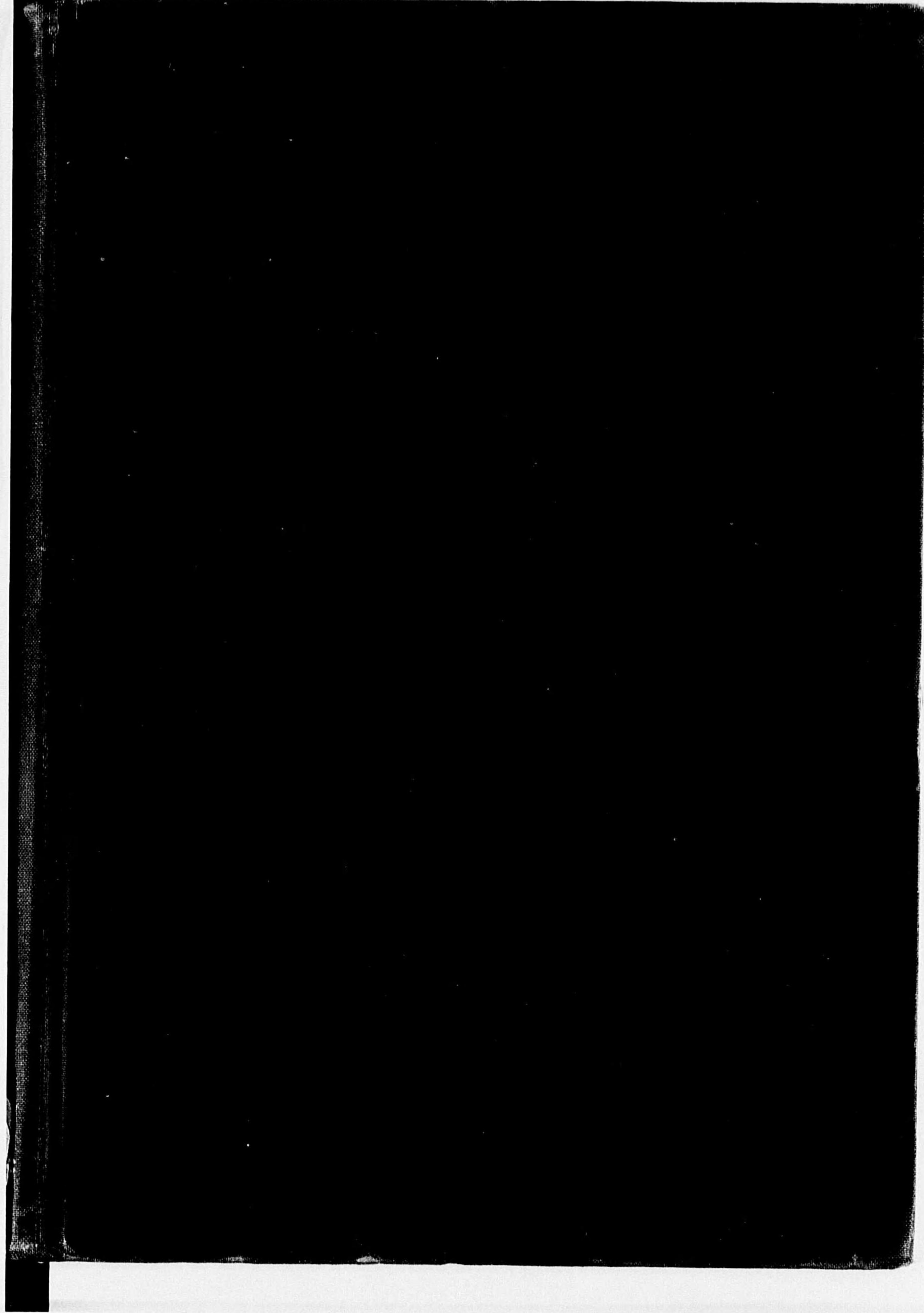
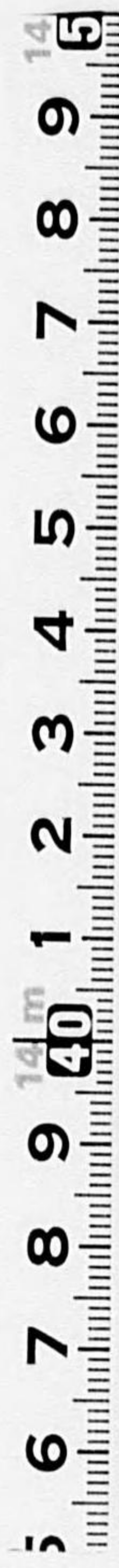


