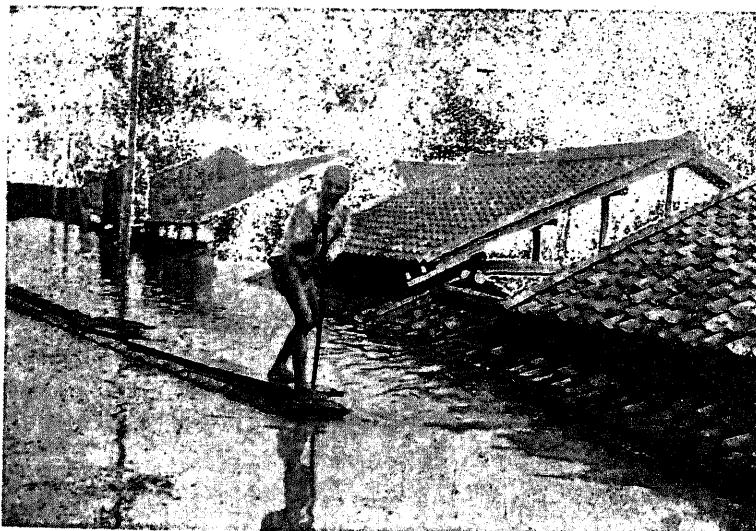


第三章 出水

第1節 洪水現象

1.1 洪水の頻度 充分な堤防の築造がない自然状態の川では、1年乃至數年に1度位はきっと洪水が出て河岸を横溢し、沿岸地域に廣く氾濫して大災を及ぼす(第48図)。我が國で最も古くから洪水の記録が歴史に残つて

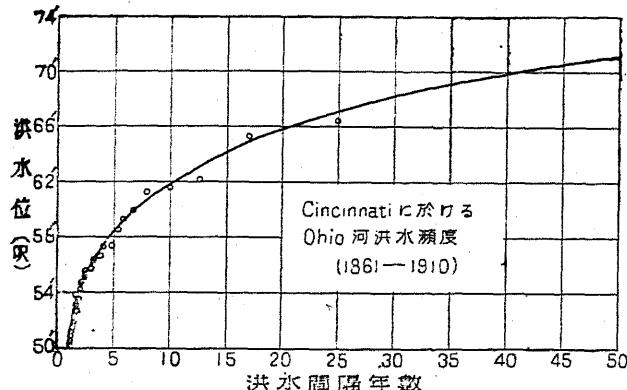


第48図 淀川洪水高根町浸水の光景(大正六年)

居るのは、何といつても舊都に近い淀川である。上野新太郎氏の詳細な調査によると、推古帝の9年(皇紀1261年)から大正14年まで1325年間に、歴史に載つた淀川洪水は回数254回、年数206年で、其の平均間隔は6年半になる。外國では、禹が9年の洪水を治めたといふ支那の黄河や、世界最古の文化の花を咲かせたエジプトのナイルの洪水は最も有名であるが、米國のミシシッピー下流も仲々洪水に悩み、約6年に1回の割だといふ。

尤もどの川でも小洪水は數が多く、比較的短期間に繰返されるが、大々洪

水は極めて稀で、長年月を経て始めて繰返される。第49圖はオハイオ河の洪水位とそれに應する間隔年数を對照したものである。隨分規則正しい關係を示すではないか。それで米國あたりでは、毎年起る様な程度の洪水を Probable flood といひ、100年に1回起



第49図 洪水位と洪水間隔年数(オハイオ河)

第46表 黄河の洪水回数

時代	洪水数
禹時代以後	1676年間
第一遷後	613回
第二遷後	1037回
第三遷後	146回
第四遷後	300回
第五遷後	361回
第六遷後	80回
計	4213年 1573回

year flood といつて、夫々に應する對策を講ずることにして居る。黄河は河道の大變遷が禹の時代以降日支事變中蔣軍による人爲的決潰變遷まで七回ある。鄭肇經氏が歴史を調べた結果によると、其の間に大氾濫或は大破堤を生じ大災害を與へた洪水數は第46表の如くで、4213年間に1573回もあり、平均2年に1回の割になつて居る。

1.2 洪水の種類 洪水は其の原因によつて大體二類に分つ。

(1) 豪雨による洪水 低氣壓に伴ふ豪雨は屢々洪水を起す。而して之は概ね夏季にあるので夏の洪水(Summer flood)ともいふ。特に地質が不透水性な地方や、既に數日前に降雨があつて地面が充分濕り水分の飽和して居る際に豪雨があると洪水になり易い。そして其の水位の上昇程度は降雨の強さと連續時間と降雨區域の廣さ及び地質の透水性、降雨前の地温狀態如何によることは勿論であるが、其の外各支流域内の降雨の分布と時期とも關係する。例へば各支流からの出水が同時に合流點へ到達する様な場合には下流の洪水位は別して高くなる。之に反し支流からの出水時期が多少喰違

へば、下流の洪水位は比較的低くその代り長く續くことになる。

(2) 氷雪の融解による洪水 山の雪や氷河が早春に解けて洪水となるもので、特に其の頃暖雨が降ると、一層融解を促進するばかりでなく、地盤はまだ凍つて全く不透水なため流出分多く爲に大出水となる。春の洪水(Spring flood)といふのがこれである。此の種の洪水は比較的長時日に亘り、且つ其の間の水位が晝と夜とで違つたり、一般に不規則な升降を示すのが特色である。我國でも裏日本の諸川には此の春先きの洪水が少くない。

冬期凍結する川では早春の洪水が一番起り易い。蓋し河面がまだ氷結して居る處に山の雪などが融けて水量が増すと、水面を下から押上げて塊状に破碎して一時に下流へ押し流す。是等の氷塊が途中どこかに引かゝると、後から後から累々として集積し、遂には長く高い堰の形になつて殆んど完全に水路を杜絶する。其のため上流には水が刻々に貯溜して大洪水となるのである。河道が不良で所々に淺瀬があつたり強度の彎曲部があつたりすれば、得てかやうな危険が多い。此の種の洪水は氷塊閉塞の地點より上流には急激な水位の上昇を見、下流は一時却つて水位の激落となるのを特徴とする。

我國は熱帯起原の颶風やアジャ大陸起原の大陸旋風の通路に當り屢々豪雨を見る上に、地勢が急峻で大小の河川概ね急流であるが爲、毎年洪水を招いて莫大の損失を蒙る。内務省土木局の統計年表によれば、最近10箇年の水害損失額は第47表の通りである。之を平均すると年々1億餘圓の巨額に上り真に遺憾な次第といはねばならぬ。特に最後の昭和9年の如きは其の被害最も大で、北海道及び内地46府縣の殆んど全部に及んだ。此の表にはないが其の翌年も亦之に劣らぬ全國的な洪水の年として著名である。

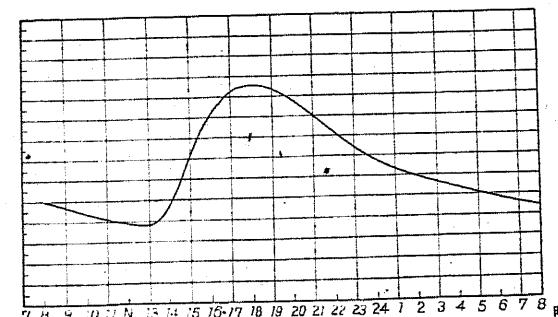
第47表 本邦水害損失額(単位千圓)

年 次	1925	1926	1927	1928	1929	1930	1931	1932	1933	1934
復舊費(河川、道路、橋梁 其他土木工事)	28 477	30 612	20 980	37 058	29 589	37 303	26 643	39 723	29 038	125 804
諸損耗(耕作物、建物等)	32 983	39 663	10 570	15 827	9 714	19 561	8 893	48 250	9 333	393 495
合 計	61 460	70 275	31 550	52 885	39 304	56 863	35 535	89 978	38 370	529 299

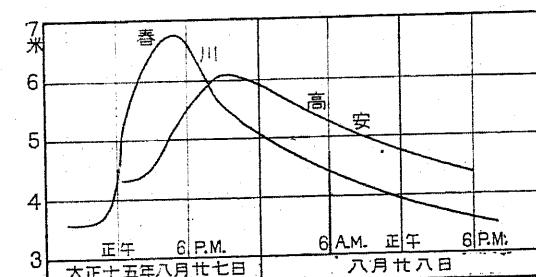
1.3 出水時の量水曲線 時々刻々の水位若くは流量を縦軸に時間

横軸にした曲線を總稱して量水曲線(Hydrograph)といひ、特に水位の場合は水位時間曲線(Stage-time curve)、流量の場合には流量時間曲線(Discharge-time curve)といふ。

出水時に於ける水位又は流量時間曲線の大勢を見るに、一般に初期の上昇は緩慢であるが、次第に急激となり、再び緩慢となつて極大に達するを例とす。其の後の下降も亦此の順序を逆に履むから、全體として一つの波形を表はすこととなる。河の最上流部で而も只一つの連續降雨に因る量水曲線は、滑かな單一波形をなし且つ時間の幅に比し水位又は流量の上昇が大きい。然し下流に行くと河幅のみならず氾濫區域が増大し途中の貯溜量が多くなる結果波高は漸次減じ、出水時間の幅は増して、比較的低平な波形となり、而も上昇部が急に、下降部が緩くなつて波形は歪められる。減水中に再度の降雨があれば量水曲線は更に不規則な形となり幾つかの山を現出することもある。



(a) 阿蘇黒川の出水位曲線(昭和15年7月21~22日)

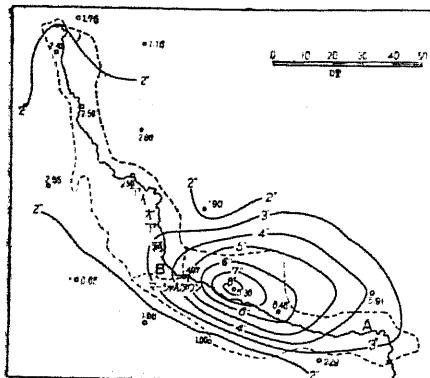


(b) 洪水時の水位曲線(漢江)

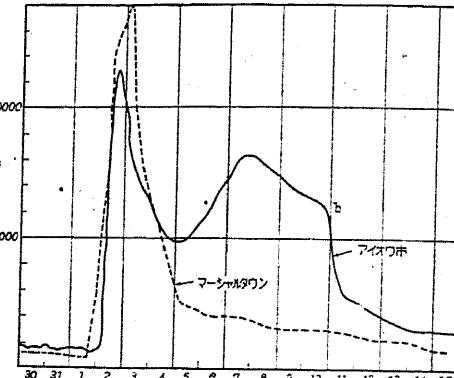
第50圖

尙ほ茲に注意すべきは、單一の雨でも河によると量水曲線に二つ或は三つの波頂を示す事があることである。それは多く幾つかの支流の出水時期が多少違つた爲なるを例とするが、然し必ずしもさうとは限らない。米國ナグラー(F. A. NAGLER)氏によ

ると、アイオワ河では單一降雨による出水の峯が中流部では只一つなるも、アイオワ市では大抵二つに分れる。而も其の途中には之といふ有力な支流は一つもない。例へば 1929 年 8 月 2 日に數時間豪雨があり、其の雨量分布は



(a) 雨量分布



(b) 量水曲線

第 51 圖 Iowa 河の 1929 年 8 月洪水

第 51 圖(a)の如くで、その爲に生じた出水時の中流地點マーシャルタウンと下流アイオワ市に於ける流量曲線は同圖(b)の様になつた。アイオワ市の量水曲線で特に興味あるのは、(i)單一降雨で二つの峯が現はれること、(ii)二度目の峯の後の減水期中に於て更に 8 月 10 日の處に急降下があることである。此の二重出水の原因は勿論雨の降り方に因るにもあらず又支流の影響でもない。第一の峯はマーシャルタウンの出水と同様、雨水が直接河道を流出し來つたもので、深く狭い河道平水敷と其の傍らの幅僅かに數百呎の洪水敷中を急速流下したのである。而してそれより數日遅れアイオワ市に現はれた第二の峯は、此の洪水が異常に甚大で氾濫が前記河道外の廣い範囲(河谷の幅 1~3 哩の内 1 哩程)にも及び、其の氾濫域に一時貯溜した多量の水が再び吐き出されて生じたものとナグラー氏は解する。序に減水途中(圖の i 點)の急變は如何にして起つたかといふに、それは圖の i 點に於ける流量が約 6000 呎³/秒なること、又一方で此の川の河道一杯(氾濫なき)のときの最大流量がアイオワ市で約 6000 呎³/秒なること、を併せ考へれば了解出来る。即ち二重出水後の減水期に於ける急降下は、畢竟河道外の氾濫水が出切つたことを

示し、其の時からは河道内ののみの流出になつた爲に外ならぬ。

1.4 出水時の流速曲線 出水時の水位や流量曲線に準じ、平均流速の時間的變化を圖にしたものと流速時間曲線といふ。之も水位曲線及び流量曲線と類似の波形を呈する。同一地點では等三種の曲線を對比するに、大抵は水位が昇りつめる前に先づ最大流速が來り、次で最大流量となり、それより僅か遅れて最後に最大水位となる。かくなる理由は次の様に了解出来る。

今 Q, A, v を夫々流量、断面積、平均流速とすれば、出水時には何れも時間 t の函数と見做し得る。そこで、 dt 時間の断面積の變動 dA に伴ふ流量の變化を dQ とすれば

$$vdA = dQ$$

又 dt 時間に流水の移動する距離 ds は $ds = vdt$ であるから

$$\frac{dA}{dt} = \frac{dQ}{ds} \quad \therefore \quad \frac{dA}{dt} - \frac{dQ}{ds} = 0 \quad (1.1)$$

依つて $dA/dt = 0$ 即ち最大水位の時は $dQ/ds = 0$ で、 Q も亦最大になつて居る。若くは ds を隔てた上下流兩地點間に流量の差がないときである。上下兩地點に流量の差がないのは、最大流量が既に上流地點を通過して兩地點の中間に來て居ることを示すから、最高水位よりも前に最大流量が起ることになる。

次に $Q = vA$ の兩邊を時間で微分し

$$\frac{dQ}{dt} = A \frac{dv}{dt} + v \frac{dA}{dt} \quad (1.2)$$

に於て、 $\frac{dQ}{dt} = 0$ 即ち最大流量の時は、 $\frac{dv}{dt} = \frac{dA}{dt} = 0$ 即ち流速も水位も同時に最大になるか、或は $\frac{dA}{dt} > 0$ 従つて $\frac{dv}{dt} < 0$ でなければならぬ。後の場合には、 $\frac{dA}{dt} > 0$ 即ち水位が未だ上昇しつゝあつて最大に達せざるに、 $\frac{dv}{dt} < 0$ 即ち流速は減じつゝあつて既に最大を通過したことを意味する。

依つて(1.1)、(1.2)兩式から、流速、流量、水位は三者とも同時に極大となるか、或は最大流速、最大流量、最高水位の順に起るべきことが知れるのである。従つて同一水位でも流量及び流速は増水期が減水期よりも幾分大である。

1.5 洪水波 洪水の場合に、川の上下諸地點の水位曲線につき、同時刻

の水位をとつて平水位からの上昇を圖にすると、水面は川に沿ひ波状をしてゐることが分る。之る洪水波(Flood wave)といふ。豪雨による洪水に於て特に顯著である。波長は高さに比して極めて長く、多くは河の全長に亘り只一つの波頂を有するに過ぎない。然し雨の降り方により、或は支流の出水時期の喰違ひ其他の原因により、二つ或は三つの波頂を示すこともないではない。

洪水波の形は河により又同一河川でも上流と下流とで違ひ、又洪水の都度毎回多少の差がある。是れは河の岸や底の事情、支流や分流、大閘門の開閉、堤防の破壊等、種々の原因が影響するからである。然し洪水波前面の上昇は急で、後面の下降は緩かなることだけは例外なき事實である。

洪水波の傳播 各地點の水位曲線から夫々最高水位の時刻を求め、其の時間差を以て其の距離を割れば、洪水波の波頂の傳播速度を得る。かくして得た傳播速度は、河により又同じ川でも部分々々で著しい違ひがある。然し程度は何れも一時間に數糠である。例へば著者等が昭和10年6月29日の京都大洪水で調査した結果は、八瀬から出町までの高野川筋で 184 km/h、又加茂川筋では上加茂より四條までは平均 2.56 km/h、四條より桂川との合流點附近までは 2.73 km/h の傳播速度であつた。

洪水波の傳播速度(u)と河水の平均流速(v)との比は、從來理論的に將又實測上から盛に研究せられた問題であるが、まだ確定したとはいへぬ。普通は

$$\text{矩形断面の川では } u = \frac{3}{2}v$$

$$\text{三角形断面では } u = \frac{5}{4}v$$

$$\text{抛物線形状断面では } u = \frac{4}{3}v$$

であるといはれるが、河幅がぐんぐん廣くなるとか引水溝や分流があるとか、種々の事情でも影響を受け、必ずしもこの様にはならない。然し兎も角、斯の如き結果を導いた理論を次に紹介して置かう。

