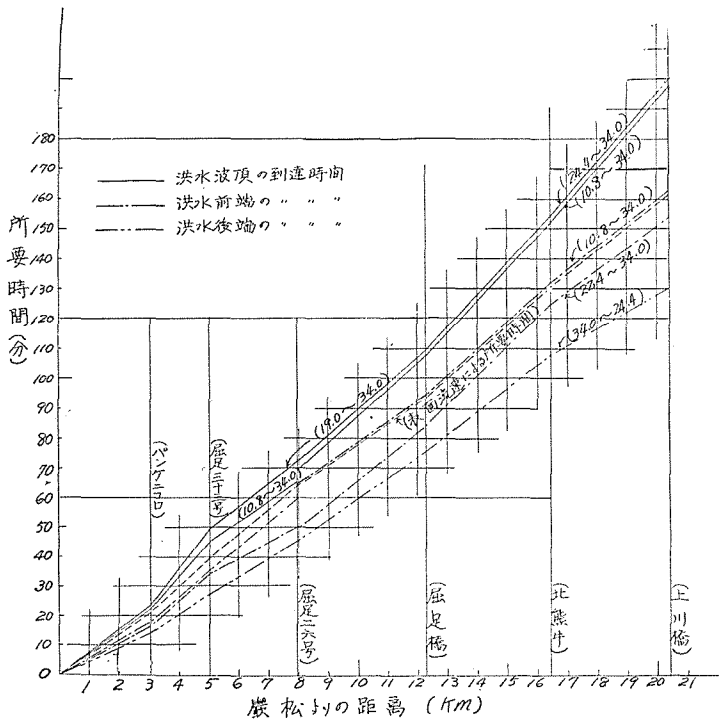
これ等の水位時間曲線 (Hydrograph) には多少の相異はあるが、自然に発生する洪水の hydrograph と比較すると、どれにも共通して見られる著しい特色がある。即ち水位 (或いは流量) 増加開始の時刻が非常に明瞭である。又放流量は階段状に急激に増減するので hydrograph 全体の形も自然の洪水 (例えば 図—3 参照) とはかなり異なつた形状を示している。然しこの状態も発電所放流口に近いもの程顕著で、河道を次第に流下するにつれてだんだんなだらかな曲線に近づいて行く様子がうかがわれるのである。著しい例は 図—7 の帯広十勝大橋に於ける hydrograph を岩松のものと比較して見れば明らかである。然しこれでもまだ尚自然の洪水よ



図一七 帯広十勝大橋に於ける水位時間曲線

りは、洪水の始点、peak がはつきりと現われている。尚これらの実験を行なつた区間の勾配は 1/300~1/500 程度で水深は岩松の流量が 14 m³/sec くらいの時に最も深い所で約 1.0 m の所である。

各実験の結果から一様に言い得ることは、hydrograph に於ける最高水位の点(仮に洪水波の波頂と言う)の伝わって行く速度は、その点に於ける水の実質部分の流れの速さに等しいと云うことである。即ち水位が最高に達した時、流心に投入された表面浮子はその水位の到達する速さと同じ速さで次の観測点に到達している。又水位が上昇を開始する点(これを仮りに洪水の前端と呼ぶことにする)の伝わる速さについて見ると、これはいずれの場合に於いても水深が 10~20 cm も大きい波頂の伝わる速度(或いはその水位の時の表面流速と同じこと)より



図一八

に明瞭な前端を捉えることは殆んど不可能である。同様の事を岩松，帯広間に於いて行なつたものが図—9 及び 第1 表に示してある。

先の 図—4, 5, 6 の所で見たように岩松より約 20 km の上川橋迄の区間に於いては

$$v_{s(p)}/v_f \doteq 0.77$$

であつたのが，54.5 km の十勝大橋に於いては

$$v_{s(p)}/v_f \doteq 0.82$$

程度になつている。

以上の事実より得られる定性的な結論としては

- a) 洪水直前の水深 (又は流量) が大なる場合の方が小なる場合よりも前端の到達時間が速い。
- b) 波頂については最高水位時の流量 (洪水量) が同じである限り殆んど等しい値を示す。
- c) 水位が急に降下を始める点 (仮りに洪水の後端と呼ぶ。実際の洪水に於いては見られない。) の伝播速度は最も速い。図—8 中に 34 m³/sec から 24.4 m³/sec に急に流量が減少した場合の実測結果が示してある。

又一般的に云つて， 図—8 よりパンケニコロ川合流点と屈足 33 号の区間， 及び屈足 33 号と 26 号の両区間を比較して見ると， 33 号及び 26 号間に於いては前端 (或いは後端) と波頂の線が夫々大体平行しているが， パンケニコロ， 屈足 33 号間にては波頂の方がかなりの遅れを見せている。これはこの区間は比較的河幅が広く， 勾配も緩で水深の大なる所が多いのに対して 33 号及び 26 号間は非常に急流で， 白波の立つ瀬が連続していることによると考えられる。これより見ても前端には波の性質が大きく， 波頂は流れであることが推察され， 急流に於いては前端も波頂もほぼ等しい速度で進むことが知られる。又 hydrograph の方を見ても， パンケニコロと 33 号の両地点では曲線の形が変形してかなり扁平になつているのに対し， 33 号と 26 号との間ではこれが殆んど変化せずと同じ形態を保つて伝わっている。屈足橋， 上川橋間は勾配が稍緩で (1/500 程度) 所々に水深の大なる所もあり， この区間にては波頂は次第に前端より遅れて来る。更に上川橋から帯広までの間に於いては中間に測点は無いが， この間の河状の影響が平均されて， 図—9， 表—1 に示す様な結果になるのである。

ii) 表面流速と水位との関係

次に種々異なつた水位に対する流速の関係を見る必要がある。これに関連して行なつた実験は次の通りである。即ち昭和 27 年， 28 年と前後 2 回に亘つて， 前述の理由により出来るだけ洪水の peak 通過後の水位変化の少ない期間をねらつて， 岩松， 帯広間を通して 1 回， その区間内で芽室の祥栄橋， 十勝大橋間 (距離約 15 km) を 2 回， 屈足橋， 上川橋間 (距離約 7.9 km) を 2 回， いずれも表面浮子によつてリレー式に流速の連続観測を行なつた。支流の影響は一定と考え (但しこれは止むを得ず)， 流速と関係づける基準量としては十勝大橋量水標の水位を選んだ。