始



962

1654

230



517
N94



河 川 學

野 滿 隆 治 著

理 學 博 士
京 都 帝 國 大 學 教 授

東 京

株 式 會 社

地 人 書 館 刊 行



序

水なくして人生なく、又勿論文化はない。支那・印度・埃及・アラビアの古代文明は、何れも皆、黄河の、ガンジスの、ナイルの、チグリス・ユーフラテスの河畔に發祥した。後代の大都市も亦大なり小なりの河川に臨まぬものは殆んどなく、所謂河川文明を形成した。蓋し、河水は、人生必須の飲料水として將又農工用水として豊富潤澤なる供給源たるばかりでなく、又よく運輸交通の要路ともなるのである。河川は文化の母なりと呼ばれるのも尤もな次第である。

然るに、一朝河伯怒つて洪水の氾濫を見んか、人畜財寶を流亡し、或は農田を荒廢せしめて、夥だしき損害を興へる。大旱天の河水枯渴も又、往々にして其の被害は洪水に劣らない。

従つて、平素の各種各様なる利水の途と、洪水や渴水の防止乃至は緩和策としての治水の途とは、古來名君賢相の最も意を用ひたところであつて、「河水治まつて國興る」といはれ、禹は之によつて帝位をさへ得たほどである。

近世に入つては、治水利水共に愈々大規模の施設頻りに起り、其の工法を研究する河川工學も必然的に一大興隆進歩を示し、延いては河川工學書の刊行亦頗る多いものがある。

翻つて考ふるに、河川工作は、何としても、河川そのものの自然性に順應するものでなくてはならない。河川工學の基礎は、當然、河川の本性を闡明する所の河川理學の上に建てられねばならぬ。然るに、河川をありのままの河川として研究すべき河川理學は、從

來餘り學者の熱意を喚起するに至らず、幼稚未熟のまゝに放任せられて居た。河川理學とも稱すべき著書は外國にも未だ殆んどない現状である。誠に遺憾といはねばならぬ。

ところが、漸くにして機運熟したるか、最近數年、俄に河川の理學的研究論文が續々と發表せられ、之を纏むれば相當進歩した河川理學の一體系が整へられる程度に、資料が豊富となつた。

茲に於て、私は敢て非才を顧みず、各方面の材料を蒐集して「河川學」と題し本書を刊行することとした。之によつて新に河川理學に志す人が多少にても現はれ、又河川工學にたづさはる人士に何等かの参考ともなれば、著者の本懐之にすぎない。況んや本書が將來の河川理學體系に一礎石ともなることが出來たなら、著者望外の幸である。

昭和十八年四月十日

大陸に、南洋に、治河利水の重要性頓に認識せらるゝの時、
京都帝國大學地球物理學教室に於て

野 滿 隆 治

緒 言 河 川 と 河 川 學

0.1 河 川..... 1 | 0.2 河川學..... 2

第 一 篇 河 狀 論

第 一 章 河 水 の 涵 養

第 1 節 流 域

1.1 流域と分水界..... 4	1.5 流域の地勢と勾配..... 9
1.2 流域の平均幅員..... 5	1.6 流域内の支流分岐率..... 11
1.3 流域の形状係數..... 7	1.7 支川流域の關聯様式..... 11
1.4 流域の高度..... 8	1.8 河川密度..... 12

第 2 節 河 水 の 涵 養

2.1 雨 量..... 14	2.5 蒸 發..... 25
2.2 雨量の年變化..... 18	2.6 滲 透..... 38
2.3 降雨の強度..... 21	2.7 表面流出..... 51
2.4 降水の三部分と水の循環..... 22	2.8 河川の流出量..... 55

第 二 章 河 水 の 流 動

第 1 節 河 水 位

1.1 水位と其の變化..... 62	1.3 水位と日數との對照..... 66
1.2 各種の水位..... 65	1.4 呼應水位と水位の豫報..... 67