(1) セドン(SEDDON)氏は洪水流量の傳播速度を考へた。今幅 b 水位 h の川で距離 Δs を距てた二點の流量を Q_1, Q_2 とし、それが Δt 時間に $Q_1 + \Delta Q_1$,

$Q_2 + \Delta Q_2$ に變つたとする。さうすれば Δt 時間に Δs 内に上流から流入し下流から流去した水量の差は其の間に蓄積した水量に等しいといふ水量の連續方程式を作ると

$$\left(Q_1 + \frac{\Delta Q_1}{2} \right) \Delta t - \left(Q_2 + \frac{\Delta Q_2}{2} \right) \Delta t = b \Delta s \times \Delta h \quad (1.3)$$

茲に Δt を洪水波が Δs を通過するに要する時間に取れば、傳播速度 u は

$$u = \Delta s / \Delta t \quad (1.4)$$

であり、且つ同一流量が傳播する場合には上流點の初めの流量 Q_1 が Δt 後に下流に來り $Q_2 + \Delta Q_2$ になつた譯であるから

$$Q_1 = Q_2 + \Delta Q_2 \quad (1.5)$$

(1.3), (1.5) 式より $\frac{\Delta s}{\Delta t}$ を求め(1.4)式に代入すれば

$$u = \frac{\Delta s}{\Delta t} = \frac{\Delta Q_1 + \Delta Q_2}{2b \Delta h} \quad (1.6)$$

更に Δs を無限に小さく取れば

$$u = \frac{dQ}{b \cdot dh} = \frac{dQ}{dA} \left(= \frac{\text{流量変化}}{\text{横積変化}} \right) \quad (1.7)$$

之が洪水傳播速度の一般式である。洪水にもシェージー法則が使へるものと假定すれば、第二章第4節の流量・水位關係理論式を利用して dQ/dh を求め得る。例へば矩形断面では

$$Q = vA \approx CbV^I \cdot R^{\frac{3}{2}}, \quad v = CV^I R$$

であつたから、 $dh \approx dR$ に注意し

$$u = \frac{dQ}{bdh} = \frac{3}{2} CV^I \cdot R^{\frac{1}{2}} = \frac{3}{2} v$$

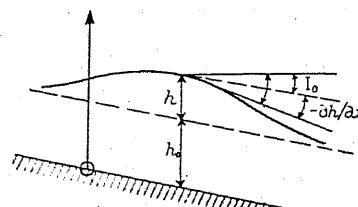
抛物線乃至三角状断面に就いても同様にして前掲の結果を得るのである。

(2) 上の證明では水面勾配 I の變化を考へて居ないが、洪水の場合は勿論

I は變化するのである。物部長穂博士は水位の傳播に就いて洪水波の速度を求めたが、其の際水面勾配 I の變化をも考へた。第52圖に於て、河底より測つた水位を h 、水面勾配を I 、平水時のそれを h_0, I_0 とすれば

$$I = I_0 - \frac{\partial h}{\partial x} \quad (1.8)$$

第52圖 洪水波



故に矩形断面では、シェージー公式より

$$v = C\sqrt{hI} = C\sqrt{h\left(I_0 - \frac{\partial h}{\partial x}\right)} \quad (1.9)$$

$$\therefore \frac{\partial v}{\partial x} = \frac{C}{2} \left(\sqrt{\frac{I}{h}} \frac{\partial h}{\partial x} - \sqrt{\frac{h}{I}} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \right) = \frac{v}{2} \left(\frac{1}{h} \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{1}{I} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \right) \quad (1.10)$$

又連続方程式は

$$-\frac{\partial h}{\partial t} = h \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial h}{\partial x} \quad (1.11)$$

然るに一定の水位 h が變化せずに傳はり δt 時間に δx だけ進んだ場合には

$$0 = \delta h = \frac{\partial h}{\partial t} \delta t + \frac{\partial h}{\partial x} \delta x$$

で、且つ $\frac{\delta x}{\delta t}$ は洪水波の傳播速度 u に當るから

$$u = \frac{\delta x}{\delta t} = -\frac{\partial h}{\partial t} / \frac{\partial h}{\partial x} \quad \text{或は} \quad \frac{\partial h}{\partial x} = -\frac{1}{u} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (1.12)$$

(1.10) (1.11) 式を (1.12) 式に代入し

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{3v}{2u} \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{v}{2u} \frac{h}{I} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2}$$

$$\text{或は} \quad \left(1 - \frac{2u}{3v}\right) \frac{\partial h}{\partial x} = \frac{1}{3} \frac{h}{I_0 - \partial h / \partial x} \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \quad (1.13)$$

洪水波は一般に頗る長いもので、 $\frac{\partial^2 h}{\partial x^2}$ は $\frac{\partial h}{\partial x}$ に比して甚だ小なるを例とする。依て第一近似値として (1.13) 式の右邊を 0 とし、従つて

$$1 - \frac{2u}{3v} \approx 0 \quad \text{又は} \quad u \approx \frac{3}{2}v$$

なるヤスムンドと同じ結果を得た。然しそは (1.13) 式の右邊を省略した時に初めて成立つことが知られる。物部氏は更に $u = \frac{3}{2}v(1+\epsilon)$ として修正項 ϵ を (1.13) 式より出さうとしたが、それは多少誤謬の點を認めるので略する。

第 2 節 洪水の防禦と計画洪水量

2.1 洪水防禦の諸法

洪水の防禦には種々昔から苦心されて居る。

(1) 堤防築造 我が國では仁德天皇は皇紀 983 年既に淀川の治水に大御心を惱まし給ひ、茨田の堤を築いて本川の澇を防がしめ給ふた。外國でも古ローマ時代から既に築堤が行はれて居る。堤防は直接河岸に沿うて設けられる許りでなく、往々環状に居村を圍繞して防禦することもある。我が國の岐阜縣に於ける『輪中』の如きは其の例である。又復堤といつて、堤防を一續ぎにせず、幾つかに切つて雁行狀にした不連續の堤防も往々用ひられる。雁行狀の二重になつた部分は洪水の遊水地になるのである。加藤清正が菊池川や綠川に施行した轡塘は半圓形の霞堤として有名である。

(2) 河川改修 單に堤防を築くばかりでなく、河道を改修して疏通をよくし障害物を除き、或は別に洪水用の排水路を設くるが如き方法も、洪水の難を少くする所以である。川の疏通能は傾斜と河の断面積によるのであるから、洪水量をも充分疏通し得る様に河道の過度な屈曲は之を直して直通し以ら、洪水量をも充分疏通し得る様に河道の過度な屈曲は之を直して直通し以ら、洪水量をも充分疏通し得る様に河道の過度な屈曲は之を直して直通し以ら、又隨時視巡りて岩塊や砂堆を除き或は漁業用や水車用の堰が多すぎたり橋の基脚の過大なるものなどは適當に取締つて疏通上の障害物を除くべきである。例へば英國ではクライド河やタイン河は、單に下流を浚渫して水深を増大したのみで洪水の危を免るゝに至つた。淀川は仁徳帝のとき難波堀江を開鑿して南水を引かせ給ひ、明治政府は洪水路として新淀川を新開した。又加藤清正は菊池川の下流を直通し、或は井芹川を附換へ有名な「石塘」を介して白川の洪水放流に利用した。

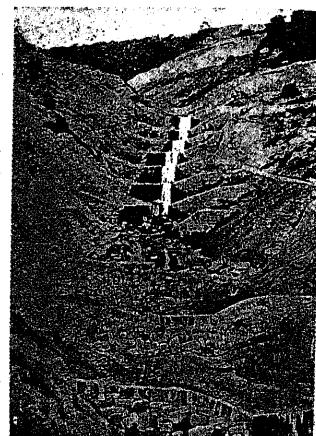
我國は洪水の頻度高く年々の損害夥だしきことは既述の通りであるから、治水問題は最重要國策の一として、主要河川の改修は國家の直轄事業とし、高水工事も既に明治 29 年より開始せられ今日まで連續不斷に實施されて居るので、洪水防禦の法は本邦古來の方法に泰西の方法をも參照して、我國獨特の輝しい進歩發達をなして居るのは心強い次第である。

(3) 湖沼と森林 湖沼や森林が洪水の水位を低め回数を少くすることは周知のことであるから、洪水防禦の根本策として、秃山には植林をなし、又必要ならば砂防工事を施し、又河谷上流に段々堰（第 53 圖）や貯水池を作り、或は

自然の湖沼に閘門を設けて排水の調節を計ることがある。

がやうな目的の植林や砂防工事は、我國では朝鮮に於て最も大規模に行はれて居る(第54圖)。湖沼の効果に就いては、琵琶湖が如何に淀川の水量調節上重要なかは言ふまでもなく、また揚子江水量に対する洞庭湖や鄱陽湖の作用が速水博士によつて闡明された。洪水豫防上貯水池が屢々考慮されるのは當然のことである。

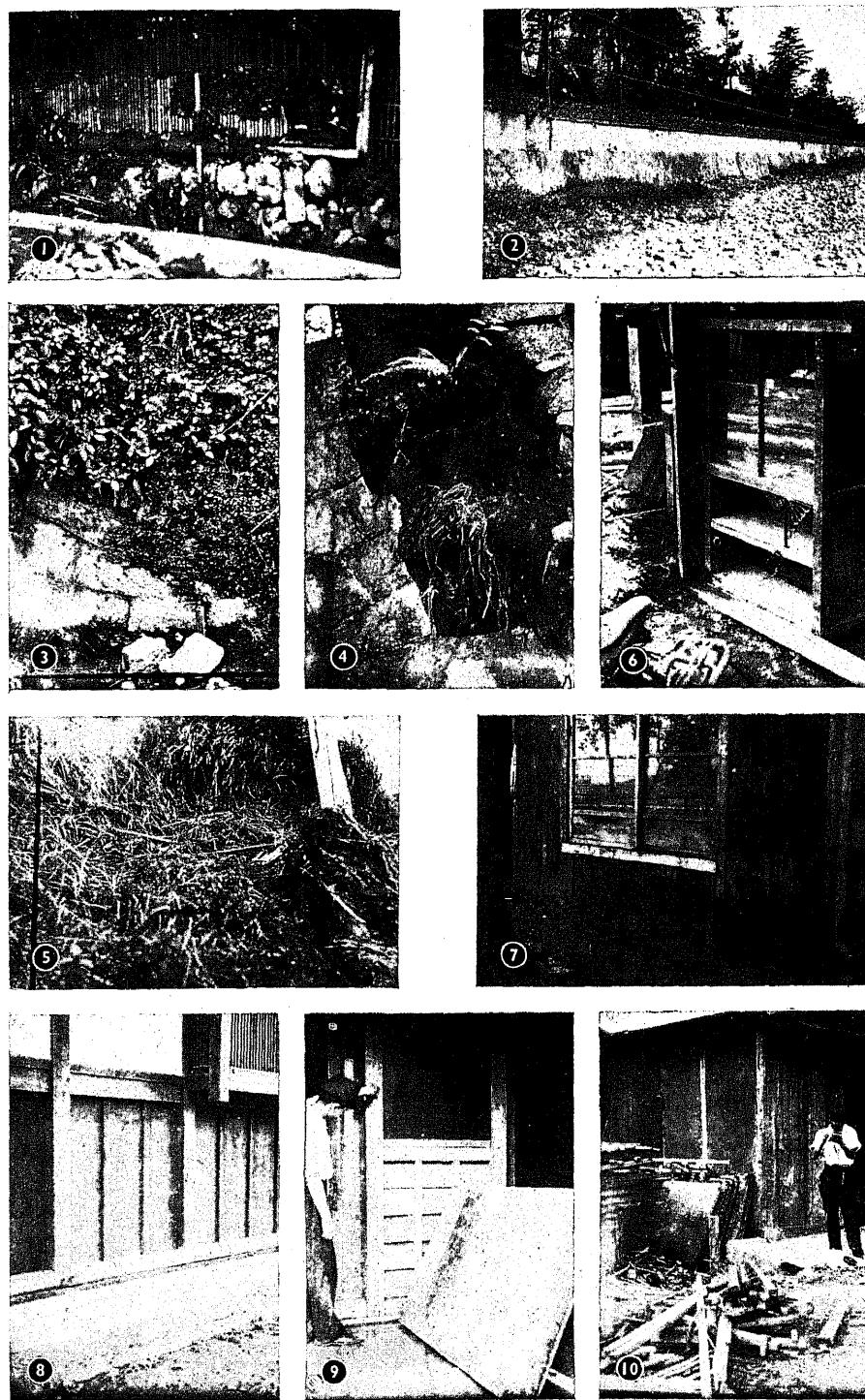
2.2 最大洪水量の決定 河川改修等を行ふには、何よりも先づ其の川の最大洪水量を知り、それに若干の安全率を加味した計劃洪水量なるものを定める必要がある。然るに大洪水中は危険な許りでなく、流木其他の障害物多くして流速計などの使用は殆んど出来ないから、精密に流量を直接實測することは不可能な場合が多い。それで茲に大洪水の流量は如何にして推定するかを述べて置く必要を感じる。



第53圖
佛國サヴォイの段々堰



第54圖 朝鮮慶尙北道龜尾面の砂防工事



第 55 圖 京都 洪水位跡 印しの色々

(1) 格子柵 御園橋附近 (2) 金網 丸太橋下消防署裏 (3) 石垣延 荒神橋下三本木 (4) 立木(板) 府立病院裏 (5) 雑草出町櫓下手東堤防 (6) 銃子戸 高野川三宅橋 (7) 銃子戸及び板壁 御園橋附近 (8) 腰板 川勝寺 (9) 上塗壁 西京極徳大寺懶子田町 (10) 中塗壁 花園櫻前

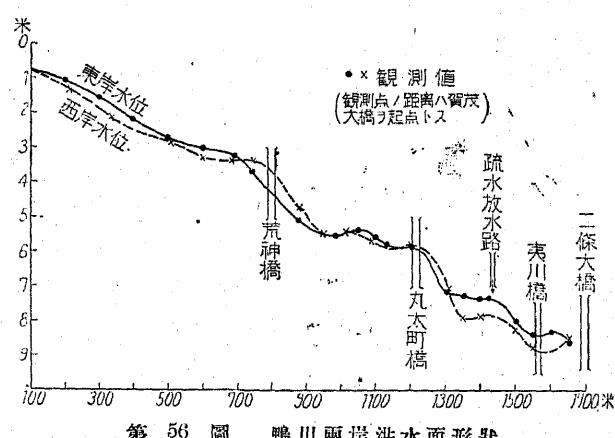
(1) 洪水中の水位及び水面勾配の決定 流量は川の断面積と平均流速との積であるから、何としても大洪水中の水位を知るのが第一である。而して洪水位の決定は比較的容易である。

沿岸に量水標又は自記量水器が設置してある場合は、其の読み取り又は自記記録によつて最大水位は直ちに分る。

然し、量水設備が無かつたり、或は有つてもそれを超過し若くは故障があつた場合には、洪水後に其れが残した最高水位の跡を調査すればよい。例へば鴨川は殆んど平日には水がないので量水設備がないから、昭和10年6月京都に大惨害を與へた大洪水の最高水位を定めるのに、吾々は種々の形式で現はれて居た洪水の跡を河岸全部に亘つて調査した。第55図は其の各種各様の例を一つづゝ示したものである。人家に殘る印しでは板塀や壁、襖、障子、硝子戸等にある水の浸みやゴミの附着で計る。しかし襖や障子、荒土壁などの水の浸みは勿論幾分か實際の洪水よりも高くなつて居ることを念頭に置いて處理せねばならぬ。此の點から云ふと硝子戸に附いた汚れや塵は申分なき明瞭な記しを與へ、板及び上塗壁亦然りである。戸外では生垣や金網柵等に流れ付いた草やゴミ

は極めて良好な洪水位を教へて呉れるし、又石垣では下から上まで一連に繩はり生へた蘿や雑草も亦之にかかるゴミの最高位によつて洪水位を知るに充分である。また鱗の様に皮の

剝げかゝつた松や櫻などが岸に生へて居れば、これも恰度金網と同じ役目をして呉れる。盛土堤防上では生へ茂つた雑草の洗ひ倒された方向や其の間に挟まるゴミの具合から洪水位が判斷出来る。河川に沿うて各地點の洪水位が分れば、洪水時の水面勾配も断面積も算定することは容易である。