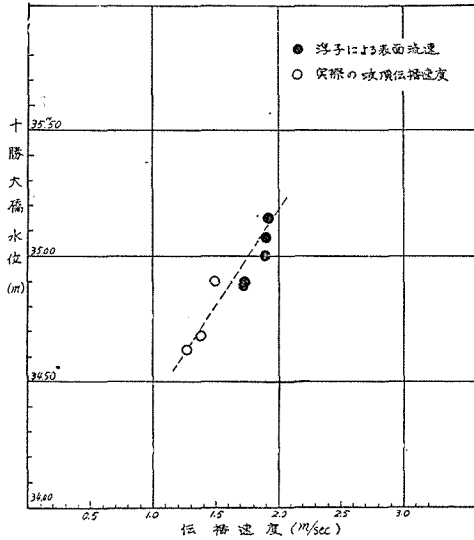
第2表 十勝川に於ける表面流速観測結果一覧表

測点(地名)	区間距離 (m)	通加距離 (m)	表面浮子所要時間					
			第1回 27. 8. 10 (分-秒)	第2回 28. 7. 28 (分-秒)	第3回 28. 7. 29 (分-秒)	第4回 28. 7. 31 (分-秒)	第5回 28. 8. 1 (分-秒)	
岩松発電所	0	0	0					
パンケニコロ川	3,000	3,000	21-00					
屈足33号	2,000	5,000	18-00					
屈足26号	3,000	8,000	25-00					
屈足橋	4,300	12,300	29-30		0	0		
北熊牛小学校	3,900	16,200	37-00		37-00	37-00		
上川橋	4,000	20,200	31-00		28-20	33-30		
旧鉄橋	3,000	23,200	24-00					
佐幌川合流点	3,900	27,100	34-50					
中間地点	3,500	30,600	34-30					
毛根小学校	5,100	35,700	45-00					
祥栄橋	3,800	39,500	33-00	0				0
美生川合流点	1,200	40,700	15-00	15-00				16-00
中島橋	6,400	47,100	48-00	59-40				62-40
十勝大橋	7,400	54,500	80-30	75-20				80-30
総所要時間			476-20					
屈足橋—上川橋間所要時間			63-00		65-20	70-30		
祥栄橋—十勝大橋間所要時間			143-30	150-00				159-10
岩松—十勝大橋間平均流速			1.91 m/s	(1.91 m/s)	(1.90 m/s)	(1.73 m/s)	(1.72 m/s)	
屈足橋—上川橋間平均流速			1.94		1.93	1.76		
祥栄橋—十勝大橋間平均流速			1.74	1.74				1.57
十勝大橋量水標水位			35.15 m	35.07 m	35.00 m	34.90 m	34.88 m	

備考 平均流速中()内の数値は区間の値より比例関係によつて岩松、十勝大橋間の値に換算したもの。

(iii) 水位と表面流速及び洪水波頂伝播速度との関係

第2表に見る様に前後5回にわたる観測も殆んど夏期の小洪水のあとに限られている為、大きな水位の場合の値を求められず、又この水位と流速の関係には諸支川の影響を考慮に入れていないので、区間毎に観測値が多少ばらつくのは止むを得ない。又一方これによつて見るに異なつた時期に於いて同一区間で行なつた浮子観測の値が大体水位に比例していると考えても先ず差支えない。このことから見ても表面浮子による長距離間の観測が実用上充分の精度と云い得る。第1表及び第2表より得られた洪水の波頂伝播速度、及び表面流速の岩松、帯広間に対する平均値を十勝大橋の水位を縦軸に取つてグラフ上に表わすと第10図のようになる。この図は未だ観測値も不足であるし、又観測した水位の範囲も限られているので、これのみにて定量的な関係を求める事に無理はあるが、大体の傾向として水位の伝播速度と表面流速による伝播速度とが一つの直線上に乗つており、十勝川本流の岩松、帯広間に於いては洪水波頂の伝播



図—10 岩松発電所，十勝大橋間の平均速度と十勝大橋水位との関係

速度は、その波頂の所の表面流速に等しいということが言われる。

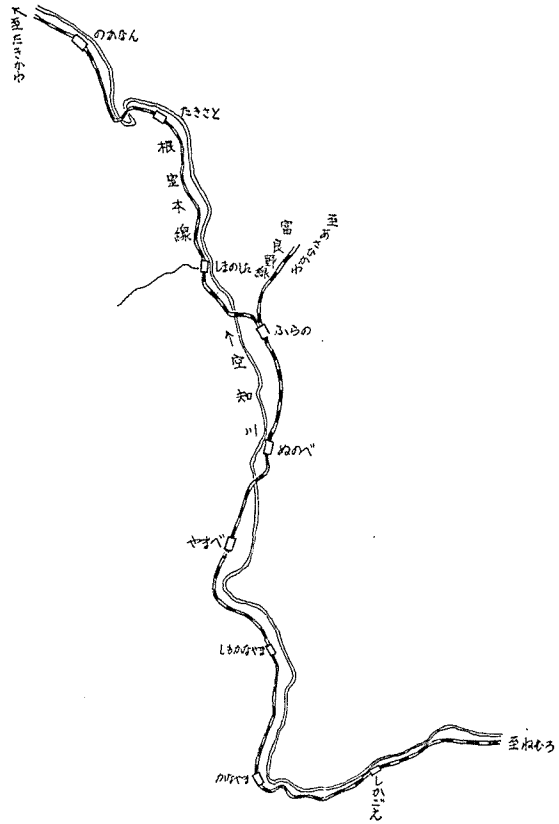
(4) 空知川に於ける実験について

昭和31年11月上旬に空知川の金山(ダム建設予定地点)及び奔茂尻発電所間約50 kmの部分(図—11の平面略図参照)に於いて、北海道電力株式会社土木部計画課

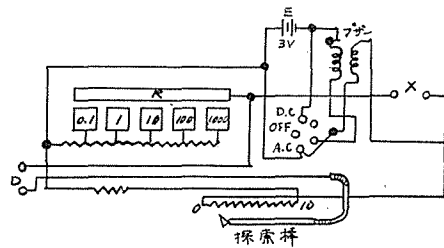
及び北大工学部物理学教室と協同で、塩水法及び前記の表面浮子流下による流水の到達時間の実測を行なった。塩水法とは河川のある地点に濃度を予め一定にした食塩水を河水中(なるべ流心に於いて)投入し、数km下流の適当な地点に於いて電氣的に塩分を検出し、よつて水塊実質部の流下時間を知る方法である。この方法は流量、流速の測定に古くから行なわれているが、開水路殊に今度の空知川の様な原始河川で、

50 kmもの長距離間に亘つて行なわれたものはあまり無いであろうと思う。この方法は空知川の様

に勾配の急な(今度の実験区間の殆んど大部分は1/200~1/300で、富良野附近と滝里以下が1/500である)河川中流部に於いては、渦乱流の為の拡散が激しいので距離が延びるに従つて塩分濃度は薄くなり、その検出は次第に困難となる。今回の測定に於いてはコールラウシユ電橋と、検出部に



図—11 空知川実験区間平面図(金山，滝里間 49.54 km)