第 2 節 水 面 の 形 狀

2.1 縦斷形状—落差と水面勾配..... 68	2.3 水面勾配の階段性..... 69
2.2 水面勾配と水位..... 69	2.4 水面の横斷形状..... 69

第3節 流 速

3.1 流速の分布..... 71	3.4 渦巻きと渦動交換..... 76
3.2 水流の種類..... 73	3.5 河川の運動方程式と 流速分布の理論..... 80
3.3 流速と水面勾配及び水深..... 73	

第4節 流 量

4.1 流量と其の測定..... 90	4.4 流量と流域一比流量..... 94
4.2 各種の流量及び河況係数..... 91	4.5 流量と水位..... 95
4.3 水 年..... 93	

第5節 河口と感潮河川

5.1 感潮河川と其の特性一般..... 99	5.3 感潮河口の形状..... 112
5.2 河川潮汐の理論..... 101	

第三章 出 水

第1節 洪水現象

1.1 洪水の頻度..... 114	1.4 出水時の流速曲線..... 119
1.2 洪水の種類..... 115	1.5 洪水波..... 120
1.3 出水時の量水曲線..... 118	

第2節 洪水防禦と計画洪水量

2.1 洪水防禦の諸法..... 123	2.3 洪水量の総合実験公式..... 127
2.2 最大洪水量の決定..... 124	2.4 計画洪水量..... 130

第3節 洪水の豫報

3.1 水位法..... 132	3.3 混合法..... 140
3.2 雨量法..... 134	3.4 最近研究中の諸法..... 146

第4節 河川出水の分析

4.1 無降雨日の自然遅減..... 150	4.4 滲透法による出水豫報..... 157
4.2 河川増水の型式..... 153	4.5 流域の滲透能決定へ 滲透法の逆用..... 162
4.3 河道貯溜水流出遅減..... 155	

第四章 河水の作用

第1節 運搬作用

1.1 運搬形式の三種..... 167	1.5 浮流物質..... 180
1.2 溶解物質..... 167	1.6 浮流物質の垂直分布と其の理論..... 184
1.3 掃流物質..... 170	1.7 浮流物質運搬量の理論..... 194
1.4 掃流力と掃流砂量..... 174	1.8 各種運搬物質の比率..... 199

第2節 浸蝕作用

2.1 溶蝕と洗掘..... 200	2.4 雨 蝕..... 203
2.2 浸 蝕..... 201	2.5 河底浸蝕の理論..... 206
2.3 浸蝕の速さ..... 202	2.6 浸蝕の基準面..... 210

第3節 堆積作用

3.1 堆 積..... 211	3.4 水面勾配の階段性と粒の大きさ..... 217
3.2 平衡河川..... 212	3.5 堆積の速さ..... 218
3.3 水篩作用..... 215	

第4節 土 石 流

4.1 土石流..... 219	堆積の法則..... 220
4.2 土石流に於ける運搬及び	4.3 土石流成立の難易..... 223

第5節 河水の温度と結氷

5.1 河川内の水温分布..... 223	5.3 河 氷..... 227
5.2 河水温の時間的變化..... 224	

第五章 河 谷

第1節 河 谷 の 大 観

- | | |
|--------------------------|----------------------|
| 1.1 河谷の通有性…………… 231 | 1.3 河谷の縦断形状…………… 233 |
| 1.2 河谷の三区分と其の特徴…………… 231 | 1.4 河谷の横断形状…………… 235 |

第2節 土柱, 山崩れ, 甌穴

- | | |
|--------------------|------------------|
| 2.1 悪地と土柱…………… 238 | 2.3 甌 穴…………… 241 |
| 2.2 山崩れ…………… 239 | |

第3節 瀧

- | | |
|--------------------|-------------------|
| 3.1 急湍及び瀧…………… 243 | 3.3 瀧の後退…………… 249 |
| 3.2 瀧の發生…………… 245 | 3.4 瀧の消滅…………… 248 |

第4節 峽 谷

- | | |
|-------------------------|----------------------|
| 4.1 峡谷の成立…………… 248 | 4.3 峡谷は若年の相…………… 250 |
| 4.2 峡谷の發達限度と消滅…………… 250 | |

第5節 冲積扇状地

- | | |
|---------------------|------------------------|
| 5.1 扇状地の成生…………… 251 | 5.3 扇状地内河川の特性…………… 252 |
| 5.2 扇状地の性質…………… 251 | |