第56圖 鴨川兩岸洪水面形狀

吾々は鴨川の東西両岸に沿ひ50~100m以内に少くとも一點ぐらいかやうな洪水位の跡印しを求めて、其の所在に杭を打ちて之を標示し、其の高さをYレベルを用ひ普通法に従つて水準測量した。第56圖は出町橋から二條大橋までをかやうにして測つた洪水位の變化である。此の圖を見ると出町から二條まで大體 $\frac{1}{250}$ 程度の水面勾配で流下したことになつて居るが、特に出町から荒神橋の少し上手までの間は頗る整正で殆んど直線状をなし、水面勾配は東岸で0.00417、西岸で0.00494、平均0.00456となつて居る。又此の邊での断面積は此の洪水面下で $184.9 m^2$ 、徑深は1.395mを得た。

序ながら、第56圖で注意を惹くことは橋の作用である。橋の上手では水位が漲れ上がり、下手では落ち込んで居る。其のため氾濫は何れも橋の袂上で起り、橋の下手は河岸でも何等被害がなく浸水すら受けなかつた處が多い。水位異常の程度は橋の上手約200mから膨れ始め、橋の直前では50~70cmも盛り上り、橋の下手200mほどの間は恰度その反対に水位を低下され、程度は上流の膨隆作用と同じで、上下流水位の急落が1~1.5mあるのである。

(2) 洪水中の流量決定 既に洪水位と水面勾配が分れば、其の時の流量を決定するには次の諸法によればよい。

(i) 流量公式の適用。クッター又はマンニング公式を利用する方法で。吾々は前記京都大洪水時の最大流量を算定するにクッター・シェージー公式を用ひた。而して粗度係数は當時の河岸状況より判断し、 $n=0.035$ を用ひ、出町橋下流での最大流量15000個を得た。此の方法は、本川の如く平素の流量が充分調査されて居ない場合には最も良い方法であるが、もし平素さうした洪水でない場合の流量調査が多數行はれて居る場合には、パウルゼン(G. G. PAULSEN)氏が云ふ様に次の諸法によることも出来る。

(ii) 流量水位関係の外挿。流量Qと水位h(河底基準)との関係が平素調べてあれば、それを對數方眼紙に圖示すると大抵は直線か或は直線に極めて近い曲線になるから、之を大洪水時の水位にまで外挿法を適用し、洪水流量を決定する。

(iii) 流速断面積関係の外挿。平素調査してある實測平均流速vと水位

との關係を圖示すると随分高水位まで殆んど直線に近い關係を示すのが例であるから、之を大洪水まで外挿法を適用して洪水時の流速を推定し、それに断面積Aをかけて流量を得る。

(iv) 流量と $A\sqrt{h}$ との關係による法。平素の實測流量Qと $A\sqrt{h}$ とを圖示しても矢張り直線に近いから、それを大洪水位まで外挿する。

(v) 浮子流速による法。浮子を流して表面流速を測ることだけは、大抵の洪水でも實行し得るから、それより断面平均流速を推定し、洪水時の断面積を乗じて洪水流量が割り出せる。

以上の様な方法で定めた洪水量の内、今までの最大なもの目標として、改修其他の計画洪水量が定められるのである。

2.3 洪水量の総合實驗公式 最大洪水量が多數の河川につき分つて來ると、其の間に何か一貫した総合法則を求めるのは當然である。事實多數の學者がそれを企て、既に80種以上の實驗公式が提案されて居る。然し斯の如く夥だしい實驗式が提出されたといふこと自體が、此の問題の如何に困難にして、どれもこれも充分でない證據で、世界各國に通ずる公式は未だ出來ず、せいぜい地方地方で局地的に適用し得られるに過ぎないことを示すのである。依て茲には我國關係の公式と、歐米で代表的なもの若干を紹介するに止める。

先づ朝鮮に於て梶山淺次郎氏は漢江、錦江、萬頃江、榮山江、蟾津江、洛東江、龍興江、北青南大川等12河川につき、既往の大洪水を記録又は古老の言によつて調査し、其の最大氾濫域を定めて最大流量を推定し、之に所謂指數公式を多少修正して適用し、最大洪水量Q($m^3/\text{秒}$)は流域F(方里)と

$$Q = C \cdot F^{0.78 - 0.04 \log F} \quad (2.1)$$

なる關係の存することを確めた。茲にCは8000~5000平均6162なる係数であるが、之を更に流域F、流路延長L(里)、流域の最大日雨量r(mm)との關係を考究し

$$C = f(310 + r)(4 + F/L) \quad (2.2)$$

を得た。但し f は流域の傾斜・森相等に關する常數で、次の標準による。

- $f=2.74$ ……傾斜最も急にして樹林なく流出率最大なる流域
- $=2.60$ ……比較的流出率大なる流域
- $=2.47$ ……流出率中位の流域
- $=2.33$ ……流出率比較的少き流域
- $=2.19$ ……最も平坦にして森林多く流出率最も少き流域

とする。之による誤差は最大10%以下だといふことである。

次で久永勇吉博士は日本各河川の最大洪水量を推定すべき一般公式を導いた。氏は先づ一日雨量 R と一日平均流量 q_{av} との関係を既往の實測から研究し

$$q_{av} = C_1 \frac{7.6165R}{0.181F} \left(1 - \frac{F_1}{F}\right)^{0.3} \quad (2.3)$$

を得た。茲に q_{av} は流域一方里當りの平均流量 ($\text{ft}^3/\text{秒}$)、 R は 24 時間雨量 (mm)、 F は全集水面積 (方里)、 F_1 は流域中の修正平地面積 (方里) である。修正平地面積とは懸案地點に最も近い平地には係数 1 を乗じ、流域最遠端にある平地部には係数 0 を乗じ、中間の平地には 1 と 0 の間を直線的に變化する係数を乗じて換算した平地面積の和で、之を以て流域の地勢を代表せしめたものである。而して係数 C_1 は地域の滲透性に關する常數で、地質を代表せしむるものとし、普通の地域では之を 1.0 とし、流域の殆んど全部が最も滲透し難き古生層や中生層の場合には 1.2 を取り、大部分が新生層の如き滲透性地質の場合には 0.8 を採る。而してそれ等の中間性なる流域に對しては夫々最も適當な中間値を採用する。

かくて q_{av} を得ば、洪水頂點流量 q_{max} (一方里當り個數) は

$$q_{max} = \rho \cdot q_{av} \quad (2.4)$$

として、再び係数 ρ と之に影響すべき諸因とを既往の洪水資料に照らし

$$\rho = C_2 \frac{3.204(1-F_1/F)^{7.788}}{I^{0.0888}} I^{0.356} \quad (2.5)$$

なる實驗式を得た。茲に I は、流域最遠端に降下した雨水が懸案地點に到達するに要する時間を τ とし、24 時間平均流量の最大が出現する終刻より前 ($\tau+48$) 時間分の雨量と 8 時間雨量の最大なる値との和を R_8 とし、 $I=R_8/R$ したものである。又 C_2 は氾濫面積の廣狭、形狀、位置、河幅の廣狭及び一般土

地傾斜の緩急による係数で、1.2 より 0.8 に變化し、其の選擇は次の標準による。

$C_2=1.0$ ……普通の場合

$=0.8$ ……懸案地點に近く廣大な氾濫部を有する河幅廣き亂流河川で、一般的土地亦傾斜緩なるもの。

$=1.2$ ……氾濫部なく河幅狭く整正なる水路を有し、且つ土地の一般傾斜も頗る急なもの。

久永博士はこの實驗式を、小は流域僅かに 0.23 方里のものより大は 906 方里的河川多數に適用して大體良好な結果を得て居る。

米國ではジャーヴィス (C. S. JARVIS) 氏は北米河川 950、歐亞其他の 28 川につき記録に残つた最大洪水量 Q ($\text{ft}^3/\text{秒}$) を流域面積 F (平方哩) と對比して、殆んど總てが

$$Q = 10000\sqrt{F} \quad (2.6)$$

以下にあり、之が洪水の最大限なることを示した。而してこの式を導くには、河道を流下し得る流速の最大限を V (例へば 10 呪/秒) と假定すれば、河の最大洪水に對する最高水位從つて最大斷面積 A (ft^2) は流域面積に關係あるが、マイヤー (MYER) 氏の多數河川につき調査した結果

$$F = C V^2 A$$

としたのを、ジャーヴィス氏が $Q = FV$ に代入して係数を定めたに過ぎない。然し (2.6) 式は世界を通じて之より大なる洪水はあり得ない最上限を與ふるのであるから、各國各川では勿論如何な洪水でも之以下な所が多い。各河川の記録的洪水量を (2.6) 式に比べた百分率をマイヤー比と呼んで居るが、其の値はアマゾン河で 50%、オハイオ河で 41.1%、ボトマック河で 49.0%、ミシシッピー河で 21%、ダニーブ河で 25%、ポー河で 15%、ナイル河では僅に 5% にすぎない。こんな譯で、(2.6) 式は洪水量の最大限には違ひないけれども、之を以て改修等の計畫洪水量とするには餘りに過大で、多くの地方では不要の大經費を空費することになるであらう。

又フルラー (W. E. FULLER) 氏は一般に T 年一回起る程度の洪水比流量 q_T ($\text{ft}^3/\text{秒}/\text{方哩}$) を與ふる實驗式として

$$q_T = C \frac{1+0.8 \log T}{F^{\frac{1}{6}}} \left(1 + \frac{2}{F^{0.3}} \right) \quad (2.7)$$

を提出した。茲に F は流域面積(方哩), C は各地方特有の係數で、隣接河川で洪水量の既知なるものがあればそれより C を求めて、未知の河川にも適用すればよいといふ。

ジャービス及びフーラー式は最大洪水量を流域面積のみにて表はし、其の原因たる最大雨量を含んで居ないのが弱點である。それでプチー(PETTIT)は米國諸州で百年に一回起る程度の大洪水量 Q (立方呎・秒)を

$$Q = C(RF/L)^{1.25} = C(R \cdot B)^{1.25} \quad (2.8)$$

の形に表はした。茲に R は 100 年 1 回といふ程の 1 日雨量(in), F は流域面積, L は延長, B は平均幅員(ft), C は各地方特有の係數である。此の式は流域面積と形狀及び雨量を含み、其の後諸家の調査によるも米國ではよく實際に適合し、外に實測資料がない場合には改修計劃等に對し極めて有要なるものとせられて居る。然し式中に流域の地勢或は傾斜を含んで居ないのは未だ充分とはいはれず、茲に尙ほ改良の餘地を存して居る。

2.4 計劃洪水量 河川の改修を行ひ或は堤防修築を爲す際には、適當な計劃洪水量なるものを定めて、之に堪え得る様に工事を行ふのである。而して其の計劃洪水量としては、從來遭遇した最大洪水量又は前記諸法によつて算定した最大洪水量を標準とし、之に一方では多少の安全率を、他方では經費の制約をにらみ合はせ決定する外はない。

第 3 節 洪水の豫報

河川改修等の計劃に資する洪水量は單に其の大きさだけでよいが、一々の洪水を豫報し下流住民に其の對策を整へしめ被害を輕減する爲には、洪水の大きさのみならず來襲の時刻及び繼續時間をも知る必要がある。

洪水豫報の研究、計劃が進歩して居るのは、佛、獨、米等の諸國で、セーヌ河の洪水は二三日前に豫報され、エルベ河下流では 12 日も前に豫報されて居る。

米國の氣象臺では洪水豫報のために全國を 70 區域に分ち、1000 都市に對して豫報を發して居るといふ有様である。然らば如何にして洪水の來襲を豫知し得るか。

我國でも治水問題は最重要國策の一として、主要河川の改修は國家の直轄事業とし、高水工事も既に明治 29 年より開始され今日まで連綿不斷に實施されつつあり、洪水防禦の方は我國古來の方法に泰西の方法をも參照して、我國獨特の輝しい進歩發達をして居るのであるが、然し洪水豫報の方は遺憾ながら未だ防禦方法ほどには目醒ましい發達をしてゐないと言はざるを得ぬ。それと云ふのも、我國の河川が前述の如く多くは急流で流路は短く降雨と共に出水が甚だ急なため、洪水豫報に著しく困難な事情があるからである。それでも直轄河川では皆、川筋の各量水標に夫々警戒水位(Warning water-level)なるものを定めて置いて、此の水位を超えれば水位の毎時觀測を行ひ、其の結果を下流に報告して警戒させて居るが、多くはまだ洪水位の値と時刻とを數量的に的確な豫報をするといふまでには行つて居ない。只若干の河川で洪水豫報の研究が積まれたものもないといふに止まる。

從來世界各地に行はれて居る豫報方法は、一般に上流の雨又は河水狀況による。即ち、

I. 水位法 (Hydrometric method)

- (1) 上流の最高水位を根據とする法
- (2) 上流水位の增高を根據とする法

II. 雨量法 (Pluviometric method)

- (1) 下流の最高水位を直接上流の雨量より推定する法
- (2) 雨量から先づ最大流量を求めて最高水位を定むる法

III. 混合法 (Combined method)

上記二方法を適當に混用する法

以上の何れかであるが、我國に試みられた豫報法も其の内を出でぬ。大河川では水位法が最も精確であるけれども、小河川では雨量法によらねば間に合はぬ。尙、最終の理想法は天氣圖より雨量を豫測しそれにより洪水を豫報

するにあるが、未だそこまでは發達して居ない。只ロサンゼルスでは1934年から氣象學者と水理學者の聯合で、天氣より洪水豫報を實行し、技術者は洪水對策をとつて居る。次に我國で行はれた實例を紹介して置かう。

3.1 水位法 第一の水位法を行つたのが5例ある。其の内最も有名なものは坂本助太郎博士の淀川(畿内)に關するもので、淀川本川の大坂に近い牧方量水標での最高水位 h_1 を豫知するため、支川木津川筋の加茂量水標及び桂川筋の天龍寺量水標の最高水位を夫々 h_1, h_2 として、其の間の關係を豊富な資料から調査研究して

$$h = -0.5304 + 0.4902 h_1 + 1.0666 h_2 \quad (\text{尺単位}, \text{誤差} > 1 \text{ 尺})$$

と決定し、之によつて9時間前に豫報が出來る様にした。尙ほ上流水位は實測に俟たず雨量より推定する方策をも講じ、稍不正確ながら16時間前に豫報出來る様にもした。是等は坂本博士が數十年の公的生活を殆んど全部淀川治水に傾倒した長き經驗と研究とから得られた成果であつて、之に基き下流沿岸の豫防組合組織の完備せることは我國に於ける模範的なものである。

次に青木楠男氏は利根川(關東)の直轄工事に當つて、栗橋に於ける最高水位 h_1 を上流の山王堂に於ける最高水位 h_2 にて決定せんとしたところ、更に栗橋に於ける出水直前の水位 h'_1 にも關係あることを知り、結局

$$h = 0.0186(h_2^2 + h_1'^2) + 10.962 \quad (\text{尺単位})$$

を得、之を實測と對照するに其の誤差±0.45尺を出でないとのことである。

而して其の下流最高水位の豫測は6時間乃至9時間以前に可能となり、改修工事に非常な便宜を與へた。

又千代川(山陰)改修工事に當つても、勝谷稔氏は出水警戒通報を上流から下流の改修事務所に發して工事施行の参考に供して居たが、其の方法の一つには水位法も用ひられた。即ち上流智頭の水位 h_1 を知れば、下流鳥取市の水位 h_2 は

$$h = 3.258 h_1 - 281.728 \quad (\text{cm単位}, \text{公算誤差} = \pm 16 \text{ cm})$$

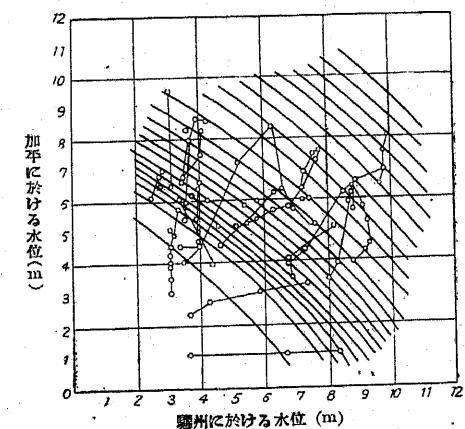
で與へられ、時刻の遅れは平均2.9時間である。之では時間が短かすぎるのと、即ち雨量式豫報法も立てられて居るが、それは後に述べることとする。

和田雄次博士は荒川(關東)筋各地點の最高水位間の關係を直線式にて求めた。其の内、東京鐘淵の水位 h_1 と上流寺尾の最高水位 h_2 とは

$$h = 0.249 h_1 - 145.997 \quad (\text{尺単位})$$

の關係を有し、其の間を洪水波が傳播するに要する時間は約58時間、平均時速0.6里だといふ。

朝鮮に於ては梶山淺次郎氏等の努力により漢江及び大同江に就きて前者は大正9年より、後者は大正15年より、極めて合理的な水位式豫報が出され、之に應する豫防組織も完成されるに至つた。此の2川とも本流に劣らぬ程の大支流があるので、本支流兩方の適當な地點に於ける水位から合流後の下流水位を豫報するため、先づ從來の洪水中に測つた各時刻毎の水位を以て一つのグラフを作製する。其の方法は方眼紙上の横軸に本川上流地點の水位を、縦軸に支川上流地點の同時水位を取り、其の二水位に相當する處に下流豫報地點に於