図—12 空知川に使用した Kohlrausch 電橋配線図

第3表 空知川に於ける実測結果一覧表

測点	区間距離	河川流量 (ton/sec)	実測結果					測水結果	
			塩水		浮子		v_s/v_f (%)	測水	
			所要時間 (分-秒)	平均流速 v_s (m/sec)	所要時間 (分-秒)	平均流速 v_f (m/sec)		流量 (ton/sec)	平均流速 v_m (m/sec)
1	0	13.58							
2	1,400	—	(18-40) 30-30	(1.25) 0.765	22-12	1.050	73.0	(13.58)	0.603
3	1,300	6.28	(17-20)	(1.25)	(11-24)	(1.896)	—		
4	850	59.62	(11-20) *137-00	(1.25) 0.105	(7-28) 未着	(1.896) 未着	—	(0.628)	0.172
5	1,400	59.62	19-20	1.210	11-30	2.030	60.0		
6	1,400	59.62	19-30	1.195	11-35	2.015	59.0		
7	1,700	60.12	22-30	1.255	12-34	2.250	56.0		
8	2,700	60.32	31-00	1.450	25-30	1.763	82.0	60.32	1.421
9	1,500	59.45	17-05	1.465	11-20	2.210	67.0		
10	3,200	60.57	34-50	1.545	26-14	2.030	76.0	60.57	1.864
11	4,000	64.11	62-45	1.065	63-20	1.050	*101.0		
12	3,400	67.92	35-50	1.583	27-00	2.095	75.5		
13	3,500	69.60	32-40	1.788	23-00	2.535	70.0	69.60	1.666
14	2,000	70.13	28-00	1.190	(19-34) 未着	(1.70) 未着	—		
15	4,250	54.89	65-00	1.091	(45-30) 未着	(1.56) 未着	—	54.89	1.078
16	2,500	63.30	31-00	1.343	19-40	2.110	63.3		
17	3,000	69.47	49-00	1.021	33-45	1.480	69.0		
18	2,900	69.58	34-40	1.395	28-02	1.725	75.0	63.44	1.420
19	4,000	70.96	67-00	0.995	(46-40) 未着	(1.43) 未着	—		
20	2,800	71.39	36-20	1.288	25-00	1.850	69.7		
21	1,740	—	26-00	1.115	15-45	1.840	60.6		

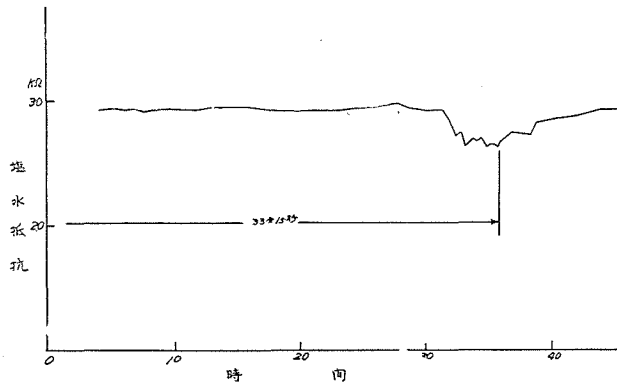
備考 (1) 1~4区間はあまりに流量が異なるので、流量が大体 60 ton/sec 附近になる測点 4 以下について見るに

距離	45.990 km
塩水到達時間	612 分 30 秒
平均流速	1.25 m
フロートの確実に到達した距離合計	35.740 km
到達時間	334 分 45 秒
平均流速	1.78 m/sec
v_s/v_f の平均	$\frac{1.25}{1.78} = 0.702$

- (2) 1~4区間は河川流量の極めて少ない時で、これを平均流速 1.25 m/sec として換算したのが括弧内の数字である。
- (3) フロート未着区間は、塩水流速とフロート流速の比が 0.7:1 であるとして推算した。括弧内の数字は之を示す。
- (4) *印を付した値は測定の実誤差又は他の事情により異常を示すものと見做して平均の算出に当つては一応除外した。

は白金板電極を用いた*。この実験に使用したコールラウシユ電橋配線図は図—12の通りである。これと平行して行なわれた直接の観測法は前述の十勝川で行なつた表面浮子の場合と同様である。但し今度は流心に塩水を投入させるに都合の良い場所、例えば橋梁のある所などが選ばれ、そうでない所では塩水の入つたドラム罐を河の中に運んで流入させた。又同一の測点に於いて塩水流入と同時に表面浮子を投入した。

実験の結果は第3表に詳細に記入してある。この時には表中に記入してあるように多数の測点に於いて横断測量と流量観測（北海道電力株式会社実施、プライス流速計使用）を行なつて断面毎の平均流速も算出されているので、塩水法による流速及び浮子による表面流速と比較することが出来る。これによつて見るに塩水の速度は大體平均流速を表わしていると思つて差支えない。尚塩水到達時刻は図—13に示されている様に抵抗曲線全体の形を見て一番低下した点の時間を以てした。



図—13 塩水到達による抵抗変化の一例

又表面浮子の到着しなかつた区間が数箇所あるが、これは河状によつて塩水の測点と同一では浮子流下には無理な所があつたが時日の関係で止むを得なかつたものである。又測点 No. 11の所では v_s/v_f が 101 となつてゐるが、これは明らかにおかしいのであつて浮子が正しい値を示していないことによる。平均流速と表面流速との比は（いずれも長距離間の平均値による。）

$$v_s/v_m \doteq 0.6 \sim 0.8$$

で 0.6~0.8 の範囲に亘つて変化しているが、これ等の平均を取ると約 0.7 となる。これと (3) に於ける結果とを用いると洪水の波頂の伝播速度はその波頂に於ける表面流速に等しいから、その時の平均流速の $1/0.7 = 1.43$ 倍となる。即ち

$$v_{s \text{ peak}} \doteq 1.43 v_m$$

v_s/v_m の値は各々の河川によつて又区間毎に多少の違いがあるから、予めこれらの関係を実測によつて見出しておけば塩水法或いは表面浮子法のどちらを用いても、洪水波頂の伝播速度を見

* この測定は物理学教室で行なつたものである。

出すことが出来る。此の空知川実験は流量が約 60 m³/sec 程度の時期に於いて唯 1 回行なつただけであるが、これより大及び小の流量の場合に夫々 1 回ずつ (最低限度で) 行なつて、流量 (又は各地点の水位) と流速との関係を見出しておく必要がある。尚塩分の濃度を下流に於いて定量分析すれば流量を求めることが出来るが、此の場合には行なわれなかつた。

(5) 石狩川伊納に於ける観測について

(4) に述べた河川全断面平均流速と流心に於ける表面流速との関係は石狩川伊納測水所に於ける記録からも明らかに見出すことが出来る。伊納の測水所は昭和 30 年以来普通のリジャー型自記水位計の他に横河電機の 6 点打点式 Electronic Recorder を用いて、水位、水面勾配、地下水位、又特殊の流速計を用いて流心に於ける表面流速を遠隔操作により常時連続自記させているが、其の記録の中より今の問題に関係あるものを取り出して見ると 図-14 の様になる。図の中にも記してある通り、○印の点は夫々の水位に対する横断面平均流速で、ブライス流速計を使用し普通の方法で流量を求め、断面積で割つて算出した値であり、△印で示された点は新型の表面流速計 (図-15 参照) による自記記録から求めた流心に於ける表面流速 (正確には水面下 25 cm の点) である。此の場合も水位の変化が標高 89.00 m から 90.50 m 迄の約

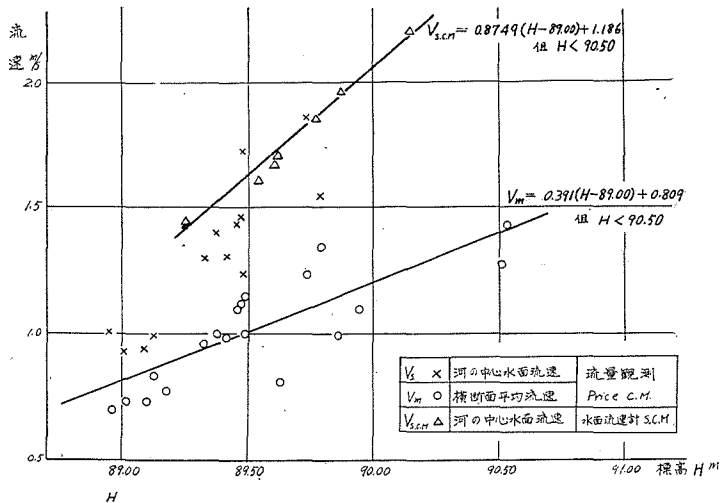


図-14 表面流速と平均流速との関係 (石狩川伊納)

