

第十章 洪水

第一節 洪水の原因、時期及被害

我國は一般に多雨の箇所多く、而かも各河川共流域の約四分の三は山地を占め地勢狭長なるため流路短く、従て勾配急峻なるのみならず、地理的位置上大陸の南東方海上に發生する颱風の通路に當るために、猛烈なる暴風雨襲來する時は豪雨を齎らし出水を起すことが多く、之れが洪水(Flood)である。

其期節は9月前後であるが、九州地方にては梅雨期に洪水のあることが稀でない、又裏日本及東北地方では春期融雪のために屢洪水が起る。

洪水のため堤防、護岸、橋梁等の工作物破壊せられ、無堤の箇所にては耕宅地に氾濫し、又堤防あつても、不充分なる時は溢水及破堤を惹起して、農作物に莫大なる被害を與へ、尙鐵道、道路等の交通杜絶を見る等、沿岸の蒙る損害は巨額に達して居る。

第 50 表 一箇年平均水害損失額 (自大正 7 年至昭和 2 年)

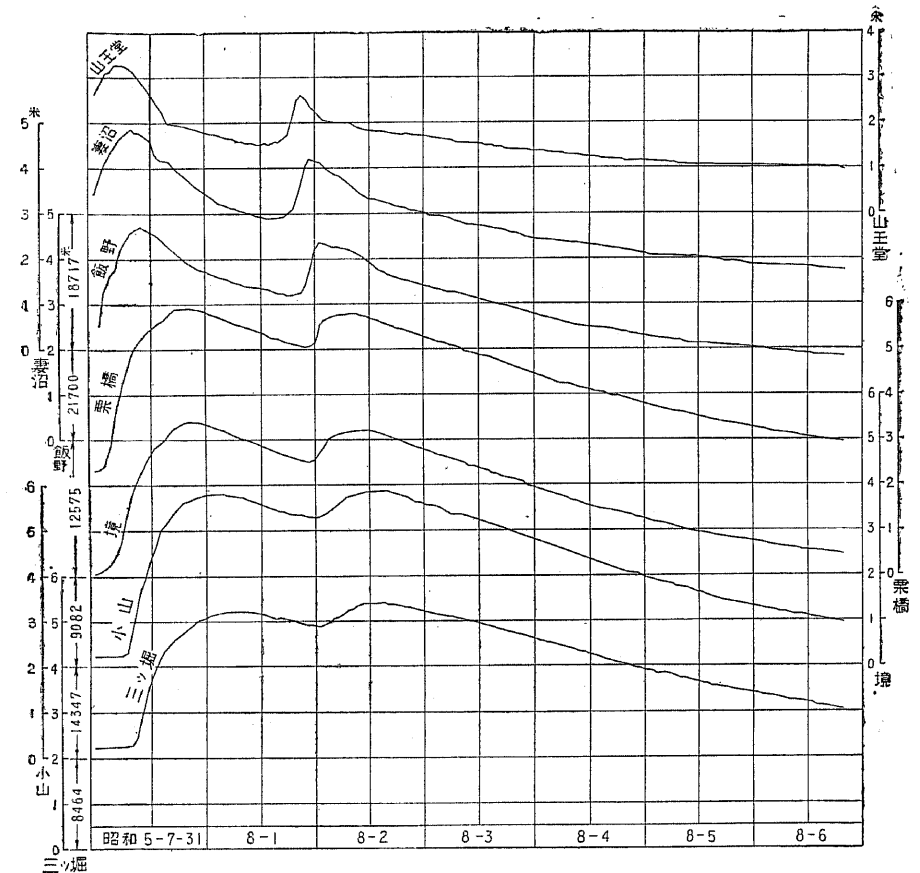
種 別	細 別	金 額	比 率
復 舊 費	河 川	15,610,691	24.00
	港 灣 及 海 岸	340,681	0.52
	道 路	5,589,781	8.60
	橋 梁	4,848,116	7.46
	用 排 水 其 他	964,222	1.48
	計	27,353,491	42.06
諸 損 耗	田 畑	10,386,021	15.97
	生 毛	18,146,146	27.91
	宅 地 其 他 の 土 地	1,002,371	1.54
	建 物	2,166,553	3.33
	船 舶	111,999	0.17
	雜 類	5,834,952	9.02
計	37,678,048	57.94	
合 計		65,031,539	100.00