第6節 河 口 洲

- | | |
|----------------------------|---------------------|
| 6.1 河口洲の成生…………… 253 | 6.3 河口洲の特徴…………… 254 |
| 6.2 河口洲の大きさ及び進出速度…………… 254 | |

第7節 河道の蛇曲

- | | |
|-------------------------|----------------------|
| 7.1 河道の蛇曲と延長率…………… 257 | 7.3 谷線と流心線…………… 261 |
| 7.2 河道彎曲の發達と移動…………… 259 | 7.4 ファルグの法則…………… 263 |

- | | |
|-------------------------|-------------------|
| 7.5 彎曲部に於る底質分布…………… 264 | 7.6 穿入蛇曲…………… 265 |
|-------------------------|-------------------|

第8節 氾 濫 平 原

- | | |
|---------------------------|----------------------|
| 8.1 氾濫平原の擴大…………… 266 | 8.3 河底の堆積上昇…………… 267 |
| 8.2 氾濫平野の堆積—自然堤防…………… 266 | |

第9節 河 成 段 丘

- | | |
|----------------------|---------------------------|
| 9.1 河成段丘の性質…………… 268 | 9.3 段丘成立を促す事情の變化…………… 270 |
| 9.2 段丘の成生…………… 269 | 9.4 段丘の分布と配列…………… 271 |

第二篇 河 谷 發 生 論

第一章 河 谷 の 發 生

第1節 河 谷 の 成 因

- | | |
|------------------|------------------|
| 1.1 構造谷…………… 274 | 1.3 浸蝕谷…………… 275 |
| 1.2 氷蝕谷…………… 275 | |

第2節 谷 の 分 類

- | | |
|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 2.1 成因による谷の分類…………… 277 | 2.3 河谷の方向と地面の傾斜との
関係による分類…………… 278 |
| 2.2 谷の方向と地層の走向との
関係による分類…………… 277 | |

第二章 河 川 の 發 達

第1節 河 川 の 老 幼 と 輪 廻

- | | |
|-------------------|-------------------|
| 1.1 河の老幼…………… 280 | 1.2 河の輪廻…………… 280 |
|-------------------|-------------------|

第2節 若 年 期

- | | |
|----------------------|------------------|
| 2.1 幼年期—必從河…………… 281 | 2.2 青年期…………… 281 |
|----------------------|------------------|

第3節 壯年期

3.1 本流河谷の特徴…………… 282	3.3 壯年期の特徴…………… 288
3.2 支流の發達—流域の爭奪…………… 282	

第4節 老年期

4.1 老年期の特徴—準平原…………… 284	4.3 河系の適應…………… 285
4.2 生長各期の長短…………… 284	

第5節 河谷發達を變化せしむる諸因

5.1 地質の影響…………… 286	5.3 火山及び地震の影響…………… 287
5.2 陸地昇降の影響…………… 286	5.4 氣候變化の影響…………… 287

附 録

参考文献…………… 289	人名索引…………… 311
事項索引…………… 303	

— 終 —



緒言 河川と河川學

0.1 河川 雨雪となつて空中から降つた天水は、重力のため地面では常に低きへ低きへと流れ下つて、終に湖海に入る。此の流水の通路或は流路(Course)となる細長い凹地を河道(River channel)或は河床(River bed)といひ、水ぐるみ一所に考へて河川(River)といひ、川のある谷地全體を引くめて河谷(River valley)と稱する。平水時には水上にある河床の部分は河岸(Bank)といふ。

河道は一般に只一本のものは無く、多くの枝がある。即ち上流では方々から幾つもの小川が集まつて次第に大きな川となつて、湖海に注いで居る。又大きな川が湖海に入る前などには、往々一つの川が幾つにも分れることもある。何れにせよ幾つかの水路の内で水理的に主要なものを本流(Main stream)或は幹川(Trunk river)といひ、幹川に合流するものを支流(Tributary)、幹川から分れて直接に海や湖に入るか、或は再び幹川に合流するものを派川(Branch river)或は分流(Distributary)と呼ぶ。エジプトのナイル下流は幾つもの分流となるので有名であり、黄河も禹の時代には今の直隸省あたりで北播爲九河とあつて、九つに分流し、再び合一して天津附近で海に注いで居た。