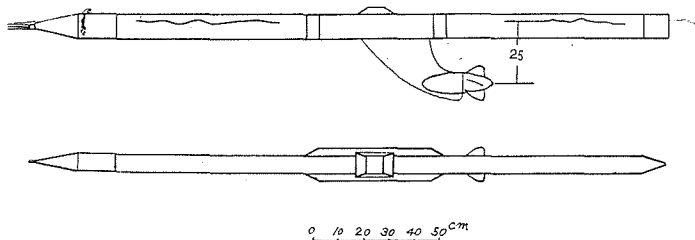


図-15 水面流速計

1.5 m の範囲内に於ける記録であつて (89.00 m というのは殆んど渇水時の水位である。) それ以上の水位の大きな洪水の場合の記録は未だ得られていない。従つてこれ以上の流量の場合に対して適用することが妥当であるかどうか、現状では確定的なことは言えないが観測値の得られた範囲内に対しては、

$$v_m = 0.391(H - 89.00) + 0.809$$

$$v_s = 0.8749(H - 89.00) + 1.186 \quad (\text{但し } H < 90.50 \text{ m})$$

なる実験式が得られる。

これより全断面平均流速 v_m と流心に於ける表面流速 v_s の間の関係として

$$v_m \doteq 0.6 v_s$$

なる式が与えられ、(4)の空知川実験で長距離間の平均値として得られた同じ関係と、伊納測水所に於ける一定断面に於いて得られた値とがほぼ一致することを示している。尚伊納観測所附近は此処を中心として前後 2 km の区間に亘り約 1/600 の勾配の所である。

(6) 模型実験

実際の河川に於ける観測では種々異なつた水位の時、又様々な洪水量の場合に数多くの観測を繰返すことは中々困難である。そこで(3), (4), (5)に述べた様な野外に於ける観測結果から得られた諸関係が、河川の水深、流量、勾配、粗度、洪水量等の諸要素がいろいろに変化した場合に更にもどの様になるかを見る為、北大工学部水工実験室で実験を行なつた。

実験装置の概要は 図-16 に示す通りであつて、河川に相当する水路は断面が $27 \times 15 \text{ cm}$ の矩形で内面飽仕上ラッカー塗り滑面の木製水路で、その長さは 15 m とし、勾配は 1/200, 1/300, 1/500, 1/800 の 4 種類、又水路の粗度 (粗度は底面のみにつけ側壁は滑面のままとした。) は水路底に適当な粒度に篩分けた小砂利を敷くか、又場合によつては径 3 mm 前後の鉄線を間隔を変えて並べることによつて

$$\text{(Manning 公式)} \quad v = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}$$

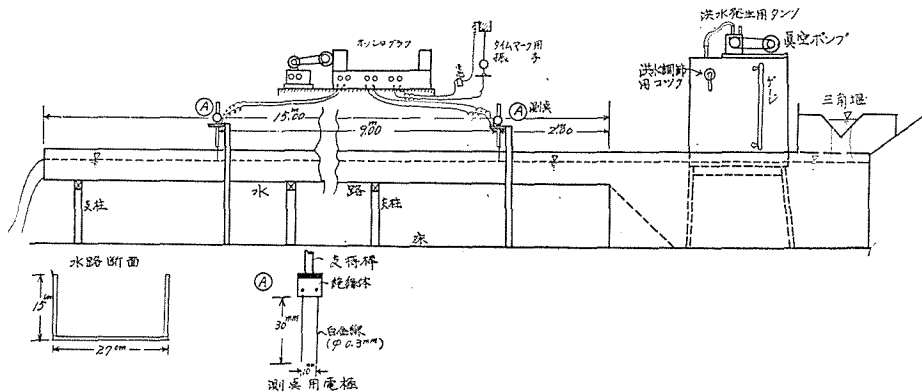
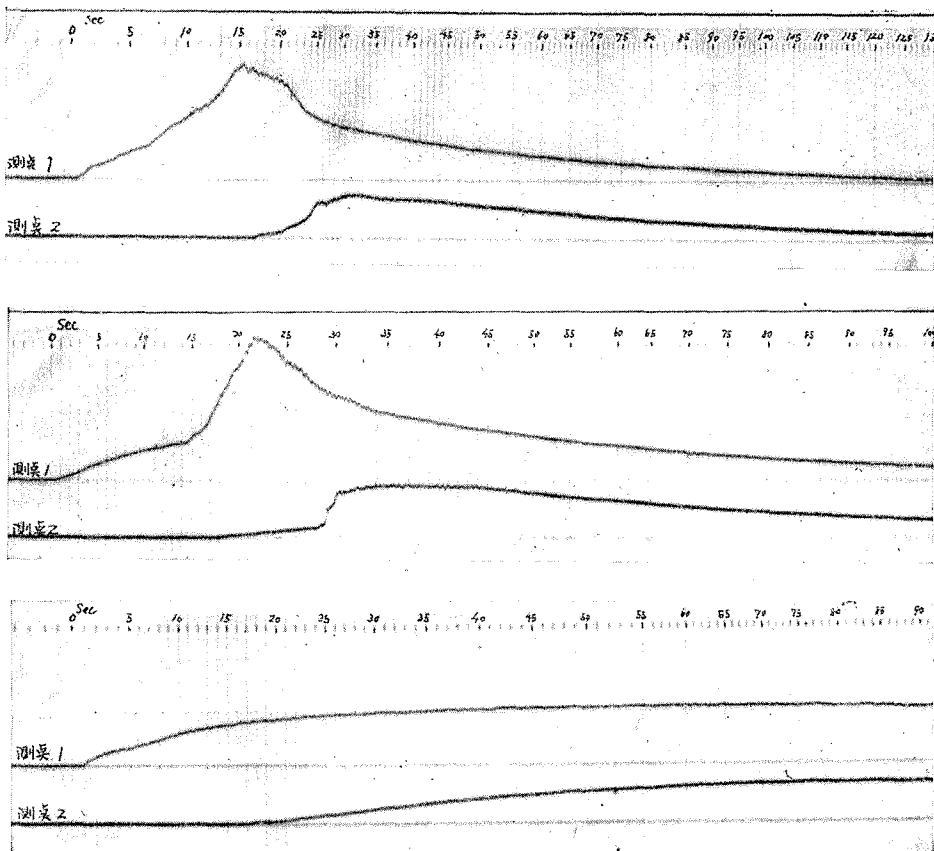