第57圖 京城に於ける漢江の洪
水位と加平、驪州の洪水位との關係

ける洪水傳播時間だけずらした測得水位を記入する。斯くすれば既往の一洪水毎に多數の點から成る一系列を得る。過去に觀測の出來た洪水が多數にあれば上記の様な點列が多數に得られるわけである。次に是等の點の横に記入した數値によつて、下流地點の等水位線を適當な間隔で描く。第57圖は斯様にして作つた漢江の上下流水位關係グラフである。京城の洪水位を豫報する爲に、洪水傳播に要する時間が共に約12時間に當る上流地點として本流の驪州と支流北漢江の加平とに於ける水位を縦横軸にとつたもので、此の圖一枚あると、最早や上流の水位報告があれば直ちに12時間後の京城洪水位が豫知できるわけである。大同江に就いても類似のグラフが出來て居るが省略する。只茲に注意すべきは、下流の水位が本支流上流點の水位と一次的關係ないことである。即ち圖のIsocurvesは直線ではなく同心

圓弧に甚だ近いといふ重要な事實が現はれて居る。

3・2 雨量法 第二の雨量法には色々の仕方がある。

(1) 先づ雨量から直接に下流の最高増水位を見出す方法を取つたものが5例ある。簡単なものから述べると、勝谷稔氏は千代川の鳥取市洪水位を上流智頭の雨量から豫報する爲に、智頭の降雨最盛時より鳥取最高水位に達する迄の時間を既往7回の洪水に就き調査して平均6時間を得、従つて降雨最盛時より6時間前迄の智頭雨量 R_{15} (mm) と鳥取の増水位 H (cm) とを縦横軸にして圖示するに略直線的配列を示すから、之を實驗式にして、

$$H = 4.470 R + 5.213 \quad (\text{公算誤差} = 15 \text{ cm})$$

を得た。之を増水前の基礎水位に加へ、洪水位の豫報をするのである。

又九州の川内川では糸川之氏が、下流川内町の最高水位出顯時と水源地矢嶽の降雨最盛時との時間を調査して7乃至8時間を得、従つて矢嶽の降雨最盛時に至る7時間雨量 R_7 (mm) 及び8時間雨量 R_8 (mm) と川内市増水位 H (m) とを既往の洪水18回につき調査圖示するに直線的關係あることから

$$\begin{aligned} H &= 0.025 R_7 - 0.629 \quad (\text{平均誤差} = 14.6 \text{ cm}) \\ &= 0.025 R_8 - 1.267 \quad (\text{公算誤差} = 13 \text{ cm}) \end{aligned}$$

を得、洪水豫報をすることにした。

上野己熊氏も亦筑後川(九州)久留米市の洪水豫報に上流森町の雨量を以てすることにした。多年の経験から、森町の10時間雨量が40mmに達すれば下流久留米市の水位は大抵既に増水し始めるから、此の時刻に於ける同所の水位をBase level h_0 と名づけ、此の時刻を「警戒時」と稱し、Base level から最高水位迄の高さを「増水高」 H (尺) と呼ぶことにした。そしてこの H を知る爲に、過去50回の洪水につき警戒時後更に3時間、4時間及び5時間までの森町雨量を警戒時前10時間雨量に加へたものを夫々 R_{13} , R_{14} , R_{15} (mm) として、是等と久留米増水高 H とを圖示するに大體直線的關係の存するを見た。依つて之を實驗式にすると、

Base level 3 尺~6.5 尺のとき

第3節 洪水の豫報

$$H \text{ (尺)} = 6.01 + 0.0436 R_{15} \quad [\text{平均誤差} = 1.24 \text{ 尺}]$$

$$= 4.43 + 0.069 R_{14} \quad [\text{公算誤差} = 1.25 \text{ 尺}]$$

$$= 4.39 + 0.0734 R_{13} \quad [\text{公算誤差} = 1.09 \text{ 尺}]$$

Base level 6.5 尺~11 尺のとき

$$H \text{ (尺)} = 2.83 + 0.0721 R_{15} \quad [\text{平均誤差} = 0.66 \text{ 尺}]$$

$$= 2.44 + 0.1125 R_{14} \quad [\text{公算誤差} = 0.73 \text{ 尺}]$$

$$= 2.73 + 0.0833 R_{13} \quad [\text{公算誤差} = 0.79 \text{ 尺}]$$

Base level 11 尺~15 尺のとき

$$H \text{ (尺)} = 2.46 + 0.026 R_{15} \quad [\text{平均誤差} = 0.8 \text{ 尺}]$$

$$= 2.44 + 0.0273 R_{14} \quad [\text{公算誤差} = 0.84 \text{ 尺}]$$

$$= 2.66 + 0.0286 R_{13} \quad [\text{公算誤差} = 0.84 \text{ 尺}]$$

Base level >15 尺 のとき

$$H \text{ (尺)} = -1.83 + 0.0463 R_{15} \quad [\text{平均誤差} = 0.2 \text{ 尺}]$$

$$= -2.03 + 0.0503 R_{14} \quad [\text{公算誤差} = 0.2 \text{ 尺}]$$

$$= -2.07 + 0.0521 R_{13} \quad [\text{公算誤差} = 0.1 \text{ 尺}]$$

平均誤差を見ると R_{15} を用ひる方が最良の様であるが R_{14} でも R_{13} でも大差はないから、豫報時間の餘裕といふ點からは R_{13} を用ひても亦よいのである。兎も角既に増水高が分れば、之を Base level に加へ $h = h_0 + H$ で最高水位も分る。

久留米に於ける最高水位出顯時刻は過去50回の洪水につき調査すると警戒時から平均16時間になり、出水前の土地乾湿によつて多少の遅速がある。故に上野氏は警戒時後の3時間雨量が警戒時前の3時間雨量に比し増減が20%以内のものは、最高水位時刻を16時間とし、40%以内のものは1時間を加減し(後の雨量大なれば+、小ならば-)、其他20%づゝ増減する毎に1時間を加減するものとした。斯くて前記50回の洪水實測と對照したるに、誤差2時間以内のもの69%で、其他も概ね3~4時間内にある。

上野氏は更に北小國雨量を以て筑後川久留米に於ける16尺以上の危険出水を豫報する簡便法を研究した。それは、既往多數の洪水につき第48表の様な降雨條件 (A)(B)(C) 三つの場合を規定した。各區分中主條件は絶對的とし、副條件は3欄中何れか1に該當すればよいとして、既往の洪水中是等の條

第三章 出 水

件に該當するもの

久留米洪水位を調査したるに第49表の様な結果になつた。

依つて、(A)若くは(B)の條件で充分16尺以上の出水を豫報してよいことが分る。外れたものも殆んど皆14尺以上の大出水

で充分警戒させる必要がある。

14尺以上の出水豫報ならば(C)の條件で澤山である。

又坂本助太郎氏は前記淀川出水豫報に必要な加茂川及び天龍寺川の水位を實測に俟たず雨量より推定する方策をも立て、豫報を迅速ならしむることを得た。即ち雨量から以前の土地乾燥状況により5~10mm(地表貯水量及び土地濕潤の爲の費消量)を減じたものをRmm、其の降雨平均強度をr(耗/時)、増水位をH(尺)として次式を與へて居る。

$$\begin{aligned} \text{加 茂} \quad H &= 0.7639 + 0.0755 R \quad \text{for } 1 < r < 3 \\ &= 0.5284 + 0.0832 R \quad 3 < r < 6 \\ &= 0.4287 + 0.0930 R \quad 6 < r < 12 \\ &= 0.7965 + 0.0974 R \quad r > 12 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{天 龍 寺} \quad H &= -0.0716 + 0.0217 R \quad 1 < r < 3 \\ &= -0.0062 + 0.0352 R \quad 3 < r < 12 \\ &= 0.6416 + 0.0402 R \quad r > 12 \end{aligned}$$

(2) 次に雨量から最大流量を求め、それから洪水位を知らうとする例が六つある。

第48表 筑後川危険出水降雨條件

場合	區 分	主條件		副條件(主雨前の雨量)	
		8時間雨量	前雨	24時間雨量	同48時間雨量
(A)	1	50 mm	80 mm	120 mm	160 mm
	2	60	60	100	140
	3	70	40	80	120
	4	80	20	50	80
	5	90	不問	不問	不問
(B)	1	50	70	100	150
	2	60	50	80	120
	3	70	30	50	80
	4	80	20	30	50
(C)	1	50	50	80	120
	2	60	40	70	100
	3	70	20	40	70
	4	80	不問	不問	不問

第49表 筑後川出水豫報成績

條件	洪水 總回數	久留米水位16尺 以上の有無		水位14尺以 上の有無	
		有(回數)	無(回數)	有(回數)	無(回數)
(A)	28	20	8	26	2
(B)	31	23	8	28	3
(C)	44	24	20	37	7

第3節 洪水の豫報

並川熊次郎氏は北上川(東北地方)登米町の洪水量を推定するに、其の上流全域に亘る雨量観測が毎日1回のもの外ないため、止むを得ず日雨量を基準とし、全域平均日雨量をR(mm)にて表はすこととした。

さて上流地域の雨が登米にて最大效果を示すのは通常満1日以上を要する事實から、最大降雨日の雨量が登米最大流量に及ぼす效率係数をa(普通1)、前日雨量及翌日雨量のそれを夫々a', a''として、其の數値を既往の實例により決定する。又雨量中の滲透分となるものを修正する爲に、登米水位22尺以上のときは流域の土濕飽和状態にありて滲透能力なき事情にあるを以て、登米水位h(R)がそれ以下のときは(22-h)に比例して滲透するものとした。同様に雨量中の蒸發分に關しても、日雨量120mm以上ならば蒸發力なく、それ以下の日雨量Rmmのときは(120-R)に比例して蒸發し流出分を減ずるものと假定する。かくして、登米附近に來る流量Q'(尺³/秒)と日雨量R(mm)との關係を研究し

$$Q' = 1660 \left[1 - \frac{(22-h)(120-R)}{900} \right] R$$

を得た。之に依つて、さきの係數a, a', a''を乗じたる3日間の日雨量による流量を求めて累加しQ''とする。Q''は最近降雨より起る最大流量であるから、之に出水前からあるBase flow qを加ふべきである。而してq(尺³/秒)は出水前の水位h(R)から北上川の流量水位關係式

$$q = 184.5(h-8.3)^2$$

に依つて算出する。Q''とqとの和Qが全流量であるから、之に應する最高水位H(R)は

$$Q'' + q = 184.5(H-8.3)^2$$

即ち $H = \sqrt{Q/184.5 + 8.3} = \sqrt{(Q''+q)/184.5 + 8.3}$ で與へられる。かくして登米の最高水位が上流の雨量から豫報されるのである。

岡部眞平氏は江ノ川支流西城川(廣島縣)十日市町に就て研究した。遞信局水力課が作つた水位流量關係式

$$Q(\text{個}) = 159 h^2(\text{尺}) + 201 h(\text{尺}) + 196$$

を用ひて、洪水時の實測増水位 Δh から之に相當する流量増加 ΔQ を計算し、それと同所の雨量との關係を検するに、概ね 3~4 時間雨量の關係最も密接なるを認めた。依つて大正 6 年から大正 13 年に至る 11 回の洪水につき、其の主原因を 4 時間最大雨量 R_4 にあるとし、更に出水前の地濕狀態を示す補助效果として該 4 時間最大雨量の時刻より前 5 日間の合計降水量を P_5 として、是等と増水量 ΔQ との關係を研究し

$$\Delta Q = 1446 \times 1.033^x,$$

但し

$$X = R_4 + (0.713 P_5 - 0.0029 P_5^2)$$

を得た。之を先に與へた水位流量關係式に入れると、増水位 Δh (尺) は

$$\Delta h = [(h_0 + 0.653)^2 + 0.00628 \Delta Q]^{\frac{1}{2}} - (h_0 + 0.653).$$

かくて R_4, P_5 と増水前水位 h_0 とから Δh を算出し得る様にした。この式の誤差は既往の洪水では平均 0.65 尺であるといふ。尙氏は Δh を ΔQ を媒介とせず直接 X と對比して

$$\Delta h = (H - h_0) = 0.0213 X^{1.384}$$

と云ふ式を作つたが、之でも充分満足な結果を得るといふ。

次に最高水位の發現時刻は最盛雨量後最小 3.5 時間で、かかる短時間は最盛降雨後の雨量が極めて僅かな場合に起る。最盛雨量後も引續き強い雨が降る場合には時間が段々遅れる。それで最高水位が 3.5 時間よりも更に 1 時間遅れるための最小雨量 R_1 (mm) を調べて見ると、さきの R_4 に比例し

$$R_1 = 0.0915 (R_4/4) - 0.325$$

の關係がある。尙ほ一般に 3.5 時間よりも n 時間だけ遅れる爲には最盛雨量後の雨量 R が、

$$(n-1)R_1 < R < nR_1$$

なるが如きものであることが分つた。依つて最盛雨量 R_4 の後の雨量 R が分ればそれに應する n を求め、 $T=3.5+n$ を以て、最盛雨量後最大水位の現はれる時間とすることが出来る。之を既往の洪水に照らすに平均誤差半時間に過ぎないといふことである。

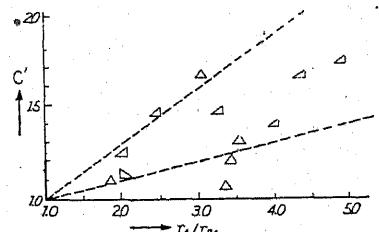
水谷鏘氏は庄内川(東海道)に就て研究した。例によつて先づ流量、水位關係を平素の實測から確立し置く。流量 Q を尺³/秒、水位 h を尺で測れば、

$$Q = 0.00116 (h+22)^{4.9}$$

となつた。次に洪水のとき、若し流域内の最遠距離から量水所まで流下するに要する時間が t なるとき、流域面積 A 一面に一定強度の雨量 r が t 時間降り續くならば、觀測地點に於ける最大流量 Q は $Q = CrA$ なるべきことは明かである。ここに C は或る係數を表はす。實際の雨は時間的にも場所的にも一様でないけれども、全流域 t 時間平均の降雨強度を r_t とすれば最大流量は降雨始まつてから t 時間に内に起り

$$Q = C' r_t A$$

と考へてもよいであらう。係數 C' は過去の洪水 12 回の實測から定めることにする。先づ t を推定せしに最大 30 時間から僅かに 10 時間にも足らぬ場合もある様であるが、平均は $t=24$ 時間を得た。依て 24 時間雨量の平均強度を r_{24} とし、之から生じた最高水位より先に述べた水位流量式で最大流量を算出し、是等の實測 r_{24} と Q とを用ひ $C' = \frac{Q}{r_{24} A}$ を計算して見ると、場合により種々の値になる。これは恐らく、 $t=24$ 時間中の最强雨が初期にあるか終期にあるかによるものとの想定に基き、更に 24 時間中の 4 時間最大雨量の平均強度を r_t とし、 r_t/r_{24} なる比とさきに算出した C' とを縦横軸としグラフを作つた處第 58 圖の様になつた。此の圖から、



第 58 圖
水谷氏の係數 C' と降雨状況との關係

$$C' = 1 + 0.4 \frac{r_t}{r_{24}} \cdots \cdots \text{強雨が } t \text{ 時間中の始又は中間にある場合}$$

$$= 1 + 0.65 \frac{r_t}{r_{24}} \cdots \cdots \text{終期にある場合}$$

既に C' が定まれば將來は r_{24} と r_t とさへ分れば流量 Q は $Q = C' r_t A$ で直ちに豫報出来るわけである。本川の流域面積は $A=38.9$ 方里であるから、 Q を尺³/秒、 r_t を粍/時で測るとすれば最大流量は

$$Q = 5989.2 C' r_{24}$$

で算出されるし、之に應する最高水位は前記の水位流量關係式で推定出来る。水谷氏は本研究完成後に起つた洪水に實施適用を試みた處、洪水位の豫測誤差は 1.5% に過ぎなかつたといふ。然し第 58 圖の分散狀態を見れば、現筆者には C' と r_{24} との關係は餘り緊密とは受取れぬ。従つて又この豫報法には多少の不安を懷くものである。