幹川は支川の合流點(Confluence)又は派川の分流點(Separation)の各上下流に於て其の名稱を變へないのを原則とするが、時には名を變へて別名を附してある場合も稀ではない。合流點及び分流點を總稱して分合點(Junction)といふ。

内務省土木局統計年表によると、我國の大河川 135 の内で、支派川數の最も多いのは淀川である。支川が 660、派川が 51、計 711 ある。次は岡山縣の旭川

1) 例へば水量、河の長さ、流域の廣さ等に於て有力なる方を本流とする。然しそれは絶對的ではなく、政治上或は文化上有力な地方を流れるものを本流とすることもある。ドイツのエルベとモルダウ河の如きは其の例である。

で、支川 372, 派川 1, 計 373 である。一つの幹川と其の支派川及び之に關係のある湖沼を總稱して、水系 (River system) といふ。

0.2 河川學 河の自然的諸問題を研究する學問を河川學 (Potamology) といふ。但し河川の改修其の他の人爲的工作を行ふ河川工學 (River engineering) や、魚類其の他の生物を研究する河川生物學は普通の河川學からは除外する。

河川は昔から灌漑舟運等によつて民福に甚大の貢獻があるばかりでなく、近代文明の發達と共に上水道、水力電氣、工業用水等の供給に愈、其の恩澤を人類に賦與することゝなつたと共に、他の一面には洪水の暴威によつて莫大な損害を與ふる。従つて河川の調査研究は治水上將又水力電氣計畫上の基礎として随分古くから各國で行はれ、斷片的な河川學の資料は中々に多い。然しながら體系の整つた學問としての河川學は未だ幼稚な域にあつて、漸く發達の途上にあるといつてよい。従つて河川學と銘打つた著書は世界にも殆んどなく、多くは河川工學の一部として其の豫備的叙述を見るのみである。單行本としてドイツのグラヴェリウス (GRAVELIUS) の河川學なるものはあるが、極めて簡単な小冊子に過ぎない。然るに最近國際地球物理學協會では陸水學なる部門を設け、世界各國の河川學研究を紹介交換することゝなり、俄に急激なる進歩を遂げ、特に北米合衆國の地球物理學會が1932年以來僅に10年間に發表した諸種の河川學論文は一躍斯學の内容を著しく豊富にした。本書は在來の資料に加ふるに是等最近の研究を涉獵して體系を整へ、邦文最初の河川學として敢て世に出さうとするものである。



第一篇

河 狀 論

第一章 河水の涵養

第1節 流域

河の水量を決定する根本的要素は、流域の廣さと其の上の降水量であるから、本節では先づ流域のことから説き始める。

1.1 流域と分水界 或川の流域(Drainage basin)或は集水區域(Catchment area)とは、其の河水のもとになる雨雪の降下する全地域を指すのである。但し、川の途中の或一地點に對する流域といへば、其の地點までに川へ流入すべき雨雪の降る區域を指す。水は低きに就くの理によつて、水路の先ほど低いのであるから、流域は大體として中凹みの盆状をなし、且つ全體として