図-16 実験装置略図

の n の値で $n = 0.01, 0.015, 0.02 \sim 0.03$ に相当する三通りの粗度に変化出来る様にした。粗度に関してはその都度予備実験を行なつて所定の n の値になるように調整した。定常流の時の流れは水路上流の三角堰により常に所定の基本流量が流れているように調節した。洪水発生装置としては容量 80 リッターの気密タンクを用いた。実験の最初の頃にはタンクの底部に gate を設けて、この操作で洪水を起す様にしたが、この方法では任意な形状の洪水を発生し難い欠点があつたので、途中からは底部を解放した気密タンクを用い、真空ポンプで内部に水を吸上げて置き、バルブで空気の流入を調節することによつて任意に大量の水でも一時に流下出来るようにした。洪水前の水路を流れる水深は 1~6 cm の範囲内でいろいろと変化させたが、水路の全長が短いので殊に粗度の小さい場合には等速流状態となり難く、従つて水路の末端に niedle weir 等を設けて back water を調節し、又測点はなるべくこの影響を受けない中央部の 9 m の区間に選んだ。測点には 図一16 ㉔ のような 2 本の白金電極を用い、これをポイントゲージの先端に取付けて使用した。そして此の 2 本の電極に一定の直流電圧をかけておき、水中にひたる部分の長さが異なるに従つて流れる電流が変化する模様を電磁オシログラフを用いて記録した。直流を用いることにより分極作用が激しくなることが考えられるが、然し電極が水中



図一17

に入っている時間はごく短時間であるので、一群の実験を行なう前後に於いてその都度実際に検定を行い、白金電極の水中部分の長さとおシロペーパー上に記録される光の偏移の幅とを対照させた scale paker を作製しておき、実験結果は之を用いて実際の水深に換算する様にした。この方法を用いることにより、理論的な繁雑さに思わされること無く我々の必要とする精度の値を充分に得ることが出来た。

実験の方法は水路を予め定めた粗度に調整して置き、これに一定の水深で基本流量を流しこの時の平均流速、表面流速、水面勾配等を測定しておく。上下2箇所の測点の白金線電極はこの洪水直前の等速流の水面にタッチさせておく。オシログラフを低速で廻転し始めると同時に洪水タンクのパルプを開けて、水路上流のプール内へ洪水流量を流してやると、ちょうど自然の洪水と同様の形態で水路内を流下する。そして上、下の2箇所の測点に於ける水位時間曲線が印画紙上に自記されるのである。図-17 に示すのはその一例である。タイムマークは別に振子を用いて1秒間隔のマークを入れるようにしてある。図-17 中の測点1と測点2の縦距比は夫々の振動子の性質が一樣でなかつたためそのまま実際の水深を現わしてはいない。これは先に述べた scale paper によつて換算しなければならない。各勾配及び粗度に於ける夫々異なつた径深に対する Manning 式の n の値は図-18 の様になつた。又夫々の場合に於ける水深と平均流速の関係は図-19, 20, 21 に示す通りである。此処に小砂利というのは径5~7 mm, 粗砂利は径 10~20 mm のものである。

次の図-22 から図-27 までに示されている結果は、いずれも洪水前の水深のみ変化させ洪水量は一定とした時のものである。洪水量はこのいずれの場合も 77.5 ℓ で洪水を起してから完全に旧水位にもどる迄には 3~4 分を要した。洪水の波高洪水前の水深と peak に於ける水深との差) はいずれの場合も殆んど 1~1.5 cm で、洪水前の水深との比は 1~1/6 の範囲内にある。

図-22 には各勾配、各粗度の水路で上記の如き洪水が起つた際の水位上昇開始点即ち前線の伝播速度を示す。滑面で勾配 1/300 の時のものが一番速く、粗砂利で 1/800 の時のものが一番遅いということは先の図-19, 20, 21 からも明かなように洪水前の水深及び平均流速が前線の伝播速度に大きな影響を持つものであることを示している。この事は次の図-23 を見ると更に明瞭である。図-23