北海道及 3 府 43 縣に於ける大正 7 年より昭和 2 年に至る 10 箇年間平均の年

水害損失額は第 50 表の如く 65,031,539 圓の巨額に達し、其内河川の復舊工費及生毛の被害が最も大きい。又主要 65 河川に屬するもの 38,934,109 圓で、一河川平均 598,986 圓となり、就中利根、信濃、千代、最上、北上、淀、多摩、荒、川内の 9 河川は何れも 1,000,000 圓以上の年水害損失額を示して居る。

第二節 洪水波

洪水の現象を考究するのは、甚だ重要なることであると共に、最も困難なる問題であつて、單に事實より異なつた或る假定の下に考へるのである。



第 102 圖 利根川昭和 5 年 7 月出水洪水曲線

1. 洪水曲線

河川に於て豪雨ある時には、或る時刻より水位上昇し初める、初めの間は徐々であるが、次に急に上り、再び上昇程度が緩かになつて最高水位に達す、茲に於て暫く静止の状態となりたる後水位下降す、而して上昇の程度は下降の程度より大である、特に此の差は下流に至るに従ひ著しく、上流に於ては此差は少なく、最上流部にては此差は殆どなくなる。

第102圖は昭和5年7月末に於ける利根川出水の水位と時間との關係を圖示せるものであるが、斯かる圖を洪水曲線 (Flood curve) と云ふ。山王堂は利根川と烏川との合流點の稍下流に位し、圖の左欄は山王堂の下流 18,717 m に妻沼あり、妻沼の下流 21,700 m に飯野があるのを示す、本圖にては第一回の出水の減水後更に第二回の増水があつて、水位の上昇及下降に就ては上記の事實が能く現はれて居る。

2. 洪水波の形状

出水中の同一時間に河川に沿ふて水位を計り、之を其の縦斷面に記入する時は波状をなした水面の形が得られる、之れが洪水波 (Flood wave) であつて、波長は非常に長く、波高は波長に比すれば極めて小さいのである。

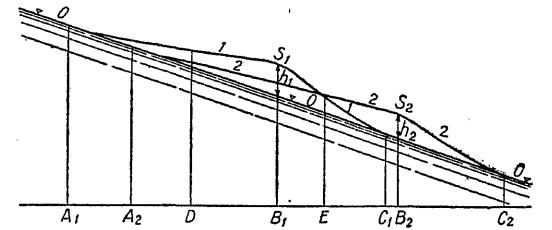
此洪水波は漸次下流に傳播する、而して洪水波の頂點は大抵は一つであるが、雨が廣範圍に數日降るか、或は或る支川の洪水量が他の支川の洪水量より早く又は遅く流入するために二つ以上の頂點があることもある。

又洪水波の進行の途中に於て第二の頂點が前方の頂點に追ひ付き兩頂點間の谷が消滅し、高水位が長く續く様になることもある。

尚洪水波は支川の合流するため、又河川横斷面の變化に伴ひ、河口に至る間に其形状を變ずる。即ち洪水波は下流に至るに従ひ、漸次長くなり且つ平かになるのである。之れは一面洪水波の進行中諸所で數多の支川が合流し、又波の前方の傾斜面が其後方よりも早く進むために波長が増す、尚河川の幅及横斷面は一般に下流に至るに従ひ増すから、波高は低くなるのである。

第103圖により洪水波が下流に至るに従ひ波長増し、其の高が低くなることが

明かとなる、同圖は同一區間に於ける三つの場合を示すもので、水面 00 は出水前の状態で、線 1-1 及 2-2 は Δt 丈け時間を経たる時の状態である、1に



第103圖 洪水波の形状

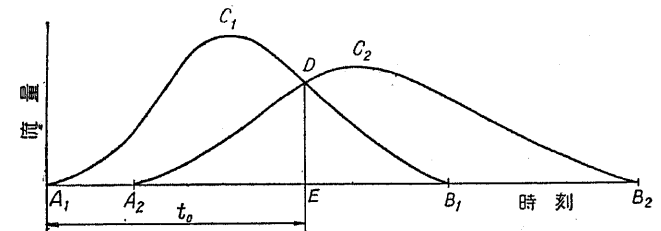
於ては斷面 A_1 を丁度洪水過ぎ去り、 D にては水位下降し、 B_1 にては丁度洪水波の頂點が通り過ぎ、 E にては水位上昇し、 C_1 にては水位が丁度上昇し初めんとして居る、而して B_1 に於ける水位が h_1 丈け上昇する間に洪水波の前面の波底は B_1 より C_1 に移つたのである。