第1表 世界の大河

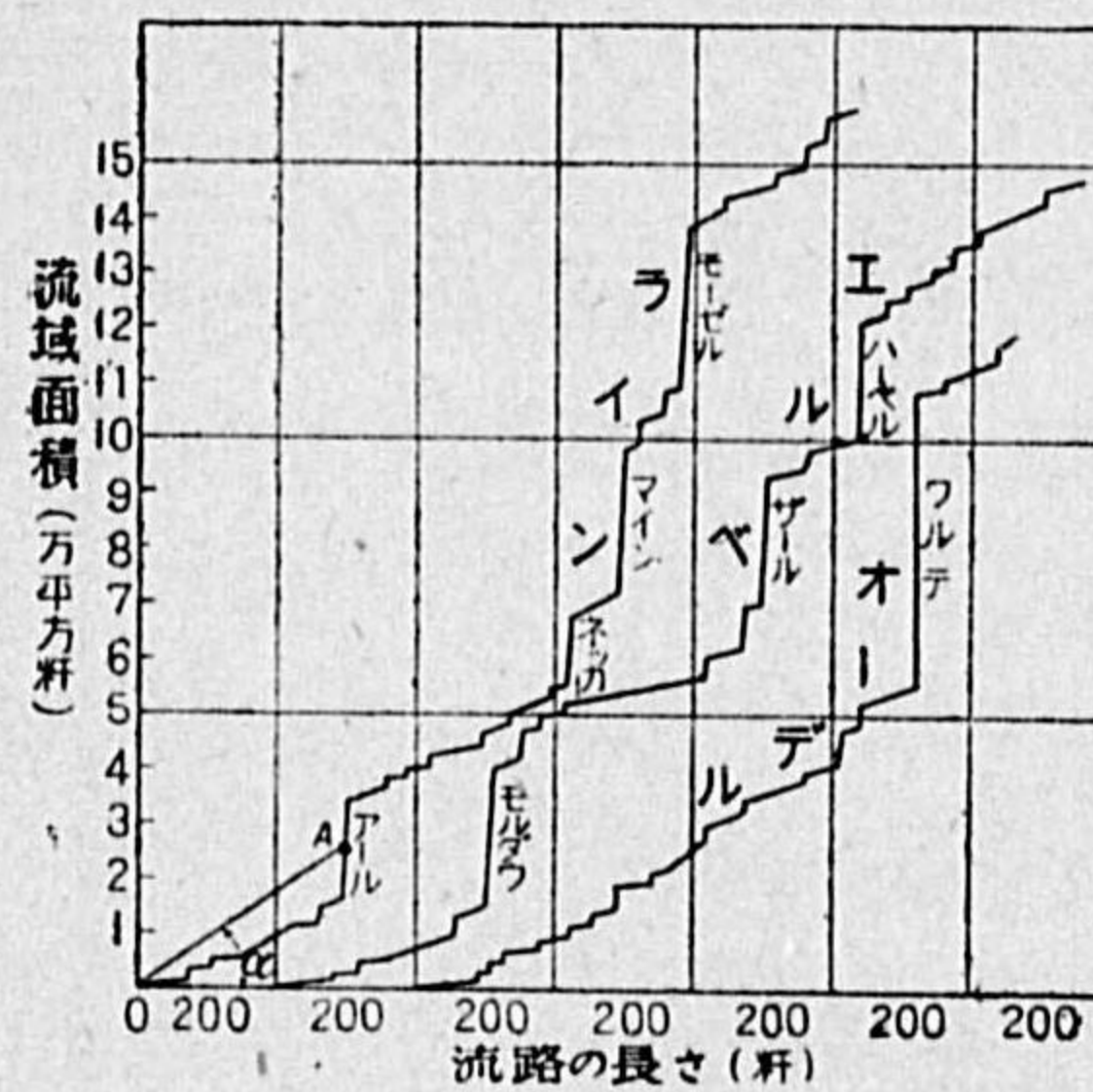
大陸	河名	長さ(km)	流域(1000km ²)	流域平均幅(km)
南アメリカ	アマゾン	6200	7050	1140
	マダガスカール	4700	3100	660
	オリノコ	2200	940	426
北アメリカ	ミシシッピ	6500	3250	500
	セントローレンス	3700	1660	450
	コロラド	3800	1250	330
	ロッキー	3600	900	250
	マコン	2000	660	330
アジア	ゴダワリ	2000	590	295
	オニセ	5200	2950	570
	黒龍江	5200	2500	500
	揚子江	4600	2380	520
	黄河	4500	2050	450
アフリカ	ナイル	5200	1780	340
	コンゴ	3000	1730	580
	ザンベジ	4100	980	240
ヨーロッパ	ヴォルガ	2400	1581	660
	ドナウ	4200	3690	880
	ライン	5600	2870	510
	ロッドニ	4200	2090	500
	セーヴル	2700	1330	490
オーストラリア	メルボルン	3600	1400	390
	シドニー	2900	820	280
	メルボルン	2100	510	240
	メルボルン	1300	220	170
	メルボルン	1150	148	130
南極	メルボルン	1020	121	120
	メルボルン	760	99	130
	メルボルン	700	78	110
	メルボルン	680	69	101
	メルボルン	405	13	32
南極	メルボルン	1200	1080	370
	メルボルン	1700		