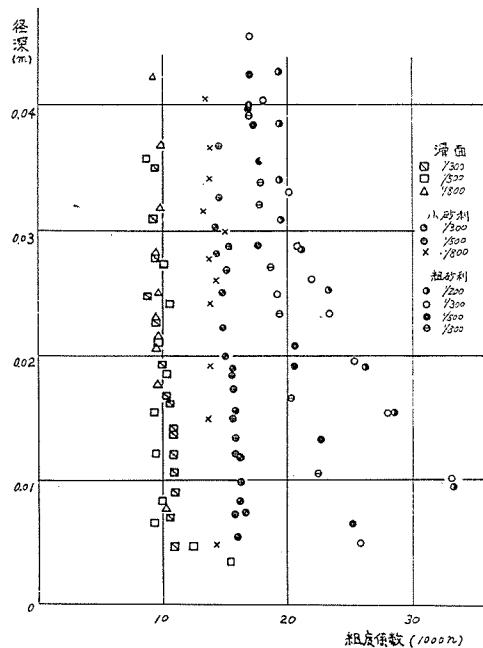


図-18

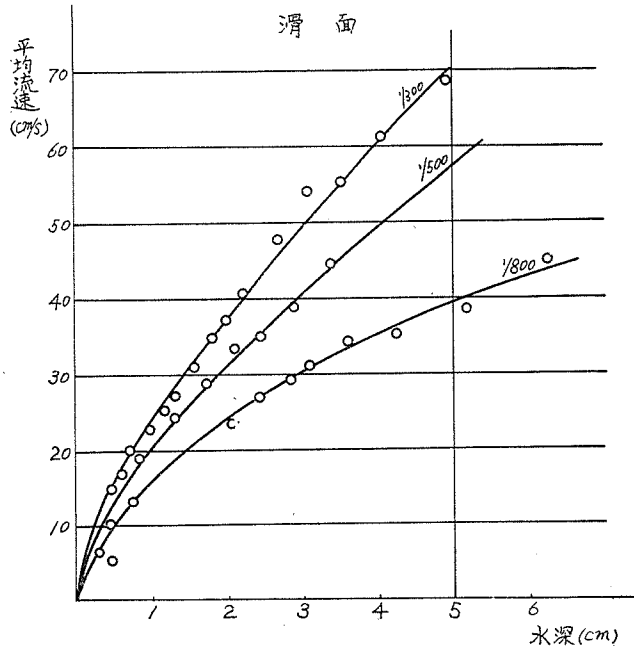


图-19

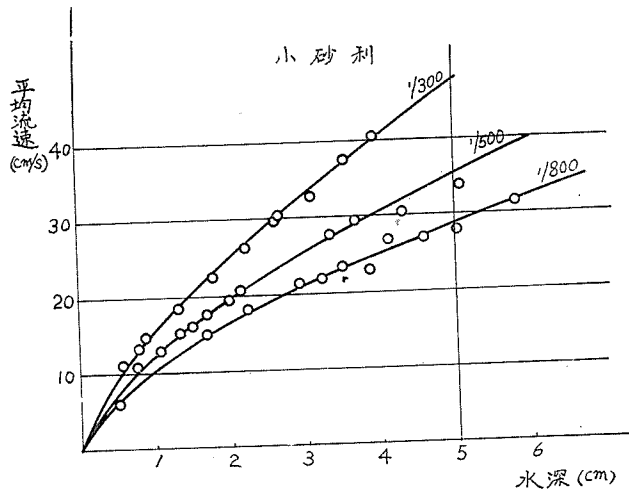


图-20

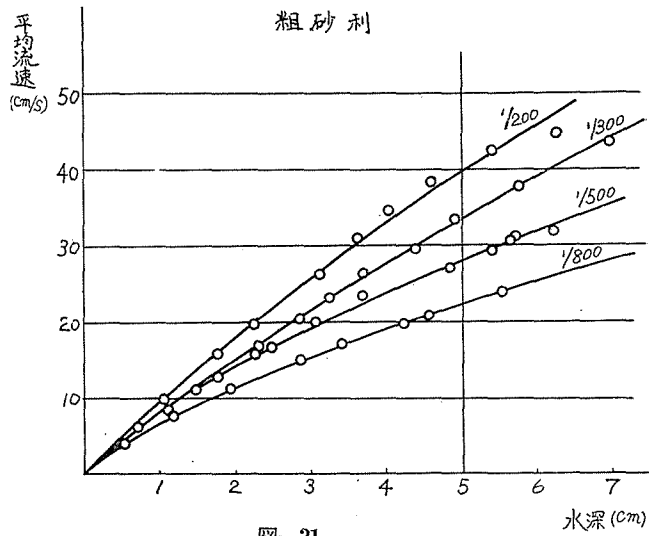


図-21

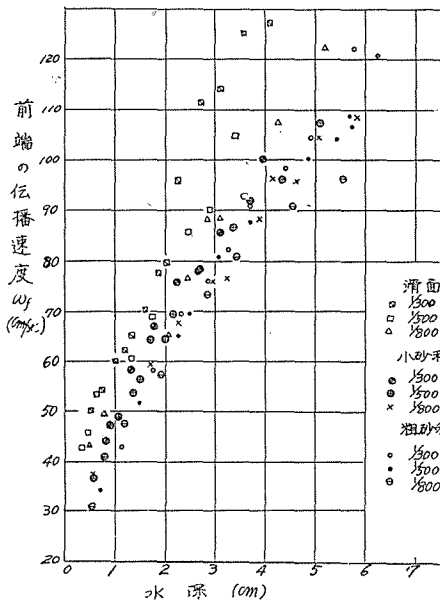


図-22

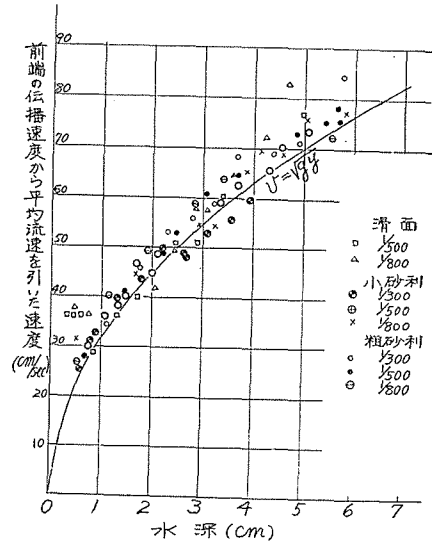


図-23

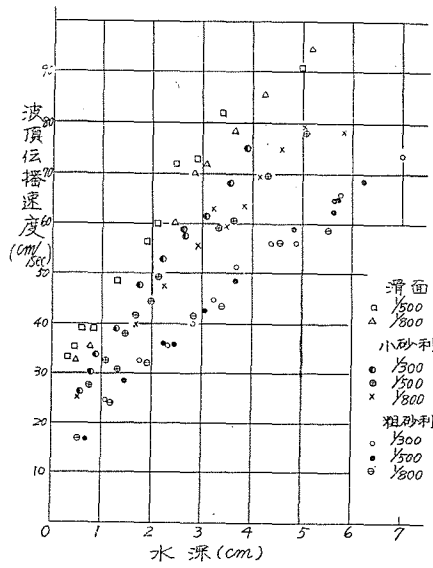


图-24

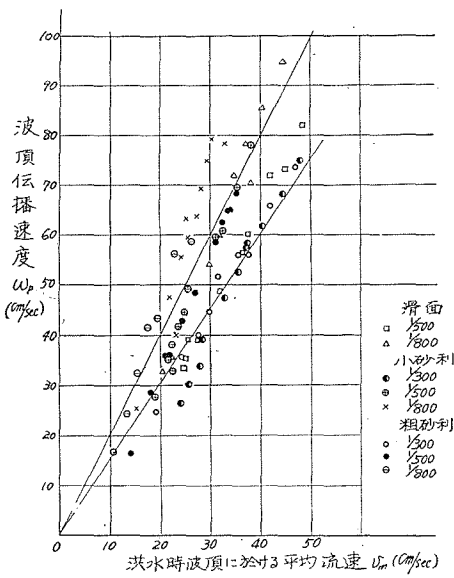


图-25

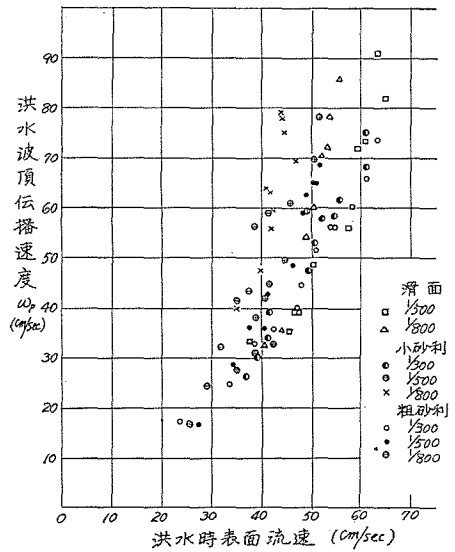


图-26

の各点は 図—22 の夫々対応する点からその時の洪水直前の平均流速を引いた値であるが、この各点はすべて

$$v = \sqrt{gy} \quad (\text{長波の伝播速度})$$

(但し y は等速流の時の水深、この場合には径深でなく実際的水深を表わす) で表わされる曲線上に集る。これより前端の伝播速度を v_f とすれば

$$v_f = v_m + \sqrt{gy}$$

なる関係が得られる。この実験水路の様に矩形断面で直線の場合には今の関係が完全に成立するが断面が矩形断面以外の三角形、拋物線形等になった場合にはこの関係は一般に

$$v_f = v_m + a\sqrt{gy_m}$$

となるべきである。この場合の y_m は平均水深である。

図—24 は洪水波頂の伝播速度とその時の水深との関係を示している。洪水波頂もやはり前端と同様に水深が大になるに従つてその速度を増している。然しこの様な結果はこの実験の場合の様に典型的な単一断面の水路で、交流も遊水池も何も無い場合に於ける関係であり、実際の河川に於ては必ずしもこの通りにならぬ、或いは逆になるような場合も観測されている。

図—25 は洪水波頂伝播速度と洪水波頂に於ける水の実質の移動の平均速度 (即ち普通の平均流速) との関係、図—26 は同じく波頂の伝播速度と洪水波頂に於ける表面流速との関係を示したものである。洪水波頂に於ける平均流速は hydrograph の面積よりこの時刻に相当する流量を算出し、流積で割つて求めたもので、測定の精度の点より考えるとあまり精度はよくないが、然し近い値を示している。又表面流速の方は小紙片を流して二測点間で測定した値を用いた。図—25 に於いて洪水波頂の速度は平均流速の 1.5~2.0 倍の範囲内にあり、

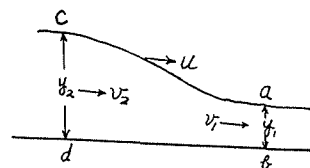
$$v_p \doteq 1.5 v_m \sim 2.0 v_m$$

の関係にある。先に述べた十勝川及び空知川の観測による v_p/v_m の値はこれよりも多少小さくなつて

$$v_p/v_m \doteq 1.4 \sim 1.7$$

の附近にある。この両者の相違は実験室内では整正な矩形断面水路であり、他は種々の未知の要因を含む自然河川であるからであつて、今後の研究にまたなくてはならない。

尚この v_p/v_m の関係は理論的には次の様にして導く事が出来る。今ある一つの prismatic section の水路に於いて 図—27 の様な等しい速度で形を変えずに伝播して行く波 (monoclinal rising wave) を考える。洪水前の水深を y_1 、洪水後の水深を y_2 とし、波の伝播速度を v_p とする。この様な波は自然の水路に於ける洪水波と近似した性質を持つている。即ち一定の伝播速度で一定の形を保つて y_1 なる