洪水波の前面は大抵後面より急なる勾配を有し、速度は勾配に關係するから、洪水波の前面は後面より早く傳播する、 Δt 時間後に洪水波の前面の谷は $C_1 C_2$ を、又後面の波底は $A_1 A_2$ 丈け移動し、 $A_1 A_2$ は $C_1 C_2$ より小であるが故に洪水波 1-1 の $A_1 C_1$ なる長は洪水波 2-2 の $A_2 C_2$ なる長より小となる、従つて間隔が等しい時には h_2 は h_1 より小さいのである。

3. 洪水流量の變化

洪水波が下流に至るに従ひ長くなり且つ平かになるため、之に伴つて流量も變化する、即ち單位時間の流量は下流にては上流より却て減ずることがある、然し洪水の繼續時間は長いから、一洪水期間中に流るゝ總流量には變化がないのである、

第104圖に於て $A_1 B_2$ 線は出水前の流量を示し、 $A_1 C_1 B_1$ 及 $A_2 C_2 B_2$



第104圖 洪水流量の變化

は上下流二箇所に於ける流量と時間との關係を示す流量圖である、此兩箇所間に支川合流せざる時には、洪水期間中に流れたる總流量は兩箇所にて同一であらね

ばならぬから、

$$\text{面積 } A_1 C_1 B_1 = \text{面積 } A_2 C_2 B_2$$

$$\text{従て 面積 } A_1 C_1 D A_2 = \text{面積 } B_2 C_2 D B_1$$

而して面積 $A_1 C_1 D E$ は t_0 なる時刻迄に上流断面を流れたる量、又 $A_2 D E A_2$ は同時刻迄に下流断面を流れたる量であるから、 t_0 時刻迄には上流断面を $A_1 C_1 D E - A_2 D E A_2 = A_1 C_1 D A_2$ だけ餘計に流れた、即ち面積 $A_1 C_1 D A_2$ に兩断面間中に t_0 時刻迄に貯溜せられたる量である、此の遊水敷等に於ける貯溜量が大なるためには、兩曲線 $A_1 C_1 B_1$ と $A_2 C_2 B_2$ との交叉點なる D 點が低くあらねばならぬ、而して D 點が低くなるには、 $A_1 C_1 D A_2 = B_2 C_2 D B_1$ であるから、曲線 $A_2 C_2 B_2$ は平かく、又長くならねばならぬ。

之を見れば上流に廣き遊水地又は湖沼あり、或は上流にて氾濫する時には、上流にて相當量が貯溜せられ、下流に於ける單位時間の流量を減じ、出水期間は延びる、之に反して在來の氾濫地に堤防を築設して、遊水量を減ずる時は下流の流量が増加するを免れない。

第三節 洪水波の傳播

洪水波の頂點即ち最高水位が下流へ漸次移ることを洪水波の傳播 (Propogation of flood wave) と云ふ、此傳播速度を知るには各地點に於ける最高水位の時刻を知らねばならぬ、自記量水標の設置ある時は水位の昇降を詳しく知ることが出来るが、然らざる時は高水の際に 30 分間或は 1 時間の水位を觀測するを普通とする、尙大なる河川にては最高水位が、或る時間繼續することがあるから、最高水位の時刻を精確に知ることは困難である。

一般に洪水波が或地點を通過するに當りては、第一に流速が最大となり、次に流量が最大となり、其後に最高水位が現はれるのである、實際に於ては必ず此の通りではないが、昭和 5 年 7 月末の利根川栗橋地先の流量觀測の結果は第 51 表の如く、此事實を示して居る。尙本表を見るに第六章第三節に述べしが如く、同水位にても増水時の流量が減水時の流量より大であることが 1 と 17、4 と 16、