河口に向いて傾いて居るとふことが分る。

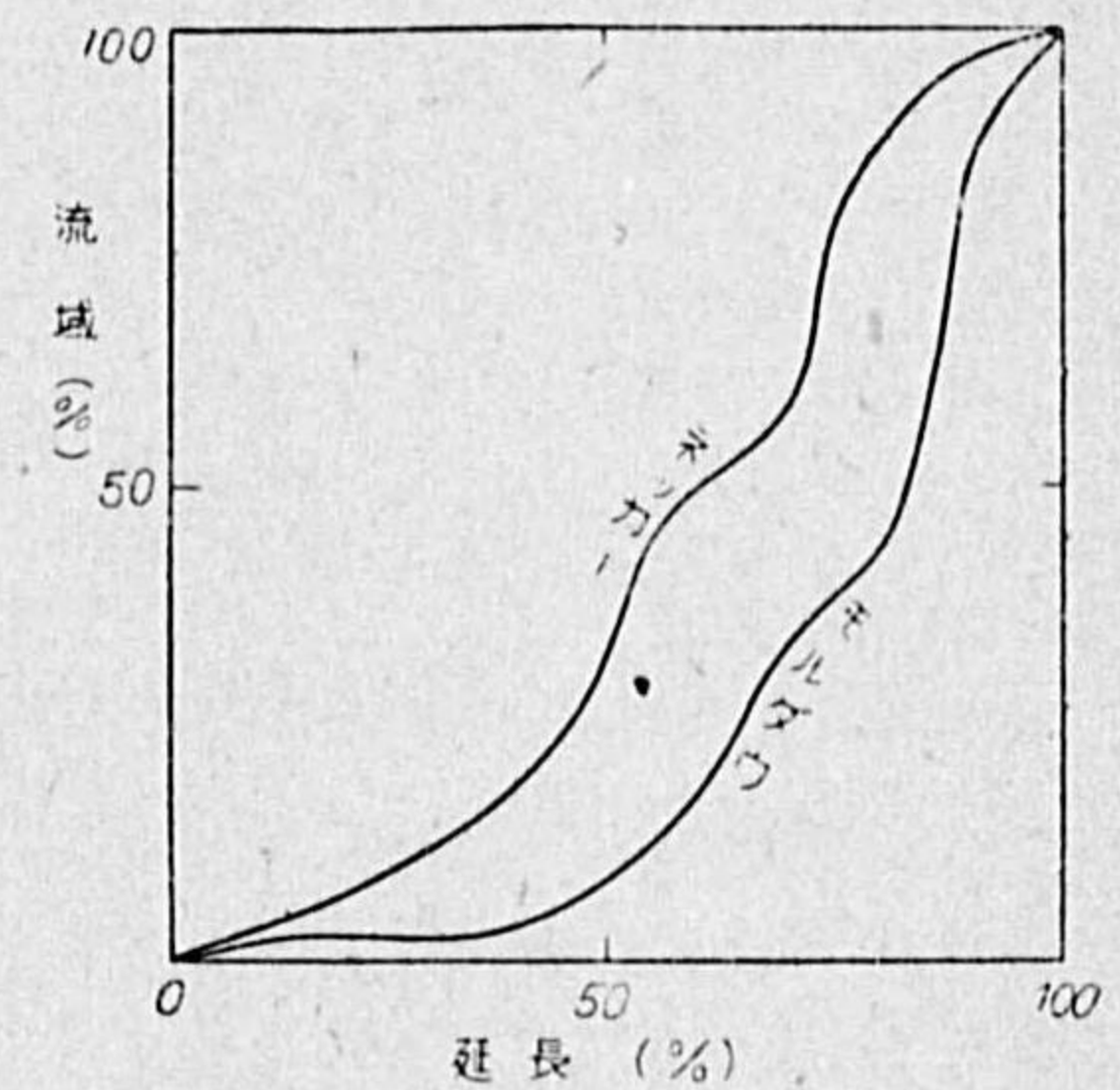
二つの川の流域が互に相接する界を分水線(Watershed or divide)と名づける。分水線は大抵水源の地面が兩方に傾く背斜線即ち山嶺を連ねた線になつて居るが、然しいつもさうとは限らぬ。時には山脈を横断する川などがあつて、嶺の上部若干は兩側とも同じ川の流域に屬し、分水線が却つて山腹又は山麓にある場合もあるのである。