図—27

水深の部分から y_2 なる水深の部分へと移り変つて進んで行く。この為波の区間にある各断面に於いて単位時間内に増加した流量を Q_r で表わせば

$$ab \text{ 断面に於いては } Q_r = (v_p - v_1) A_1$$

$$cd \text{ 断面に於いては } Q_r = (v_p - v_2) A_2$$

両者は等しいのであるから

$$Q_r = (v_p - v_1) A_1 = (v_p - v_2) A_2 \dots\dots\dots (a)$$

これより

$$v_p = \frac{A_2 v_2 - A_1 v_1}{A_2 - A_1} \text{ 或いは } v_p = \frac{Q_2 - Q_1}{A_2 - A_1} \dots\dots\dots (b)$$

但し Q_1, Q_2 は夫々波の通過前と通過後の各断面の流量。(a) 式, (b) 式より

$$Q_r = \frac{Q_2 A_1 - Q_1 A_2}{A_2 - A_1} \dots\dots\dots (c)$$

之を図式で表わすと次の様 (図-28) になる。

$$\tan \theta_1 = \frac{Q_1}{A_1} = v_1$$

$$\tan \theta_2 = \frac{Q_2}{A_2} = v_2$$

$$\tan \theta_u = \frac{Q_2 - Q_1}{A_2 - A_1} = v_p$$

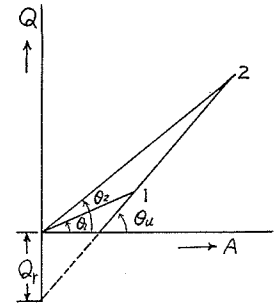


図-28

これより $Q_2 > Q_1$, 従つて $v_2 > v_1$ なることがわかる。これより又波の進行速度 v_p は, v_1, v_2 のいずれよりも大であることがわかる。即ち図より $v_p > v_2 > v_1$ である。然るに (a) 式は ab, cd 区間内の任意の断面に対しても成立するのであるから, 一般に

$$Q_r = (v_p - v) A$$

この式を A について微分すると

$$v_p = \frac{dQ}{dA} \dots\dots\dots (d)$$

然るに

$$dA = B dy \quad (\text{但し } B \text{ は一定断面の水路の幅})$$

故に

$$v_p = \frac{1}{B} \frac{dQ}{dy} \dots\dots\dots (e)$$

水位の微小な変化に対しては dQ/dy は定流に対する水位~流量曲線の勾配を表わしている。今広矩形断面の水路を仮定し, 流速公式として Chézy の式を採用すると,

$$v = C\sqrt{RI}$$

仮定によつ

$$A = By, \quad R \doteq y$$

従つて

$$v = C\sqrt{yI}$$

$$Q = Av = CBy^{\frac{3}{2}}I^{\frac{1}{2}}$$

従つて

$$\frac{dQ}{dy} = \frac{3}{2} BCy^{\frac{1}{2}}I^{\frac{1}{2}}$$

故に

$$v_p = \frac{1}{B} \frac{dQ}{dy} = \frac{3}{2} v$$

同様な計算によつて種々の断面に対し、Chézy 及び Manning の流速公式を用いて v_p と平均流速 v との関係を求めて見ると、次の様になる。

第 1 表

水路の断面	v_p/v_m	
	Manning	Chézy
三 角 形	1.33	1.25
広 矩 形	1.67	1.50
広い拋物線形断面	1.44	1.33

即ち矩形断面の模型による実験値は大體妥当な範囲内にあると云える。

次に今一度 図—25 及び 図—26 について見るに、図—26 の洪水波頂伝播速度と洪水時表面流速との関係に於いては、大約 50 cm/sec の附近までは波頂伝播速度と表面流速とが等しい値を示しており、それ以上になると波頂伝播速度の方が表面流速より速くなつてゐる。これは水深の大なる場合にはこの実験水路に於いては波頂は波としての性質が強くなつてゐることを示している。自然河川でも水深が大で断面も大きい河口近くの部分では波頂は波の性質が強くなつて、先に述べた中流部の状況とは變つて来る。又 図—26 より近似的に $v_p \doteq v_s$ とし、又 図—25 より $v_p = 1.5 v_m$ とおけば、これより