藏重一彦氏は伊豆の狩野川に就き、狩野川改修事務所が作つた流量 Q (米³/秒) と水位 h (m) との關係式

$$Q = 161.8(h+0.4)^2$$

を基とし、過去 49 回の出水を調査したが、最大流量と出水前の流量との差即ち流量增加を Z とし、其の間の雨量平均強度を r (耗/時) とすると

$$\text{總雨量 } 20\text{--}60 \text{ mm } \text{までは } Z = 4.0e^{0.552r}$$

$$61\text{--}1200 \text{ mm } \text{間は } Z = 21.0e^{0.535r}$$

なる關係があるといふ。之も増水量から最大流量を出し前の水位流量關係式によつて洪水豫報に利用し得るわけである。

現著者野満は加茂川の昭和 10 年大洪水につき研究の結果、本川の洪水量は大體 1 日全流域總雨量を 22 時間で一樣に流出すると假定した流量に相當することを認め、更に既往數回の實測洪水量と比較して最大洪水量 Q (個) が流域平均一日雨量 R (mm) と略、比例することを知つた。之を式にすると。

$$Q = 67.6 R$$

となるわけである。本川は平素殆んど流量なく一朝豪雨に遭へば直ちに洪水となるので、水位流量關係式が完成されて居ないため、水位豫報までには將來の研究に俟つ外はない。

3.3 混合法 第三の混合法では梶山淺次郎氏の朝鮮漢江及び洛東江に於ける洪水豫報系統が最適例である。共に水位式と雨量式とを混用して居るのみならず、單なる Empirical system ではなくて Semi-theoretical である。漢江の方は最初既記の水位圖式法で洪水豫報を出してゐたが、大正 15 年から本式に改まつた。

本川は第 59 圖の如く本流に劣らぬ大支流があるので、既記の驪州及加平までに降つた雨の影響は兩地點の水位を以て代表せしめ其の水位に應する下流京城の洪水量を求める。即ち水位式を採用する。それ以下の流域に降つた雨の效果は雨量式によることゝし、兩效果の和を以て京城に於ける全效果を求むるのである。

Hydrometric part:— q_1, q_2 を夫々驪州及び加平の同時流量としてそれが途中氾濫遲滯等なく其の儘流下するとせば、兩地より京城への傳播時間は既記の如く共に略 12 時間であるから、之に基づく 12 時間後の京城流量 q_3 は、

$$q_3 = q_1 + q_2 \quad (i)$$

となる筈である。依つて水位流量關係が分つて居れば京城の水位を驪州加平の水位から推定し得る。實際の水位流量關係は、米・秒単位で

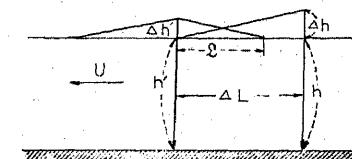
$$q_3 = 220 h_3^2 \text{ (京城)}, \quad q_1 = 155 h_1^2 \text{ (驪州)}, \quad q_2 = 100 h_2^2 \text{ (加平)} \quad (ii)$$

之を前式に入れると京城水位 h_3 は既述の如く上流二地の水位 h_1, h_2 と圓弧關係を保つ譯である。然し實際には、京城まで洪水が出て来る迄には途中に氾濫遲滯があるから其の修正を要する。

第 60 圖に於て途中の一地點 P に於ける流量を q 、其の水位を h として、 $q = mh^2$ なる關係があるならば、 Δt 時間に Δh の水位増昇があれば流量増加は $\Delta q = 2mh\Delta h$ で、其の間に通過した總增加水量 ΔS は

$$\Delta S = \frac{1}{2} \Delta q \cdot \Delta t = mh\Delta h \Delta t$$

第 60 圖 増加水量の效果



となる。 Δt 時間の流下距離を ΔL とすれば、增加水量の影響は ΔL だけ下流の地點 P' まで及ぶ筈である。而してこの P 點を次の Δt 時間に通過すべき增加水量は ΔL 間に多少水位增高して殘留する量だけ少いであらう。この ΔL 間の殘留量を ΔS_1 とし、 ΔL 間の氾濫域までを含めた河幅を B とすると、

$$\Delta S_1 = \frac{1}{2} \Delta h' \cdot B \cdot \varrho = \frac{1}{2} \Delta h' \cdot B \cdot k \Delta L, \quad \text{但し } \varrho = k \cdot \Delta L$$

となる。 k は P 断面上の流速のMeanとMin.との差のMeanに對する比と見て可なるべく

$$k = \frac{V_{\text{mean}} - V_{\text{min.}}}{V_{\text{mean}}} = \frac{2}{3}$$

故に

$$\Delta S_1 = \frac{1}{3} B \cdot \Delta h' \Delta L.$$

又同じ Δt 時間に P' を通過した總增加水量は

$$\Delta S_2 = m' h' \Delta h' \Delta t.$$

然るに $\Delta S = \Delta S_1 + \Delta S_2$ であるから前に得た夫々の値を入れ、且つ Δt を充分小にし從つて ΔL も亦微少にすれば

$$m' h' \rightarrow m h, \frac{\Delta L}{\Delta t} = u \quad (\text{洪水傳播速度})$$

に注意し

$$\Delta h' = \frac{mh}{mh + \frac{1}{3} Bu} \Delta h$$

を得る。従つて距離 L 間の遲滯總水量 S_L は ΔL 間の遲滯量 ΔS_1 を L に就き積分し、

$$S_L = \int_L \Delta S_1 = \int_L \left(\frac{1}{3} B \Delta h' \right) \Delta L = \int_L \frac{mh B \Delta h}{3 mh + Bu} \Delta L = \frac{BL mh}{3 mh + Bu} \Delta h.$$

然るに朝鮮の河川につき調査するに $B = nh/L$ なる關係あり。 n は常數。

$$\therefore S_L = \{nmL/(3mL + nu)\}h \Delta h. \quad (\text{iii})$$

之を漢江に適用するに當り梶山氏は、驪州及び加平から合流點までの諸量を夫々 Suffix 1, 2, で表はし、合流點から京城までの遲滯項に對しては其の效果が小なると便宜とのため、其の内に含む合流點の h 及び Δh は、

$$h = \frac{1}{2}(h_1 + h_2), \quad \Delta h = \frac{1}{2}(\Delta h_1 + \Delta h_2)$$

とし、且つ夫々の常數には一々實際調査の結果による値を入れ、

全遲滯項

$$S_L = 451.3 h_1 \Delta h_1 + 320.5 h_2 \Delta h_2 + 134.7(h_1 \Delta h_2 + h_2 \Delta h_1) \quad (\text{iv})$$

を得た。茲に h_1, h_2 は驪州及び加平の水位(m), Δh_1 及 Δh_2 は一時間毎の水位上昇量(m)として係數を定めた。

斯くて驪州及び加平より上流の影響で京城に來る流量は(i)と(iv)との差

$$q_3 = q_1 + q_2 - S_L$$

で與へられる。

Pluviometric part:—驪州及び加平以下の流域で降つた雨の京城に及ぼす效果を定めるに梶山氏は次の如くした。第61圖に於て或流域 A に t_0 時間に R なる雨が一様に降つたとし、流域最遠距離 L から流域下端 P_0 に流下するに t_1 を要するものとすれば、 P_0 點に於ける此の雨による流量は降雨と共に始まり、 $t_0 + t_1$ 時後に終る。其の間の流量時間曲線は完全に對稱ではないが、實用上は之を Probability curve を呈するとしても差支あるまい。即ち流量最大時刻から τ 時間を隔つる時の流量 q を

$$q = \frac{CRA}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2}(\tau/\sigma)^2}, \quad \text{但し } C = \text{流出率}$$

と假定する。さすれば誤差論から其の實在範囲を $\pm 3\sigma$ としても差支ないから、之を先きの洪水期間 $t_0 + t_1$ に當るとして

$$6\sigma = t_0 + t_1 \quad \text{或は} \quad \sigma = \frac{1}{6}(t_0 + t_1)$$

により σ の値をきめる。

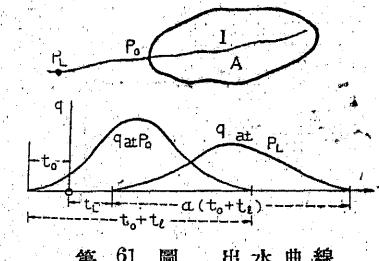
又 P_0 より L だけ下流の P_L 點に於ける流量は t_L 時間だけ遅れて始まり、洪水曲線も低平となつて、其の出水期間は延長して P_0 點に於けるそれの α 倍になるとすると、 P_L 點に對する σ は $\sigma = \frac{\alpha}{6}(t_0 + t_1)$ 。而して、雨量 R の報告時(R の開始後 t_0 を経た時)を time origin とし t 時間後の τ は

$$\tau = t_L + \frac{1}{2}\alpha(t_0 + t_1) - t_0 - t.$$

故に P_L 點に於ける流量時間關係は、

$$q = \frac{6 CRA}{\sqrt{2\pi}\alpha(t_0 + t_1)} e^{-\frac{1}{2}[3+6(t_L-t_0-t)/\alpha(t_0+t_1)]^2} \quad (\text{v})$$

式中洪水期間の擴大率 α は流下距離 L (km)と、途中の氾濫面積 F との函数なることは明かなるを以て、茲には簡便のため直線的關係ありと見て過去洪水の實例に就き調査したところ、朝鮮の河川では次の如くなつた。

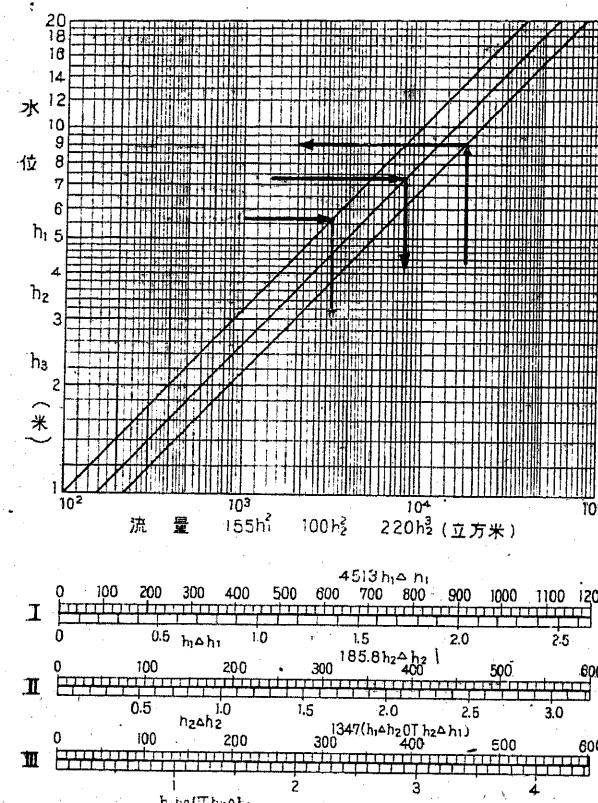


$$\alpha = 1 + 0.0026 L + 5.8 F'$$

(vi)

但し

$$F' = \frac{\text{氾濫面積 } F}{L \text{ 間の流域面積 } A_L}$$



第 62 圖

a 区より

$$q_a = 23.80 R e^{-\frac{1}{2}[3+0.4390(4-t)]^2}$$

$$\therefore \sum q_a = 2.504 R_6 + 17.209 R_9 + 20.874 R_{12} + 4.47 R_{15}$$

b 区より

$$q_b = 27.97 R e^{-\frac{1}{2}[3+0.2195(4-t)]^2}$$

$$\begin{aligned} \therefore \sum q_b &= 4.578 R_9 + 12.901 R_{12} + 23.564 R_{15} + 27.898 R_{18} \\ &\quad + 21.408 R_{21} + 10.649 R_{24} + 3.433 R_{27} \end{aligned}$$

c 区より

$$q_c = 26.79 R e^{-\frac{1}{2}[3-0.3529(3+t)]^2}$$

$$\therefore \sum q_c = 4.070 R_6 + 18.148 R_3 + 26.378 R_6 + 12.499 R_9 + 1.931 R_{12}$$

(vii)

となつた。茲に R_6, R_9, \dots 等は京城洪水豫報時より前 6 時間, 9 時間……に於ける流域の平均 3 時間雨量である。

かくして漢江の全洪水量は水位式の部分と雨量式の部分との總和で, (i) + (iv) + (vii) を作ればよい。それに (ii) を参照すれば結局

$$220 h_3^2 = 155 h_1^2 + 100 h_2^2 - S_L + \sum q_a + \sum q_b + \sum q_c \quad (\text{viii})$$

となる。梶山氏は此の計算を迅速簡便にする爲, 水位式の部分に對しては第 62 圖の様なグラフを作り置き, 雨量式の部分に對しては計算型を拵へ, 急に合ふ様にした。

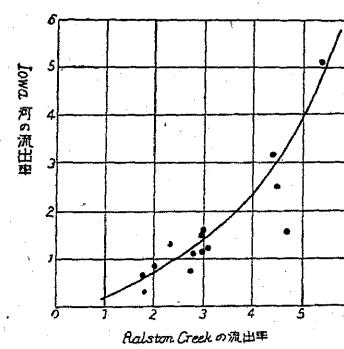
次に洛東江に就いても全く類似の方法を取り, 大支流の合流點以上に 2 箇所の量水所を基準に水位式を, それより下流には雨量式を採用して, 下流の洪水豫報を實施しつゝある。

以上要するに, 梶山氏の方法は我が國洪水豫報の内でも最も力の入つたもので, 其の水位式にあつては洪水の途中遲滯量を求むる方法, 雨量法にあつては, その各 3 時間毎の雨量效果を積算する方法の如き眞に特筆に足る。特に其の雨量法は最近米國にて喧傳せらるゝ Sherman 氏の Unit-graph method や Bernard 氏の Distribution-graph method に先だつこと 6 年~8 年前既に實際豫報を施行し來つたが, 其の精神に於ては全く同一であることは注目に値する。即ち (v) 式の係數 CR を 1 in とすれば, 3 時間を Unit time とした Sherman の Unit-graph に當り, $CRA=1$ とすれば Bernard の Distribution-graph に相當するもので, 之を以て各時の雨量效果を積算し任意時の下流流量乃至水位を算定することは全然揆を一にしてゐる。只異なる處は, 梶山氏が Distribution-graph を公算曲線と假定したに對し, 米國學者は實際に生起した孤立の單一強雨を探してそれに因る流量曲線を採用するにある。此の點に關しては勿論米國學者の所論が妥當であるが, 然し梶山氏の場合の如く, 雨量法を單に水位法の修正量算定にのみ使用する場合には, 公算曲線と見なしても實用上差支あるまい。否現に十數年に亘り實地に洪水豫報を施行して好成績をあげて居るのは, 之を肯定せしめる。尙ほ日本の如き多雨國では孤立した單一強雨の例を見出すこと甚だ困難で, 數回の雨の效果が重なつた場合の洪水から

Distribution-graph を析出する必要がある。

3.4 最近研究中の諸法 合衆國の地球物理協會に數年前から陸水學部が附設され、此の方面の多數學者が網羅され相競つて研究を開始するや、從來とは全く異なる方面より洪水豫報の方法が案出され著しい急激な進歩の段階にある。未だ充分實際に適用される迄には至つて居ないけれども、其の將來は頗る約束されたものばかりであるし、且つは洪水と限らず普通の増水時に於ても、其の量水曲線を分析或は豫測するに有益なものであるから、以下それ等の概略を紹介して置く。

(1) 示準流域法 (Index area method) 本法はホールトン (R. E. HORTON) 氏の發案によりクックとリーチ (H. L. COOK & H. R. LEACH) 兩氏がアイオワ河の洪水豫報を時々刻々行はんとしたものである。其の要領は或大流域の量水曲線が其の内の一一小部分又は附近の地形、地質、林相其他諸條件の類似せる



第 63 圖

な兩流域の流出率對應圖を作成する。將來の洪水に對しては、示準流域の雨量と流量とを觀測しつゝ、之を第 63 圖に照らし本流域の流出率を求めて其の雨量に乘じ流出量を推定するのである。

スミス (W. E. SMITH) は之の方法を多少改變して、次項に述べる流量配分圖法を加味することとした。即ち本流量と示準流域の刻々の流量そのものを對比せず、寧ろ全流出量を既往の洪水に就き研究して、全雨量に對する全流出量の比率を求め、兩流域の全流出率對應圖を作り置く。將來の洪水豫報には、示準流量の雨量と全流出量とを觀測にて求め全流出率を計算し、之に應

小流域の量水曲線と殆んど同じ形を取る事實に立脚したもので、言はゞ同一の雨を受ける或一小流域を示準として大流域の出水を豫報せんとする一種の模型實驗法に外ならぬ。先づ平素雨なき日の量水曲線を兩流域に就き調査し置き、それを既往の洪水流量から引いて、洪水時の表面流出のみを抽出し、