8 と 15、9 と 14 とを比較すれば明である (第 61 圖参照)。

第 51 表 利根川栗橋地先昭和 5 年 7 月出水流量觀測成果表

番號	年月日	時刻	水位 m	斷面積 m^2	流量 m^3/sec	平均流速 m/sec	摘 要
1	5-7-31	午前 5-30 ^分	3.93	1,727	2,219	1.28	平均流速最大 流量最大 水位最高
2	"	" 6-10	4.22	1,910	2,766	1.45	
3	"	" 7-10	4.60	2,132	3,083	1.45	
4	"	" 8-20	4.94	2,339	3,357	1.43	
5	"	" 9-30	5.19	2,481	3,465	1.40	
6	"	" 11-0	5.39	2,589	3,872	1.49	
7	"	午後 0-50	5.54	2,686	3,933	1.46	
8	"	" 2-12	5.63	2,754	4,108	1.49	
9	"	" 3-50	5.81	2,851	4,353	1.53	
10	"	" 5-45	5.91	2,910	4,429	1.52	
11	"	" 8-0	5.92	2,919	4,358	1.49	
12	5-8-1	午前 7-30	5.55	2,695	3,497	1.29	
13	"	午後 3-30	5.24	2,511	3,092	1.23	
14	5-8-2	午前 6-25	5.78	2,831	3,991	1.41	
15	"	午後 2-10	5.62	2,736	3,764	1.38	
16	5-8-3	午前 7-15	5.03	2,385	3,009	1.07	
17	5-8-4	" 11-10	4.12	1,851	1,912	1.03	

1. 洪水波傳播速度

洪水波の頂點が Δt 間に ΔS 下流へ傳播するものとする時は

$$\text{傳播速度 } u = \frac{\Delta S}{\Delta t}$$

今流量 Q が増加し水位上昇する場合を考ふるに、流量、水位共に斷面毎に異なり、又各斷面に於ても時刻により異なつて居る。或る時刻に於ては斷面 I の Q は、 ΔS だけ下流に在る斷面 II に於けるよりは小である、而して Δt の後には斷面 I にては流量は Q_1 より $Q_1 + \Delta Q_1$ に、又斷面 II にては Q_2 より $Q_2 + \Delta Q_2$ に増加す、従て水位は夫々 Δh_1 及 Δh_2 上昇す。

即ち Δt 間に斷面 I を流るゝ總流量は

$$(Q_1 + \frac{\Delta Q_1}{2}) \Delta t$$

又同時間内に斷面 II を流るゝものは

$$(Q_2 + \frac{\Delta Q_2}{2}) \Delta t \quad \text{である}$$

此兩者の差は断面 I II 間に貯へられ、水位が夫々 Δh_1 及 Δh_2 上昇したのである、 b_1 及 b_2 を断面 I 及 II の水面幅とすれば、

$$(Q_1 + \frac{\Delta Q_1}{2}) \Delta t - (Q_2 + \frac{\Delta Q_2}{2}) \Delta t = (\frac{b_1 + b_2}{2}) (\frac{\Delta h_1 + \Delta h_2}{2}) \Delta S \dots (1)$$

$$\text{故に} \quad \frac{\Delta S}{\Delta t} = \frac{2(Q_1 - Q_2) + (\Delta Q_1 - \Delta Q_2)}{(\frac{b_1 + b_2}{2})(\Delta h_1 + \Delta h_2)} \dots (2)$$

Δt 後には断面 I の洪水頂點が断面 II に達するから

$$Q_1 = Q_2 + \Delta Q_2 \dots (3)$$

之を (2) に代入すれば

$$\frac{\Delta S}{\Delta t} = \frac{\Delta Q_1 + \Delta Q_2}{(\frac{b_1 + b_2}{2})(\Delta h_1 + \Delta h_2)} \dots (4)$$

今 Δh_1 が Δh_2 に等しく、従て ΔQ_1 が ΔQ_2 に等しく、夫々 Δh 及 ΔQ を以て表はす時には

$$u = \frac{\Delta S}{\Delta t} = \frac{\Delta Q}{(\frac{b_1 + b_2}{2}) \Delta h} = \frac{\Delta Q}{b \Delta h} \dots (5)$$

$$\text{式中} \quad b = \frac{b_1 + b_2}{2}$$

或は $b \Delta h = \Delta F$ であるから

$$u = \frac{\Delta Q}{\Delta F} \dots (6)$$

即ち (6) 式に依れば洪水波の傳播速度は流量の増加度に正比例し、横斷面積の増加に反比例するのである。

$$\text{又第六章 (5) 式により} \quad Q = C(h+z)^2, \quad \frac{\Delta Q}{\Delta h} = 2C(h+z)$$

$$\text{同章 (9) 式により} \quad Q = a + bh + ch^2, \quad \frac{\Delta Q}{\Delta h} = b + 2ch$$