$$v_m/v_s = 1/1.5 \doteq 0.665$$

又 $v_p = 2.0 v_m$ とすれば

$$v_m/v_s = 1/2.0 = 0.5$$

となる。然し観測点は相当ばらついていて、これらの点群の重心の値を取れば、ちょうど上の 2 式の間即ち

$$v_m/v_s \doteq 0.6$$

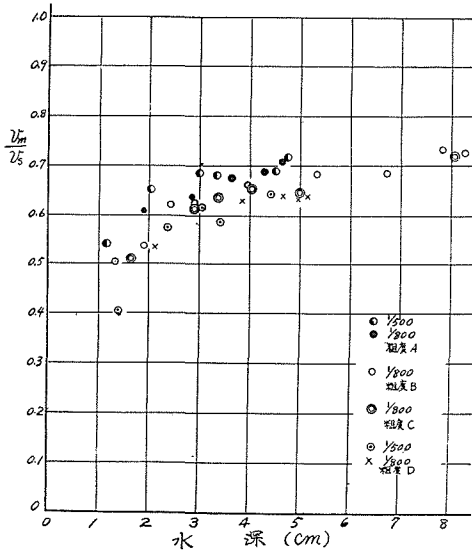


図-29 平均流速と表面流速の関係

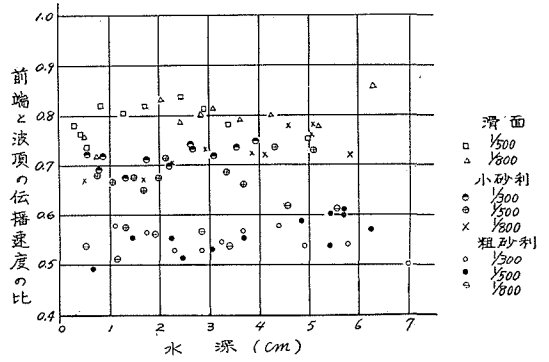


図-30

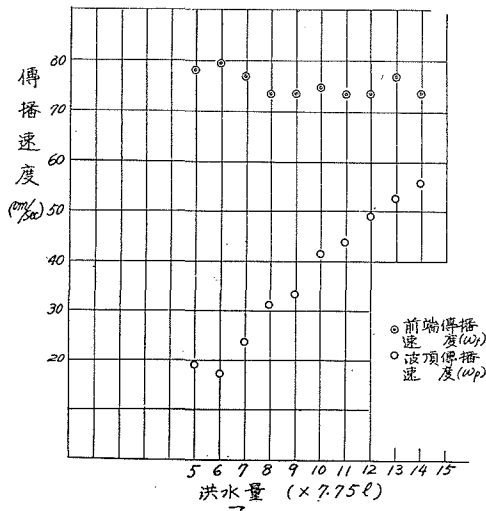


図-31

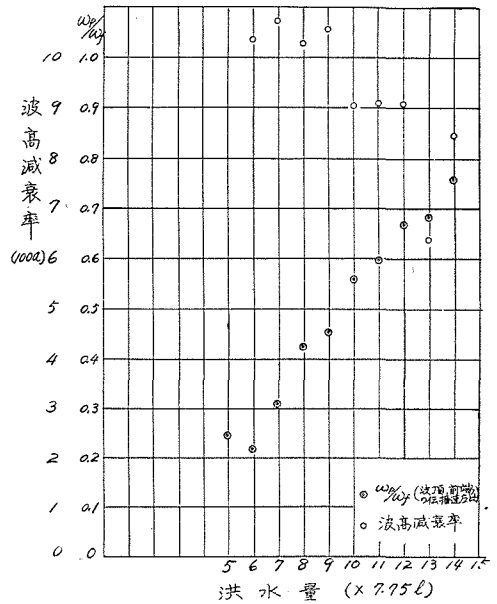


図-32

が得られる。

次に 図—29 は同一水路に於いて、粗度は砂利を使用せず径 3 mm の鉄線を適当な間隔に配列して作った場合の平均流速と表面流速との関係を示す実験値である。これによれば水深が $y > 2$ cm に於いては水路の粗度、勾配には無関係に

$$v_m/v_s \doteq 0.6$$

で殆んど一定に近い値を示している。

又 図—30 は前の小砂利による粗度の場合に於いて洪水量は一定で、唯洪水前の等速流の水深を変化させた時、これに対する洪水前端と波頂との伝播速度の比の変化する様子を調べたものである。これによつて見るに v_p/v_f の値は水深には余り影響されず、粗度によつて 0.5~0.8 の範囲に変化しているのが見受けられる。これより同一の河川に起る洪水では前端と波頂の伝播速度の比が大体一定しているのではないかと考えられる。先の十勝川の観測に於いても岩松、帯広間に於ける v_p/v_f が 0.803~0.83 程度で大体一定している。尤もこれは更に程度の相当異なつた洪水の場合について観測を行わなければ、これだけで確定的な論結は下し得ない。

次に 図—31 に示す関係は、洪水量の変化が前端及び洪水波頂の伝播速度にいかなる影響を及ぼすかを見たものであつて、此の実験に於いては洪水前の水深を一定にしておいて、其処へ種々異なつた流量の洪水を起させたものである。これによつて見るに 1 回の実験毎に洪水量を増加して行くと、波頂の速度 v_p は次第に増して行くが前端の速度には変化が無い。これより前端の速度 v_f は

$$v_f = v_m + \sqrt{gy}$$

であつて洪水前の流れの水深のみに左右され、その後に来るべき洪水の大小には影響されないということが明瞭である。波頂の速度が更に増大して遂に前端の速度に一致してしまつた場合が所謂段波の状態である。

図—32 はこれも今と同様洪水前の流れの水深を一定にしておいて、順次流量を異にする洪水を起した場合の波頂伝播速度と前端伝播速度との比 v_p/v_f の値の変化する様子を見たものである。洪水量が大となるに従つて次第にこの比の値が大になつている。即ち 図—31 の場合と同じく波頂が次第に前端に追いついて行くことを示している。又上の方の点は

$$\eta = A e^{-ax}$$

より算出した波高減衰率と洪水量との関係を示すものである。以上に示す諸関係 (図—22 より 32) は先にも述べた様にいずれも定性的な結果のみである。然し在来自然河川の観測資料等から断片的に言われていた上記の様な洪水流 (又は洪水波) に関する諸性質を一応系統的に纏めて見たものであつて改めて確認される事項も少なくない。

III. 結 語

以上洪水到達時間推定に関する一方法として提案した「表面浮子による連続流速測定法」について其の方法，十勝川及び空知川に於いて実施した例並びにその結果，更に室内実験等について II で 6 項目に亘つて述べて来た。以上に於いて求められた結論を整理して見ると次の様になる。

即ち

- (1) 此処に得られた結果はいずれも勾配 1/1000 以上の河川中流部，或いはそれよりも更に上流の山間部に於ける実験によつて求められたものであつて，適用範囲も又その様な部分に限られること。
- (2) (1) の様な条件の下では，洪水は従来のいわゆる洪水波と云うよりも洪水流と呼んだ方が更に実情に合つていること。即ち洪水の波頂の伝播速度は其の部分の流心の表面流速の速度によつて表はされる。
- (3) 横断面の平均流速と表面流速との間には

$$v_m/v_s \doteq 0.65$$

の関係がある故，波頂の伝播速度を平均流速で表れせば

$$v_p \doteq 1.5 v_m$$

で表わすことが出来よう。

以上の関係を実際の洪水伝播速度の算定に応用するに当つては次の様な方法が考えられる。

- (4) 従来行なわれている流速測定は主として河川の流量を算出する目的によつていて、ある一つの断面について測定が行なわれた。然し自然の河川では河幅，水深，勾配等は絶えず変化しているから水が長い区間を流下するに要する時間を求めることは出来ない。この方法の水位一流速曲線の流速には，ある長い特定区間に対する平均流速が必要である。
- (5) 上に述べて来た意味の水位一流速曲線を予備観測によつて作製しておく。この水位は先の 図—10 の場合では十勝大橋の水位 1 箇所だけであるが，これでは実際の洪水の場合には若し岩松に洪水流が来て其の地点では仮に水位が 1 m 上昇したとしても，帯広の水位は未だ上昇を始めていないのだから 図—10 の関係は用いられない（此の図の関係は全区間が 1 m 上昇して定流状態になつたと考えた場合のものであるから）。実際問題としては此の図に於いては十勝大橋に取つた所の水位一流速曲線の基準となるべき量水標は，ある考えている区間の上流端にあるものを用いればよいのである。例えば 図—10 の場合には岩松の量水標（当時は無かつたが）と区間の平均流速を関係づければよい。尚又この方法を適用する上に根本的に重要な問題が一つ未解決のまま残つている。それは例えば 図—4 に見られる様な単独の一つの peak を持つた洪水の場合には，前端と

波頂の速度差から洪水が河道を流下するに従つて hydrograph の形が次第に扁平になり (即ち波高の減衰が起り), peak 時の流量が最初よりも減少してくる。従つて相当長距離に亘る区間の始点に於ける唯 1 個の量水標の水位のみに頼つては, peak の伝播速度の算定に誤差が生ずるのは免がれない (この場合の誤差は安全側)。

此の方法を適用するのはふつう中流部又は山間部の河川に対してであつて, 其処では今の 図—4 から 図—6 等に於いて見られる様に hydrograph のあまり急激な扁平化は起らない。然しより正確にする為には量水標は重要な支川の合流点とか又その他河状の変化の要点に設けておく様にし (此の場合, ふつうの標尺だけの簡単な量水標で間に合う。) それらの量水標に於ける水位の関係も併せて 図—10 のグラフ中に記入しておいた方が良い。

以上の実験研究は一部を文部省科学試験研究費の補助により, 又その他北海道開発局帯広開発建設部, 同旭川開発建設部, 北海道土木部帯広土木現業所, 北海道電力株式会社土木部等の援助協力を得たものであり, ここに深く謝意を表する。