雨量に對する流出率を計算して、第 63 圖の様

する大流域の全流出率を推算し、それを雨量に掛けて全流出量を求める之を流量配分法により各時刻に配分するがよいといふのである。

(2) 流量配分圖法 (Distribution-graph method) 本法の前驅は既にフォールス (J. A. FOLSE) が 1929 年に Wagon Wheel Gap なる小溪流の洪水流量を調査し

$$D_f = 1.40 r_{f1} + 1.43 r_{f2} + 1.61 r_{f3} + 1.64 r_{f4} + 1.40 r_{f5} + 8.24 r_{f6} + 3.11 r_{f7}$$

なる實驗式を得たことに始まる。茲に D_f は洪水の日流出高、 r_{f1} は洪水當日の雨量から蒸發量を除いた有效雨量、 r_{f2} は前日、 r_{f3} は前々日の同様有效雨量で、以下それに準ずる。從つてこの洪水量は當日は固より前一週間までの雨量效果が累積したもので、換言すれば或日に降つた雨は當日に 1.40、翌日に 1.43、翌々日に 1.61、順次かくして七日目に 3.11 の割合に效果を奏すこととなる。

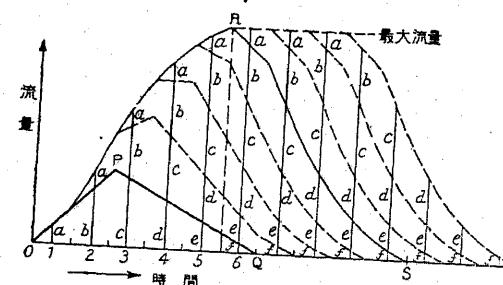
然し、このフォルスの結果は實測と相當に喰違つて居る上、其の適用した川が極めて小さいものであつた爲、發表以來餘り注意せられずに過ぎた。然るにセヤマン (L. K. SHERMAN) が類似の方法を “Unit-graph method” と銘打つて發表して以來、最も發展の可能性ある一新良法として喧傳せられてゐる。

要は、只 1 日だけ豪雨があつた場合の量水曲線が實測されて居れば、それを土臺に數日間強弱任意の雨が降り續く場合の出水状況をも推算出来る様にしようといふのであるが、其の根抵には、「単位時間降つた有效雨量 (滲透蒸發を除いた) に因る河川の流量は全體としてその有效雨量に比例し、且つ雨後の流量時間配分 (從つて量水曲線) は常に同形なり」との假定が含まれて居る。

先づ Unit-graph とは単位時間 (米國では普通一日をとる。然し日本の様な小河川では 1 時間或は 3 時間位をとらぬと實用にならぬ) の間降つた雨により、全流域に亘り単位高 (米國では 1 in) の水量に當る水が流出する場合の流量時間關係曲線をいふ。故に、或流域の Unit-graph を決定するには、實際に単位時間だけ降つた實例を探がし求め、其の時の實測量水曲線から雨前の流量 (遞減を考慮し) を引き去つた残りの全流出量 (曲線下の面積) が、全流域単位高の水量に比し何倍となるかを定め、其の比率に前記量水曲線を縮少すればよい。か

くして得た結果が、第64圖のOPQとなつたとする。即ち初日の流量はa, 第2日はb, 第3日はc……第6日はfとなるとする。

既に Unit-graph が分れば、數日に亘り任意の降雨がある場合の出水状況は、毎日の有效雨量を Unit-graph の割合に分割し、各降雨に應する位相を以て降



第64圖 セヤマン氏法

化は圖の如く、Unit-graph の示す流量 a, b, c, d, e, f を順次 1 日づゝ重ねて積み重ねた、外輪廓線に當るのである。

セヤマンはこの方法をイリノイ州 Sangamon 河と Big Muddy River とに適用して、相當良結果を得た。

ベルナード (M. BERNARD) は全流域 1 in の高さの水量に應する Unit-graph を使ふ代りに、單一降雨による各日の流量を、全流出量の百分率で表はすこととした、之を流量配分圖 (Distribution-graph) と呼ぶことにした。この方が便利であるから近來はかかる洪水豫報法を Unit-graph 法といふよりは Distribution-graph method と呼ぶ方が多い。又セヤマンは同一流域の流出率は常に一定と見て、どの雨に就いても全く同値の Unit-graph そのまゝを使用したが、ベルナードは季節により又初日の雨か終りの雨かにより流出率は異なるものとし、平素それ等の流出率變化を研究し置きて、それ相當の修正をすることにした。即ち先づ各日の雨量其のまゝ (有效雨量にあらず) を Distribution graph にかけて、累計したもの即ち滲透がなくて雨の全部が流出すると假定した場合の量水曲線を作つて Pluvia-graph と名づけ、之に當時の事情に適する流出率を乗じて、豫報流量とするのである。

次にシンダー (F. F. SYNDER) 氏はアパラシアン山脈地方にある多數河川

雨後の日附に割當て、日々毎に全降雨の效果を累計すれば、日々の流量が豫報出来る。例へば第64圖に於て Unit-graph は 6 日間に亘り效果を奏するが、此の流域に 7 日間連續均一降雨がある場合の日々の流量變

化は圖の如く、Unit-graph の示す流量 a, b, c, d, e, f を順次 1 日づゝ重ねて

積み重ねた、外輪廓線に當るのである。

セヤマンはこの方法をイリノイ州 Sangamon 河と Big Muddy River とに適用して、相當良結果を得た。

ベルナード (M. BERNARD) は全流域 1 in の高さの水量に應する Unit-graph を使ふ代りに、單一降雨による各日の流量を、全流出量の百分率で表はすこととした、之を流量配分圖 (Distribution-graph) と呼ぶことにした。この方が便利であるから近來はかかる洪水豫報法を Unit-graph 法といふよりは Distribution-graph method と呼ぶ方が多い。又セヤマンは同一流域の流出率は常に一定と見て、どの雨に就いても全く同値の Unit-graph そのまゝを使用したが、ベルナードは季節により又初日の雨か終りの雨かにより流出率は異なるものとし、平素それ等の流出率變化を研究し置きて、それ相當の修正をすることにした。即ち先づ各日の雨量其のまゝ (有效雨量にあらず) を Distribution graph にかけて、累計したもの即ち滲透がなくて雨の全部が流出すると假定した場合の量水曲線を作つて Pluvia-graph と名づけ、之に當時の事情に適する流出率を乗じて、豫報流量とするのである。

次にシンダー (F. F. SYNDER) 氏はアパラシアン山脈地方にある多數河川

の Unit-graph につき綜合的研究を行つた。出水現象は流域面積、形狀、地勢、地質、林相等によつて違ふが、夫れ等は結局降雨重心時刻から極大流量までの時刻の遅れに織り込まれるから、出水の頂點流量の遅れ (Lag) こそ洪水現象の基本的重大要素であつて、降雨後に於ける流量の時間的分布も將又頂點流量の大きさも悉くこの出水の遅れ t_p の函数として表はし得る。例へばアパラシアン高地に在る多數河川に就き調査して見ると、流域の延長を L (哩)、流域面積の重心點から流域下端量水所まで河道に沿うての距離を L_F (哩) とすれば、出水の遅れ t_p (時間) は

$$t_p = C_t (L_F \cdot L)^{0.3} \quad \text{但し } C_t = 1.8 \sim 2.2 \approx 2$$

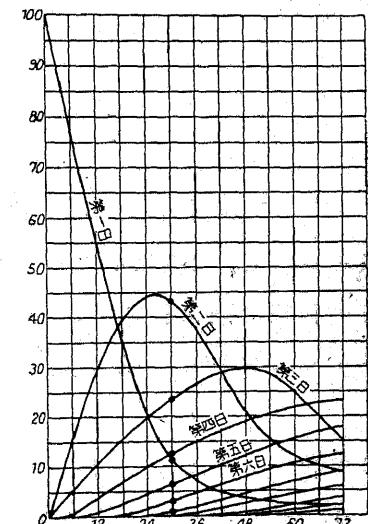
であり、又 Unit-graph の頂點比流量 q_p (流域 1 方哩當り立方呎・秒) と増水繼續時間即ちユニットグラフの時間幅 T (日) は

$$q_p = C_p / t_p \quad \text{但し } C_p \approx 400 \text{ (平均)}$$

$$T = \left(3 + \frac{3 t_p}{24} \right)$$

にて表はさるゝのである。

更に各川の Unit-graph から降雨後日日の流量 q (%) をとつて、出水の遅れ t_p との對應圖を作れば第65圖の様になる。此の圖こそ総合配布圖 (Synthetic distribution graph) とも稱すべきもので、任意單一河川の流量分布圖は、其の流域地圖さへあれば直ちに作製することが出来る。例へばテンネッセー州 French Broad River では地圖から

第65圖
 t_p 対日々の流出量 (%)

流域面積 $F=4450$ 方哩、長さ $L=130$ 哩、 $L_F=67$ 哩
である。故に

$$t_p = 2(67 \times 130)^{0.3} = 30.4 \text{ 時間}, \quad T = \left(3 + \frac{30.4}{24} \right) = 6.8 \text{ 日}$$

$$q_p = \frac{400}{30.4} = 13.2 \text{ 立方呎/秒/方哩}$$

$$Q_p = F q_p = 4450 \times 13.2 = 58700 \text{ 立方呎/秒}$$

又流量配分圖の日々の値(%)は第65圖から $t_p=30.4$ に應するものをとつて第

50表を得る。之を圖示すれば所要の流量分配圖となる。

第 50 表 French Broad River の流量配分

日	初日	第二日	第三日	第四日	第五日	第六日	第七日
流量 (%)	11.1	42.6	23.7	12.5	6.4	3.0	0.7

(3) 渗透法 (Infiltration method) 之はホールトン氏の方法で、洪水量を出すのに降雨中の滲透分を先きに考へ、其の残餘を流出分として研究し、洪水豫報に資せんとするものである。前項の流量分布圖法もさうであるが、特にこの滲透法は、洪水といふ程でない普通の増水にも適用出来るし、且つ本法を説明するには多くの豫備知識を必要とするので、節を改め一般に量水曲線の分析研究を紹介し、自然と洪水豫報にも適用し得る所以を明かにする。

第 4 節 河川出水の分析

4.1 無降雨日の自然遞減 幾日も續いて雨が降らない場合の量水曲線を見ると、水位にせよ流量にせよ極めて滑かに時間と共に遞減し、而も減衰は初期に急に後期に緩である。従つて初めの流量を Q_0 とし、 t 時間後の流量を Q とすれば大抵の場合

$$Q = Q_0 e^{-at} \quad (4.1)$$

にて表はされる。吉田重助氏の角館渓水に関する調査の如きは其の適例である。またホーナー及びフ林トやバーネス (Horner and Flynt; B. S. Barnes) 氏等は模型實驗にて (4.1) 式を確めた。

かかる無降雨日の河水は勿論地下水によつて涵養されて居るから、之を地下水流出 (Ground water discharge or run off) といひ、其の時間的減衰曲線を自然減衰曲線 (Normal depletion curve) といふ。地下水流出は勿論其の時々に於ける流域の地下含水量に關係あるわけで、此の點に關する阿部謙夫氏の論文は頗る興味深きものである。氏は九州の河川につき極めて豊富なる材料により、先づ流域の雨量から蒸發量及び河川流出量を減じて地下含水量變化を各

川各月別に計算した。含水量は1月より3月までは大差なく、4月以降梅雨前までは漸減し最小となるが、梅雨によつて急増し最大となり、以後9月までは急減するも全體として含水量多く、10月より12月までは變化少く全體として漸減する。又含水量變化の状況は地方的異同著しく、火山性地方は含水量變化大で月量年變化の振幅全流域平均 400 mm 以上のもの多く、甚だしきは 800 mm を超えるものすらある。之に反し火山性以外の地方では含水量の變化小で振幅 250 mm 以上となる川は稀であつた。

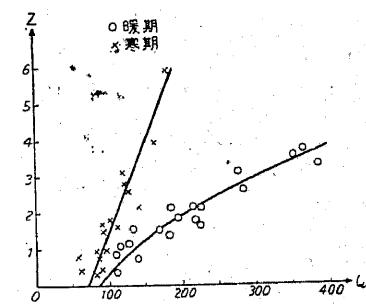
次に無降雨期間の河川流量 Q は流域地下含水量 S で補給されるのであるから、氏は之を水平排水溝に準ずべきものとして $Q = aS^2 + b$ の様な関係があると信するのであるが、之を實際に確認することは S を Q と獨立に決定することの困難から不可能である。然し S の代りに $Z = dQ/dS$ を用ひ

$$Q = \frac{1}{4a} Z^2 + b, \quad Z = dQ/dS$$

が實際の川に成立つか否かを檢することは實際の資料で實行出来る。即ち氏は、河川流量の毎日記録があり且つ流域内の雨量及び蒸發量測定のあるもの5川につき、引續き3日以上降雨なき日を拾ひ出した。其の前後の Q の差が dQ 、又其の期間中の蒸發量と流出量との和が含水量變化 dS に當るから $Z = dQ/dS$ はすぐ分る。之と Q とを對照して、極めて豊富な (Z, Q) 表並にグラフを作つた。第66圖は其の一例である。圖を見れば暖季と寒季の二群に分ける方が好都合の様である。之を式にして

$$\text{暖季} \quad Q = 13.3 Z^2 + 126.6$$

$$\text{寒季} \quad Q = 61.8 Z + 210$$

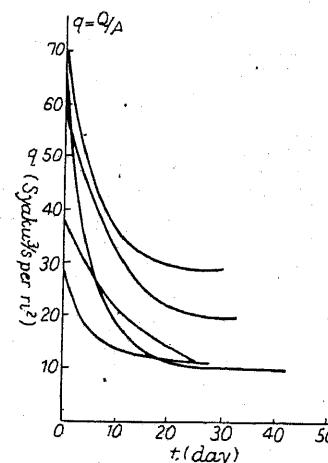
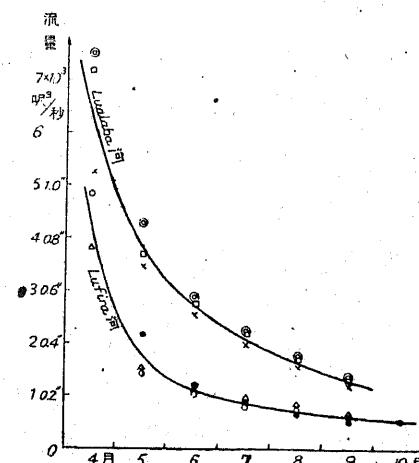


第 66 圖 Z, Q 關係の實例

で豫期の如き結果を得た。既に (Z, Q) 關係が分つたら (Q, S) 關係はそれを積分すれば直ちに得られる。また時間 t と Q との關係に直すには

$$\frac{dQ}{dt} = \frac{dQ}{dS} \frac{dS}{dt} = Z \cdot \frac{dS}{dt} \quad \text{if} \quad \frac{dS}{dt} = -\left(\frac{Q}{A} + E \right), \quad A = \text{流域面積}, \quad E = \text{蒸發量}$$

と(Z, Q)式を入れ積分すれば得られる。阿部氏は多くの河川につき夫々の(Q, t)式を作り、更にグラフにした。第67圖は其の一部分で降雨なき場合の流量の減衰状態を示すものである。兎にも角にも自然減衰曲線が指數函数的なることは圖から察知せられる。

第67圖 阿部氏の(q, t)圖

第68圖 アメリカニ川自然減衰

尙ほ適例を擧げると、アフリカには數ヶ月も續いて全く降雨のないことがあるので、自然減衰を見るには最も好都合である。ウール(W. F. UHL)氏が上部コンゴー地方の Lualaba 河(流域面積6560方哩)と Lufira 河(流域面積3700方哩)の兩河につき、全然降雨のなかつた數ヶ月間に亘る流量若くは流出量変化を掲げて居るが、第51表及第68圖の通りである。

第51表 數ヶ月無降雨期中の自然減衰

Lualaba 河 流量 ($\text{呪}^3/\text{秒}$)

年 月	1922	1923	1924
IV	5270	7520	7150
V	3440	4290	3660
VI	2535	2880	2760
VII	2015	2260	2200
VIII	1580	1760	1770
IX	1230	1360	1380

Lufira 河 月 流出量 (in)

年 月	1921	1922	1924
IV	0.966	—	0.766
V	0.434	0.291	0.305
VI	0.241	0.208	0.214
VII	0.165	0.179	0.184
VIII	0.141	0.151	0.161
IX	0.113	0.121	0.134
X	—	0.113	—

4.2 河川増水の型式 此の問題を論ずるには先づ以て、雨後の河川流出水は其の経路によつて次の諸部分に分けられることを知つて置かねばならぬ。

- (1) 表面流出 (Surface run-off)
 - (イ) 直接流出 (Direct surface run-off)
 - (ロ) 河道貯溜水流出 (Channel-storage run-off)
- (2) 地下水流出 (Ground-water run-off)