なるにより、(5) 式に依れば洪水波傳播速度は水位と共に増し、之に反して河幅増す時は減する。

河川の横斷面が拋物線形をなす時は第六章 (46) 式により

$$\Delta Q = \frac{4}{3} b v \Delta h \quad \text{式中} \quad v = C \sqrt{RJ}$$

$$\text{故に (5) 式より} \quad u = \frac{4}{3} v \dots (7)$$

同様に同章 (47) 及 (48) 式により

$$\text{横斷面が矩形の時は} \quad u = \frac{3}{2} v \dots (8)$$

$$\text{横斷面が三角形の時は} \quad u = \frac{5}{4} v \dots (9)$$

上式によるに何れの場合に於ても洪水波の傳播速度は水流の平均流速より大である。

又

$$Q = vF \quad \text{であるから}$$

$$dQ = v \cdot bF + F \cdot dv$$

$$= v \cdot b \cdot dh + F \cdot dv$$

$$\frac{dQ}{dh} = vb + F \frac{dv}{dh}$$

故に (5) 式より

$$u = v + \frac{F}{b} \cdot \frac{dv}{dh} \dots (10a)$$

$$= v + F \cdot \frac{dv}{dF} \dots (10b)$$

而して大抵は $u > v$

理論上は上記の如く拋物線形の横斷面にありては、洪水波の傳播速度は水流の平均流速より $\frac{1}{3}$ 大である、然しながら實際に於ては計算と一致することもあるが、洪水流下に際し、途中の高水敷、遊水敷等あるために計算によるものより大體に於て小さい、而かも非常に小さく、計算値の $\frac{1}{2} \sim \frac{1}{4}$ の事も稀でないのは途中の氾濫の程度、横斷面の形狀及勾配の不規則なる變化等に因るのである、従つて水流の平均流速よりも著しく小なることがあるのである。

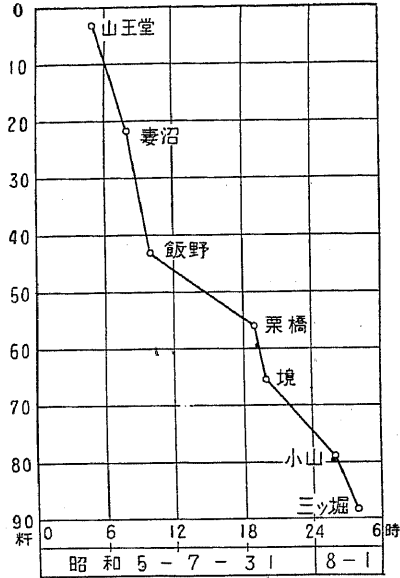
2. 洪水波傳播の實例

洪水波の傳播速度は大なる河川に於ては大體 1 時間に付 3~10 km である。

利根川 利根川に於ける昭和 5 年 7 月 31 日の出水は殆んど計畫高水位に近いものであつて、各量水標に於ける洪水曲線は第 102 圖の如く、又各箇所の最高水位傳播の有様を圖示せば第 105 圖の如く、各區間の傳播速度は第 52 表の通りで

第52表 利根川に於ける洪水波傳播速度

區 間	距 離 m	傳 播 時 間 時	傳 播 速 度 km/時
山王堂 妻沼	18,717	3	6.24
妻沼 飯野	21,700	2	10.85
飯野 栗橋	12,575	9	1.40
栗橋 境	9,082	1	9.08
境 小山	14,347	6	2.39
小山 三ッ堀	8,484	2	4.23
山王堂 三ッ堀	84,885	23	3.69