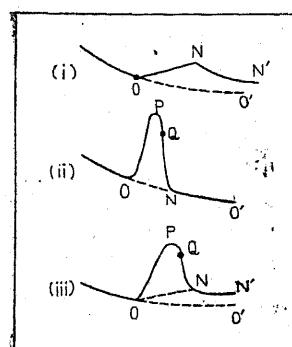
表面流出とは雨水が地下に滲透することなく表面を流れ来た部分で、其の内、地面を流下して河に入つたものが其のまゝ河道にも貯溜することなく直ちに懸案地點まで流下し來つたものを直接流出といふ。然し増水時には水位も增高するからそれだけ河道内に水量が増加して居るわけで之を河道貯溜量 (Channel-storage) と名づけ、河道が言はず一つの細長い貯水池の役目をするのである。而して雨が止み且つ流域面から河への流出水も無くなつても、暫くは此の河道貯溜水が流下して河川流量を持続する。之を河道貯溜水流出と呼ぶ。

地下水流出は讀んで字の如く地下水によつて涵養される部分を指し、其のうち、雨前からある流量(自然低減をも考へての)を基底流量 (Base flow) といひ、雨の爲に地下水が増加し延いて地下水流出の増加となつた部分は、之を地下水流出增量といふ。

さて愈々本題の河川増水の型式であるが、之は雨の強さと繼續時間によつて極めて特徴ある相違を見るのである。表面流出の起るのは雨の強さが地面の滲透能 f より大なる場合に限ることは前に記述した通りであるから、若し雨が滲透能よりも弱く、而も降雨時間も短くて總雨量が地盤不足より少い場合には、雨は單に水分として土地に吸收保留されるに止まり、表面流出もなければ地下水增量もなく、從つて河川流量は何等雨の影響を蒙らず雨前からの基底流量が自然減衰をするだけである。然しこれ以外の場合には降雨によつて河川の流量は特有の變化をなし、三つの代表的増水型を生ずる。

[第1型] 雨が弱く地面の滲透能 f に及ばぬが、相當時間降り續いて雨量

は地温不足より多い場合の増水型である。かような雨では表面流出は起らぬけれども地下水流出は増加するから、量水曲線は第69圖(i)のONの如く、



基底流量の自然減衰線 OO' よりも上に昇り、地下水流出增加の止む點 N に至れば、其の後は再び別な自然減衰線 NN' を畫くのである。但し N 點の流量が O 點のそれより絶対値に於て大となるか小となるかは、雨量の如何による。

〔第2型〕 強雨が極めて短時間降る場合の増水型で、雨の強さは滲透能 f より大であるが滲透水量が地温不足に満たないときには、第69圖(ii)の様に強力な表面流出があつて一時に河川流量を増すけれども、地下水流出は増さないから N 點で全く元の自然減衰線に復歸するのである。

〔第3型〕 強雨が相當時間續く場合の増水型で、表面流出も起り又滲透水によつて地下水も増し地下水流出増加もあるときには、量水曲線は第69圖(iii)の様になるであらう。表面流出が終り新たな自然減衰となつて點 N は必ず元の基底流量線 OO' より上にあるが、然し其の點の流量は絶対値に於て雨前の O 點より上にあるとは限らない。 N が O より上になるか下になるか或は同高になるかは降雨繼續時間從つて滲透水量の如何に因る。又 ONN' は地下水流出を表はし、其の趨勢は(i)の場合と同じで、それより上の $OPQNO$ が表面流出なることは言を俟たぬ。實際の量水曲線上で表面流出の終る點 N の位置を決定するには其の前後の低減率が急變する性質を利用すればよい。 N 點の前即ち雨後の表面流出が低減する率は急激なるに反し、 N 點後の自然低減率は極めて緩慢なのである。

尙、茲に注意して置きたいことは、洪水ともなるのは第2か第3型の場合で、而もその量水曲線には極大流量點 P の暫く後に轉向點 Q があり、其の附近が地面よりの直接流出止み河道貯溜水流出ばかりになる處だといふことである。地面からも流出があり河道貯溜水の流出を補つて呉れれば、流量の低減は比較的遅く量水曲線は上方へ凸にもならうが、地面からの直接流出が全

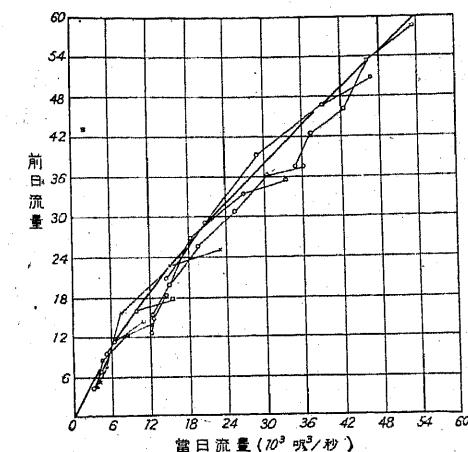
く無くなると、河道貯溜水流出だけの遞減で上方へ凸の曲線を描くべきことは想像に難くないからである。

4.3 河道貯溜水流出遞減 地面よりの直接流出は降雨後間もなく止まる(雨が終期に弱い時は雨の止むより却つて少し早目のこともあるが)。而して之は量水曲線の頂點後にある轉向點附近であるが、其の後の流量は河道貯溜水と地下水のみに因るわけである。故に本項では其の河道貯溜水流出は如何なる法則によつて遞減するかを研究したい。

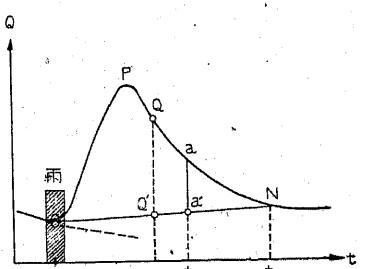
ゾック(R. T. ZOCH)氏は此の場合も亦指數函數的だといふが、ラングベーン(W. B. LANGBEIN)氏によると必ずじもそうでない。當日流量を横軸に前日流量を縦軸にグラフを作ると第70圖の様に直線にならぬ場合が多いからである。

ホールトンは此の問題を一層深く論究した。氏は先づ實測の量水曲線から、平素調査してある自然遞減曲線及び第一増水型を利用して地下水流出分を引去り表面流出だけとする。

第71圖に於て量水曲線の急に低平となる N 點(時間 t_1)が河道貯溜水流出の終る處だから、 ON 線から測つた $OPQN$ の流量がそれである。而して轉向點 Q 以後は全部河道貯溜水流出である。 QN 間の任意の點 a (時刻 t)のときに残つて居た河道貯溜水の全量 S_a は t_1-t 時間に流出した水量で面積 aNa' に相當し、縦線 $a'a$ は其ときの貯溜水流出の速さ Q_a を與へる。故に Q から N までの間の是等の面積と縦線とを縦横軸にして相關圖を作れば (S_a, Q_a) 關係



第70圖
ラングベーン氏の研究



第71圖
表面流出と河道貯溜水流出

が分るのである。それを式に表はすには次の如く半理論的に考へる。

貯溜量 S_c は勿論川の断面積と長さとの積であるから水深 h とは一般に

$$S_c = k_1 h^m \quad \text{或は} \quad h = (S_c/k_1)^{\frac{1}{m}} \quad (4.2)$$

の様な関係がある。

又一方貯溜水による流量 Q_c も既習の水位流量関係から一般に水深 h と

$$Q_c = k_2 h^m \quad (4.3)$$

なる関係を有すべきである。

以上 2 式を組合せると

$$Q_c = K_c S_c^M, \quad \text{但し} \quad M = \frac{m}{n}, \quad K_c = k_2 / k_1^{m/n} \quad (4.4)$$

而して實測の S_c と Q_c を半對數方眼紙に畫けば事實一つの直線になるから

(4.4) 式の成立を肯定する。従つて又常數 K_c 及び M を各川毎に定め得る。

ホールトンが北米諸川で求めた M は第 52 表の如くで著しい開きはない。

第 52 表 河道貯溜水流出の指數

川名	French Broad	Red R.	Susquehanna	Delaware	Shunk	Muskingum	Wabash	Ralston Creek
M	0.660	0.629	0.810	0.880	0.893	1.042	0.733	0.761

然し係数 K_c は M よりは遙に川によつて又同じ川でも洪水毎に違ひが大きい。之は全流域一様には雨が降らず洪水源となる雨域が違ふ爲であらう。

Ralston creek での K_c 及び $Q_c=1$ に應する $S_c=1/\sqrt{K_c}$ の値は

$$K_c = 3.68, \quad 1/\sqrt{K_c} = 0.596 \quad (\text{呪秒単位})$$

定常流に對するマンニング公式が貯溜水流出にも成立すると假定すれば、

第 53 表

河の断面形状	m	n	M
矩 形	5/3	1	5/3
抛 物 線	13/6	3/2	13/9
三 角 形	8/3	2	4/3

m, n 従つて M は第 53 表の如くなるべきものであつて、實測の M と相當の差があるのは、貯溜水流出の様な急減する流れに對し定常流の公式が適用出來ぬ證據である。即ち洪水の増水期では懸案地

點の上流に洪水波の頂點があつて水面膨起し、減水期には波頂は既に懸案地點を通過して上流地方は懸案地點よりも一層減水し水面は低落して居るから、懸案地點の水位が同一であつても、増水期も減水期も定常状態に於ける平水時とは違つた水面勾配及び貯溜量になつて居るからである。

ホールトンは先づ地下水流出を推定して然る後河道貯溜量を決定したのであるが、マインツラー (O. E. MEINZER) 氏等は逆に河道貯溜量を直接測定し、それを利用して地下水流出を決定する方法を示した。即ち河川の懸案地點から上流全體に一定間隔を以て 134 地點に量水標を建て水位を讀んだ。各断面の形狀は豫め測量してあるから、水位さへ分れば河道全體の貯溜量は直ちに算定されるのである。氏等はかくして日日の貯溜量を定める一方、懸案地點では流量をも毎日測り、

$$(\text{全流出量}) - (\text{河道貯溜量の減少}) = (\text{地下水流出量})$$

なる關係によつて、地下水流出を定めた。かくすると地下水流出のみになる N 點は實測的にきまり、小河川では雨後僅かに 1 日位の處にあることなどを知つた。

以上は何れも地面から河への流出が終つた後の減水期に關する研究であるが、其の以前の流量上昇期に於ける河道貯溜量も、河へ流入する地面流出を既記のホールトン法によつて求め得れば

$$(\text{地面流出量}) - (\text{河川の表面流出量}) = (\text{河道貯溜量增加})$$

によつて、算定出来るわけである。かくして河道貯溜量 S_c を定め、之による流量 Q_c との關係を研究すると、頂點流量附近若干を除けば増水期でも大體 (4.4) 式の關係が成立つ様である。但し常數 M も K_c も減水期のそれとは餘程違つた値を使はねばならない。

4.4 渗透法による出水豫報 今や漸くにして吾等は日々の雨量と地面の滲透能から出水の豫報をなし得べきホールトンの滲透法を説明すべき時機に達した。前數項に述べた豫備知識と第 1 章第 2 節に説いた地面流出の性質を組合はせて河川の表面流出を推算するのである。洪水は主として

表面流出から成り、地下水流出はそれに較べると僅微であるから實用上度外してよいこともあるし、又修正することも出来るのである。

さて、或河川流域の時々刻々の降雨が観測されるとして、先づそれより地面流出を推算する。それには各時刻 t の降雨強度 r から平素研究してある流域の滲透能 f を引いて、降雨餘剰 $r-f$ を求める。この降雨餘剰が所謂初期地面貯溜量 δ_1 （之も平素研究して既知とする）を充填するまでは地面流出は起らなければ、積算降雨餘剰 $\int(r-f)dt$ が δ_1 に等しくなる時間をして、表面流出従つて増水の発現時刻とする。其の後は地面貯溜量 δ が増すと共に地面流出が盛んになるが、其の比流量を q とすれば

$$q = K\delta^M \quad (4.5)$$

なる関係が成り立つ。 K と M とは平素の研究で定めて置くが、大體の程度は $M \approx \frac{5}{3}$ 、又 K は q を時/時、 δ をinで測ると

$$K = \frac{449.5}{n} l_0 \sqrt{\frac{I}{T}}$$

但し I は地面勾配、 n はクッターの粗度係数、 l_0 は河から流域の側方距離（哩）である。

又一方降雨餘剰があれば、それは地面流出となるばかりでなく一部は滞溜して地面貯溜量を増加するから

$$r-f = q + \Delta\delta \quad (4.6)$$

こゝに q は流域の比流量、 $\Delta\delta$ は単位時間内の貯溜量增加である。

従つて(4.6)式に(4.5)式を代入すれば q と $r-f$ との関係が得られるが、 $r-f$ は観測によつて時々刻々知れて居るから、 q をそれによつて推算することが出来るのである。 q は比流量だから流域全面積 F より河に流入する地面流出は単位時間毎に $q \cdot F$ で表はされる。

かくして地面流出が刻々推定されたら、次に懸案地點に於ける河川流量も類似の方法で推算する。即ち上記の地面流出が河といふ一つの細長き貯水池に入り込み、下流では懸案地點から流量 Q_c （地下水流出を除く）が出て、其の差があればそれは河道貯溜量 S_c の増加 ΔS_c となる筈だから

$$q \cdot F = Q_c + \Delta S_c \quad (4.7)$$

然るに Q_c と S_c との間には

$$Q_c = K_c S_c M' \quad (4.8)$$

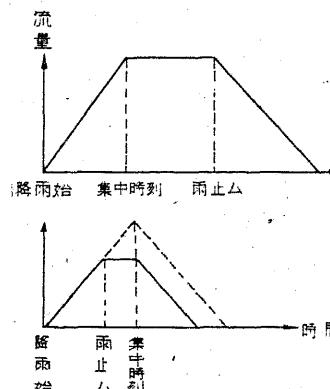
なる関係があつて、 K_c と M' とは豫て研究決定して置く。尤も(4.4)式は頂點流量附近では不充分だから、詳しくは平素の研究により Q_c と S_c との関係を圖にして置くが便利である。

兎も角未知量 S_c 、 Q_c に對し(4.7)(4.8)なる二つの関係があるから、既知の地面流出 $q \cdot F$ に應じ河川流量 Q_c も出せるのである。 Q_c は所謂表面流出分だけであるが、之に基底流量を加へると全流量が定まる。地下水流出は雨前の基底流量より多少は増加するけれども、其の變化は極めて緩慢であるから、洪水豫報など大増水中だけの短時間で問題にする場合には、敢て意とするに足りない。又かゝる短時間の而も降雨中に於ける蒸發は僅微であるから、洪水豫報には蒸發も度外視する。

終に一言注意して置くが、河道貯溜量 S_c の影響は大河では中々著しいもので、そのため量水曲線は頗る滑かとなり、降雨強度の微細な變化は一々流量には反映しない。然し小河川では貯溜量の効果少く、地面流出をそのまま河川流量と見做して大差なく、降雨の變化は割合に一々反映する傾向がある。

附記(1) 分割地帯法 序に古い時代の所謂理論法 (Rational method) なるものを紹介して置く。其の考へでは、流域一面に雨が降れば、それが同時に懸案地點まで來るものではなく、地點に最も近い部分に降つた雨が先づ流出し來り、上流地域の雨は順次遅れて到着し之に加はるから、流量は漸次に増加する。それで流域最遠點の雨が到達するに要する時間を集中時間 (Concentration time) と稱し、雨後この時間で流量は最大に達し其の後尚同じ雨が續いても最早や流量は増さぬとした。而して同一地面では水の流下速度は常に一定と考へたから、雨が止むと先づ懸案地點に近い流域からの地面流出がなくなり順次上流に及ぶので、流量は漸次減少し、雨後集中時間に等しい時間たてば零となる。即ち減水状況は全く増水状況を時間的に逆にしたものと同じと考へた。例へば一定勾配の矩形流域なら、降雨によつて其の下端の河川流量に貢献する流域面積は時間に比例して増加するから、量水曲線は雨の強さが一様なら上向き傾斜直線で、集中時間後は雨の

續く限り水平直線となり、雨が止めば下向き傾斜直線となり、結局全體としては第72圖の如き一つの等脚梯形狀折線を形成する。但し降雨時間が集中時間より



第72圖 矩形流域の量水曲線

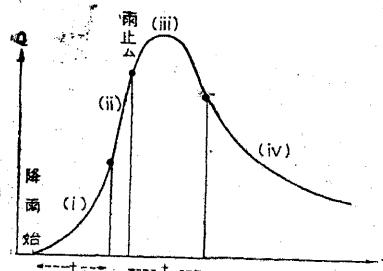
短いときは降雨終りから集中時間迄が梯形の頂邊となり、特に降雨時間が集中時間に等しい場合は、そこを頂點とする等脚三角形を成すものとした。