ある。同表を見るに飯野、栗橋間に長時間を要したのは第六章第一節に述べた渡良瀬川への逆流に因るもので(第50圖参照)、従つて栗橋、境間は短時間となつたのである。

阿武隈川 館矢間流量観測所に於ける流

第105圖 利根川に於ける洪水波の傳播 量曲線及平均流速曲線式は次の様である。

流量曲線式 $Q = 69.41 (h+0.61)^2$

平均流速曲線式 $v^2 = 0.681 h + 0.230$

昭和2年7月8日最高水位に近く、水位上昇中の流量観測に際し次の結果を得た。

$h = 1.97 m$

$F = 345.70 m^2$

$Q = 452.72 m^3 / sec$

$v = 1.309 m / sec$

$b = 164.0 m$

前記公式の實例として試に計算して見れば次の如くなる。

(7) 式によれば $u = \frac{4}{3} v = \frac{4}{3} \times 1.309 = 1.745 m / sec$

(5) 式によるに $u = \frac{\Delta Q}{b \cdot \Delta h}$

$$= \frac{2 \times 69.41 (1.97 + 0.61)}{164.0} = 2.184 m / sec$$

(10a) 式によれば $n = v + \frac{F}{b} \cdot \frac{dv}{dh}$

$$\frac{dv}{dh} = \frac{1}{2} \cdot \frac{0.681}{(0.681 \times 1.97 + 0.230)^{\frac{1}{2}}} = 0.271$$

故に $u = 1.309 + \frac{345.70}{164.0} \times 0.271 = 1.881 m / sec$

假りに以上三式による平均を求むるに $u = 1.937 m / sec$ 即ち1時間に付 6.97 km となる。

而して館矢間より 18,116 m 下流に在る江尻量水標に洪水の頂點が到達す時間 は 5 時間半餘で、其速度は1時間に付 3.21 km となり、上記計算の約半分に過ぎない、之は兩所間に河幅が非常に廣き所があつて、横斷面が極めて不規則なるに因るのである。

第四節 洪水豫報

河川の上流地點の雨量、水位、流量等より、其の下流地點の水位流量及最高水位の起る時刻等を豫報することを洪水豫報 (Flood prediction) と云ひ、此豫報が出来らば、下流に於ける水防準備を初めとし、舟運並に發電水力の調節池の利用上益することが多い。

佛國にては洪水豫報に關し、Belgrand, Kleitz 氏等が 1840 年頃より、研究して、Loire 河及 Seine 河に實施した、佛國の次に洪水豫報を行ひしは、Bohemia にして、Harlacher, Richter 兩氏が Elbe 河に就て研究した。

洪水豫報の實施に當りては、永年に亘る充分なる觀測資料を必要とし、而かも出水に關しては各河川夫々特種の事情があるから、一河川の結果を他の河川に應用することも出来ず、甚だ困難なる事柄である。依て先づ量水標を成るべく多く設けねばならぬ、又雨量計の設置も大切である、而かも之等の觀測方法は一定の統制ある方針に依らねばならない、尙専用の通報機關が必要である、例へば Donau 河にては、洪水豫報用電話線網及遠方の各地方の水位を中央局の一箇所に表示する設備が極めて完全に備はつて居る。

洪水豫報の方法は大體次の様なものである。

1. 上下流二地點の水位の關係を長期の觀測を基礎として或る式にて表はし、上流地點水位より下流地點の水位を推定するもの。

(a) 大なる支川合流するものなき時

$$h_1 = a + bh_2$$

式中 h_1 = 下流地點の水位

h_2 = 上流地點の水位

a, b = 或る常數

(b) 支川合流する時

$$h_1 = a + bh_2 + ch_3$$

式中 h_1 = 下流地點の水位

h_2 = 幹川に於ける上流地點の水位

h_3 = 支川に於ける上流地點の水位

a, b, c = 或る常數



第105圖 水位豫報

2. 従來の永年に亘る各洪水に際してIの主なる量水標の最高水位及最高水位の時刻を集めて表となし、之により下流の各地點に起り得べき最高水位を推定するもので、Elbe 河には此方法を採用して居る。

3. 上流の水位を通報すれば、流量曲線にて上流の流量が分る、此流量より下流の流量を推定し、其地點の流量曲線にて下流水位を推定する方法もある。

4. 洪水は主として雨量及其分布に因るから、雨量より流量を推定し従て水位を推定するのであるが、雨量計の設置箇所も充分なる能はず、又流域の濕潤状態等に依て非常なる差を生ずるを免れず、甚だ困難である。

5. 最高水位等を豫報するに充分なる資料なき箇所にて、洪水の警報を發することは出来る、即ち上流の量水標が上昇して洪水の虞ある時には、觀測人が其旨を電信或は電話にて下流へ通報すれば非常に便利である、尙警報を發すべき土地が遠隔ならざる時には、警報は水位に依らず雨量及天氣の模様を報告すればよい。何れの方法によるも最高水位の起る時刻は従來の經驗による洪水波傳播速度より推定すればよい。