而して流域の形狀が不規則で地面勾配も處により違ふ場合には、雨水の各部分を流下する速度を適當に假定して、各部から懸案地點に到達する時間を推定し、其の時間の等しい地點を連ねる同時到達曲線を地圖上に描いて、流域を多くの地帶(Zone)に分割し、各帶の面積に雨量をかけたものがそれぞれの時間に懸案地點に到達するとして、前同様の方法で累計し量水曲線を書き得るものと考へた。此の方法を分割地帶法(Area-zoning method)といふ。

然しかる方法は、雨水の流下速度を同一地面では常に同一と假定して居るが、事實に反する。同一勾配でも水深によつて流速は違ふから、地面貯溜量や河道貯溜量の如何で流速從つて到達時間は著しい差を生じ、決して一定ではない。又假令一定としても流域各部の流速を一々定めるなどは結局單なる假定にすぎないからして、それを累計すれば無數の假定從つて無數の誤差の原因を含むこととなり、決して良好なる結果は得られぬ。例へば此の方法では矩形流域の量水曲線は増水期と減水期とが全く對稱的ではなくてはならぬのに、實際には上昇は急でなく、下降は長く緩である。又一定強度の雨が長く降り續く場合なら、最大流量となるのは決して所謂集中時間のときではなく、降雨ある間は地面貯溜量も流量も増

加し、降雨止みたる後に始めて最大流量が來るのである。又減水期間の長さも勿論集中時間に等しくない。

何れにせよ、此の方法は未だ貯溜量の重要性に氣附かず從つて水の流下速度を同一地點では常に一定と假定した處に大缺陷があり、從つて之より導く結果は事實と著しい差異を生ずるので、今では全く放棄せられたものである。にも拘らず初めて河川學に志す學者には往々にして此の舊法を踏襲する人があるから、注意までに説明し置く次第である。



第73圖 ゾック氏想定の量水曲線

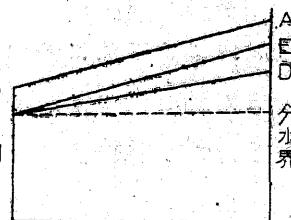
然し集中時間なる觀念は最近に於ても相當の意味を附せられてゐる。例へばゾック(R. T. ZOCH)氏は出水時の量水曲線を第73圖の如く次の四部に分ける。

- (i) 集中曲線 (Concentration curve)
- (ii) 飽和曲線 (Saturation curve)
- (iii) 移行曲線 (Transition curve)
- (iv) 減滅曲線 (Depletion curve)

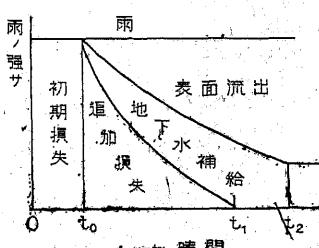
集中曲線といふのは降雨始めより集中時間までの間で、量水曲線は之に貢献する流域が漸増するため其の上昇が急である。それより降雨終りまでを飽和曲線と名づけ、雨がある間は貯溜量が増すから流出速度も増して殆んど直線的に上昇する。其の後更に集中時間に等しい間が移行曲線で、其の初期は上流地こそ表面貯溜量は減ずるけれども河に近い平地では急勾配の上流部より補給する水量が河に打出す水より多い時機もあるので、途中に頂點流量が出現する。以後は即ち減滅曲線で、流量は漸次減少する一方である。かやうにゾック氏は考へるのであるが、其の集中時間なるものは結局流域最遠點の雨量効果が現はれ始むる時間を意味し、水源地に降つた雨のはしりが懸案地點に達しただけで、決して同時に降つた雨なら全部同時に到着するといふのではない。それだからこそ、集中時間後にも雨が降る限り流量はどんどん増大するのである。

附記(2) シンダー氏説 次にシンダー(F. F. SYNDER)氏の考へも紹介して置かう。或川の流域は通常多數の支川小流域(Sub-basin)の集合と考へてよい。かかる小流域では第74圖の如く、地面は分水嶺Aより河岸Bまで一の傾斜面をなして居るが、降雨前の地下水位はCDの様になつて居たとする。此處に雨が降ると最初は全部地面に吸收されABCEなる地層が飽水するまでは表面流出にも地下水増加にもならぬ。この間の雨量を初期損失(Initial loss)と名づける。それより尙雨が降れば、表面流出が始まる一方、滲透した水は一部を追加損失(Additional loss)といつてCDE間の土壌(懸垂水)増加に費消され、一部は地下水位まで達し地下水の補給となり延いて地下水流出を増す様になる。

雨の強さが一定な場合に以上の關係を圖示すれば第75圖の如く、雨の降り始めから時刻 t_1 までの雨は全部が初期損失で、これより後の雨は追加損失と地下水補給と表面流出の三部に分れる。初めの間は大部分追加損失となるがそれは三角



第74圖 シンダー氏の流域狀況想定



第75圖 シンダー氏の雨水分配想定

狀地層CDEの保濕容量を満たす時刻に至つて終る。其の後は地下水補給と表面流出ばかりとなり、時刻に至り地層CDEも亦飽水して地下全部満水すれば、最早や雨は僅に一小部分を地下水流出(地下水面ABなる場合)の補給に必要な滲透費やすだけで、殆んど大部分の雨は表面流出となる。

之がシンダー氏の考への大要である。初期損失は武田氏や吉田氏が行つた様に増水を見ざる雨量を調べて置けば分るし、地下水流出も亦平素研究して置くことが出来る。それで追加損失を定める方法があれば、表面流出量を雨量より算出し得るといふのであるが、然し私の見る處では、シンダー氏の所説は一部参考になる點もあるが、河川流出問題ではなくて地面流出に限る議論であり、而もそれすら十分實地に適用し得るまで完成しては居ないから、茲には單に氏の考への方を紹介するに止めた次第である。

4.5 流域の滲透能決定へ滲透法の逆用 出水豫報としての滲透法は之を適用すればまた雨量と河川流量とから全流域の平均滲透能を定めるにも役立つ。

(1) 實際河川流域の滲透能決定

(a) ホールトン法 大雨中の蒸發は雨量に比し極めて少く省略し得るものとし、従つて降雨餘剰は全部表面流出となり河に出ると考へて、雨量と河の流量観測から滲透能を算定するのである。

流域内には下流に量水所がある外、方々に多數の雨量観測所が散在し各地點で日雨量を測つて居る上に、少くとも一ヶ所だけは基準測候所があつて自記雨量計なり毎時観測なりにより降雨の時間的變化も分つて居る。されば日雨量しか分つて居ない地方でも、降雨の終始時刻こそ多少の差はある、降り方の時間的變化の模様は基準観測地のそれと同じ割合だと假定する。一方量水所の観測による量水曲線から平素の研究による地下水流出分を差引き、表面流出分だけを抽出する。

そこで流域の滲透能 f を出すには、二段の手續を取り、先づ第一近似値 f_1 を略算する。それには全流域の總雨量と河川の表面流出總量との差をとりそれを降雨時間で割る。

次に一層精密な滲透能を決定するには、上に得た第一近似値 f_1 と多少異なる種々の値を假定して、其の各々の値に應する降雨餘剰(雨量と假定滲透能との

差)を求めて全時間に亘り累計し、それ等を全流域に亘り平均する。この推算平均降雨餘剰を各假定滲透能 f と共に縦横軸として第76圖の如きグラフを作る。此の圖上で實測の表面流出總量(単位面積當り)に等しい降雨餘剰の點に應する滲透能を以て所要の値とするのである。

茲で一寸注意して置くことは、雨が流域一面には降らず、降雨餘剰のある區域は流域の一處に限られて居る場合である。かかる場合にも前同様の方法で降雨餘剰ある區域だけの平均滲透能が出せる。然し何れにしても、表面流出總量を使用して求めるは時間的にも降雨中を通じての平均値に外ならぬ。

ホールトン氏は以上の方法を米國諸川の出水に適用して、滲透能 f の値を求めた。川により 0.05 から 1.24 時/時、平均 0.58 時/時程度のものである。尙ほ同一流域でも季節により違ふから、氏は f の季節變化圖を作製して居る。

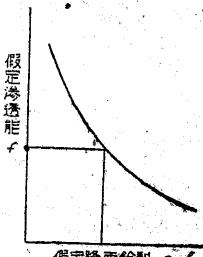
以上ホールトンの方法は表面流出の終るを待つて其の總量により f を定めるのであるが、ラングベーン (W. B. LANGBEIN) 氏は其の途中でも河道貯溜量を出して

$$\text{滲透總量} = \text{全雨量} - (\text{表面流出} + \text{河道貯溜量})$$

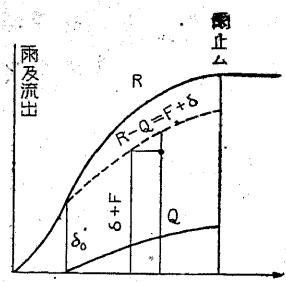
により滲透量を計算し、それによつて f を決定することとした。但し河道貯溜量は出水中には上流各部均等ではないから、多數の量水所がある場合には夫々の水位観測値により各區毎に貯水量を算定合計するのである。

(b) セヤマン法 セヤマン氏はホールトンの滲透論と既記のベルナードのプルビオグラフとを組合はせて、滲透能 f を出すが一層良結果を得るといふ。

即ち一方では観測雨量により、それが少しも滲透せず全部表面流出をなすならば如何なる量水曲線を描くべきかを定める。それには、平素調査してある其の川のユニット・グラフ又は配分圖により各時の雨量を時間的に配分し全雨量による総合流量を各時刻毎に求めて所謂プルビオグラフを作る。



第76圖 ホールトン法



第77圖 セヤマン法

他方では、各時刻までの累計雨量 R (Mass rain) 及び實測の累計表面流出量 Q (Mass surface run-off) を圖示して第77圖の様なものを作る。 R から Q を引いた残りは結果累計滲透量 F と表面貯溜量 δ との和 $F+\delta$ に外ならぬ。

然るときは表面貯溜量 δ はホールトンの如く
比流量 $q_s = K\delta^M$ (K, M =既知とする) (4.9)

によつても出せるが、セーヤマンは寧ろ

$$\left. \begin{aligned} \delta &= \left(t \text{ 時までの累計雨量} - \text{累計表面流出量} \times \frac{1}{C} \right) C^{\frac{1}{M}} \\ \text{但し } C &= \frac{\text{實測累計表面流出量 } Q}{\text{フルビオグラフの累計流出量}} \end{aligned} \right\} \quad (4.10)$$

によつて各時刻の δ を計算する (本式の證明は脚註を見よ)。

この δ を第77圖の $F+\delta$ から引き去れば、 t 時刻までの累計滲透量が出る。

同様にして $t+Δt$ 時刻の滲透量 $F+ΔF$ を計算し、 $Δt$ 時間内の滲透量增加 $ΔF$ を定むれば

$$f = ΔF/Δt$$

によつて t 時刻の滲透能 f が決定されるのである。

[註] 式(4.10)の證明は次の如くする。若し全く地面に滲透がないと假定すれば、表面流出はフルビオグラフの示す通りになるべきであるから、 C の定義によつて其の場合の流出量は當然實測流出の $\frac{1}{C}$ 倍になるべきである。故にかかる場合の表面貯溜量を δ_p 、流量を q_p で表はすならば、實測の貯溜量 δ 、流量 q との間には

$$\delta_p = \frac{1}{C} q \quad (i)$$

$$\delta_p = \left[\text{累計雨量} - \frac{1}{C} \text{ 實測累計流出量} \right] \quad (ii)$$

なる關係があり、又 (4.9) 式により

$$q/q_p = \delta^M / \delta_p^M \quad (iii)$$

故に (i) (iii) 二式を (ii) 式に代入して

$$\begin{aligned} \delta^M &= \left[\text{累計雨量} - \frac{1}{C} \text{ 實測流出量} \right]^M \times C \\ \therefore \delta &= \left[\text{累計雨量} - \frac{1}{C} \text{ 實測流出量} \right]^{\frac{1}{M}} \end{aligned} \quad (4.10)$$

を得る。

(2) 模型又は試験地實驗による滲透能決定 實驗室の模型や、野外でも小規模の試験地で、或時間一定の強さの人工降雨を行ひ表面流出を測つて量水曲線を作ると、大體第78圖の様になる。

降雨始めより t_0 時間までは全部吸收滲透され、表面流出は固より表面貯溜も起らぬ。然しそれより後は表面貯溜が現はれ、 t_0 時刻に至つて表面流出も始まり、兩者とも時間の経つに従ひ降雨の續く限り漸次増大する。 t_n にて降雨止んでも尚ほ暫くは貯溜量によつて表面流出を持續しなかに於て全く止む。

降雨終了後の残餘流出總量 Q_r は勿論降雨中の流出量に比すれば微量であるから、圖の形勢により略近的に

$$Q_r \approx \frac{1}{3} q_n T_r \quad \text{但し } T_r = t_r - t_n \quad (4.11)$$

として勘定しても差支あるまい。 q_n は t_n 時の表面流出の速さである。

次に降雨餘剰の繼續時間 ($T_n = t_n - t_0$) に於ける總雨量を R 、流出總量を Q_n とすれば、其の間の平均滲透能 f_a は明かに

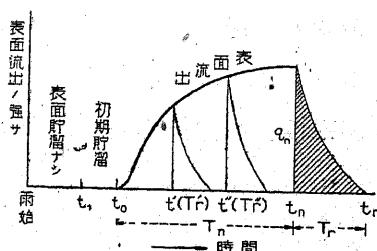
$$f_a = \frac{R - Q}{\left(T_n + \frac{1}{3} T_r \right)} \quad \text{但し } \left. \begin{aligned} Q &= Q_n + Q_r \\ T_n &= t_n - t_0, \quad T_r = t_r - t_n \end{aligned} \right\} \quad (4.12)$$

によつて算定し得る。 T_r は一般に T_n に比し微小時間であるから省略しても大差はない。

以上は降雨中を通じての平均滲透能であるが、然し滲透能は降雨の始めと終期とで大差があり、雨中の時間と共に變るものであるから、其の各時刻に於ける値を出すことも必要であり又興味がある。

それには途中任意時刻 t' 及び t'' までに雨が終つたと假定した場合の R や Q を前同様にして求め、其の差を $ΔR, ΔQ$ とすれば、

$$f = \frac{ΔR - ΔQ}{t'' - t' + \frac{1}{3} (T_r'' - T_r')} = \frac{ΔR - ΔQ}{t'' - t'} \quad (4.13)$$



第78圖 模型又は試験地法

たまつて t_1 から t_2 までの間の滲透能が求まる。茲に T_r' , T_r'' は雨が t_1 及び t_2 で止んだと假定した場合に於ける滲透流出時間であるが、兩者の差は殆んど無視して差支ない。

ホールトンはニール (NEAL) 氏の試験地撒水實驗結果を借用して、各時刻の滲透能 f を算定したが、 f と表面流出開始後の時間 t との關係は第79圖の様になり、之を式にすると

$$f = f_c + (f_0 - f_c) e^{-kt}, \quad k = 0.60 \text{ 時}^{-1} \quad (4.14)$$

となつた。茲に t_0 は表面流出開始時刻 t_0 に於ける滲透能、 f_c は長時間撒水した後の終局値で、本實驗の下の例では

$$f_0 = 2.70 \text{ 時/時}, \quad f_c = 0.04 \text{ 時/時}$$

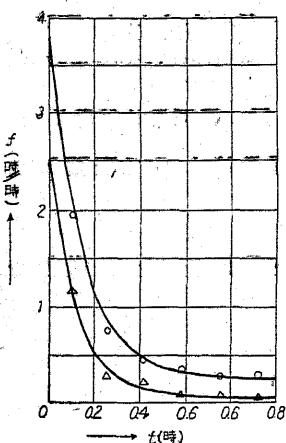
である。

滲透能が終局値をとり一定となる時間は式の上では無限大なるを要する様であるが、實用上は僅かに 1~2 時間に f に極めて近くなり、其後は殆んど一定不變と見て差支ない。

尚ほ時刻の滲透能 f_0 が定まれば、それ以前の所謂初期貯溜量 δ_0 も直ちに算定出来る。降雨強度を r とすれば第78圖の t_1 時刻までの雨は全部滲透し去るから $f \geq r$ であるが、 t_1 時刻には $f = r$ となつたわけである。それより t_0 までは f が漸減し $f < r$ となつて雨水の一部が地面に貯溜する様になつたのである。而して t_0 では $f = r$ 、 t_0 では $f = f_0$ だから其の間の平均滲透能は $f = \frac{1}{2}(r + f_0)$ と見ると、初期貯溜量 δ_0 は

$$\delta_0 = \left[r - \frac{1}{2}(r + f_0) \right] (t_0 - t_1) = \left(\frac{r - f_0}{2} \right) (t_0 - t_1)$$

により算定すればよい。



第79圖 f の時間的變化