第1表に世界の主なる大河の長さと流域を示して置いた。大河には大西洋へ入るものが最も多く、太平洋、印度洋へ入るものは少い。特に流域を較べる段になると、大西洋に入る河の總流域は、他の海洋に入る總流域の2倍に近く、51:27の割合になる。第2表に本邦大河川の流域面積を掲げる。

1.2 流域の平均幅 本流の水源から河口までの各點に對する流域は下流になるほど次第に其の面積を増し、特に支流が流入する毎に跳躍的に激増する。其の狀況を研究するには、水源からの本流の長さ(L₀)と流域面積(A)とを以てグラフにし、流域曲線を作るがよい。第1圖aはドイツ諸川に



第1圖 a 流域曲線の實例



第1圖 b 流域曲線の實例

就いての實例である。河の水量が一般に下流ほど多くなるのは、流域の増加する結果に外ならぬ。尙ほ河長流域關係曲線を%で表はすと、一層各流域の特徴が明瞭になる。例へば第1圖bはドイツのモルダウとネッカー兩川の例

であるが、ネッカーは割合上流から下流まで流域が均等に分布されて居るけれども、モルダウ河は全長の50%地点に来ても流域は僅に9.1%にすぎず、下流に至つて流域の激増する有様がよく分かる。

次に、各地点までの本流の長さで流域面積を割つた商を、それまでの流域の平均幅員といふ。即ち

$$B(\text{流域の平均幅員}) = \frac{A(\text{流域面積})}{L_0(\text{本流の長さ})}$$

で、流域曲線上の一点Pへ原点Oから引いた直線OPの傾角を α とすれば、その正切 $\tan \alpha$ が平均幅員に當るのである。

平均幅員は前表に見る如く一般に河が大きいほど大で、世界的大河に就いては略、河の長さに比例する傾きがある。例へば $L_0: \frac{A}{L_0} = \frac{L_0^2}{A}$ の値を計算

第3表 大河流域の平均幅員と長さとの関係

河名	ミシシッピー	アマゾン	ワイヒセル
L_0^2/A	5.33	5.37	5.74

すると第3表の如く略、一定に近い。然し普通の川では中々かやうな簡単な関係はなく L_0^2/A の値も種々である。

流域平均幅員は又一方から見れば本流の単位長當りの流域面積に相當するから、雨量、地質、其の他の条件が同じならば平均幅の大きいものほど水量特に洪水量が大きくなる譯である。勿論實際の水量は流域の地勢、土質、林相等色々の原因によつても左右されるから、一概には言へぬけれども、兎にも角にも流域平均幅も水量に關係ある一要素たることは疑ひない。

河川の水量に關係ある流域の特徴としては、前記平均幅の外にも其の地形、地勢、地質、地被状態(林相)等がある。是等を出來るだけ數量的に表現する方法を案出して、觀測水量と對比し研究を定量的に進め得る様にすることは極めて肝要である。本節では其の内の地形的要素をグラヴェリウス(GRAVELIUS)やホルトン(HORTON)氏等に従つて略述する。

1.3 流域の形状係數 流域が其の長さに比し幅廣い丸形であるか將又狭長なものであるかを示すために、ホルトンは流域の平均幅を長さで割つた商、即ち

$$F = \frac{\text{平均幅}}{\text{延長}} = \frac{A}{L_0^2} \quad (1.1)$$

第2表 本邦主要河川

河川	府縣	支川數	流域面積 (km ²)	長 (km)	流域平均幅 (km)
利根川	群馬、茨城	285	15,762	322	49
信濃川	長野、新潟	25	14,300	395	38
荒川	埼玉、群馬、茨城	277	12,254	389	33
Tone River	茨城、栃木、群馬	216	10,714	245	44
利根川	群馬、茨城	223	9,100	229	40
荒川	埼玉、群馬、茨城	711	8,400	79	106
Tone River	茨城、栃木、群馬	174	8,339	168	50
荒川	埼玉、群馬、茨城	143	7,408	217	34
Tone River	茨城、栃木、群馬	246	5,471	188	29
Tone River	茨城、栃木、群馬	87	4,880	215	23
Tone River	茨城、栃木、群馬	87	4,184	151	28
Tone River	茨城、栃木、群馬	355	3,813	136	30
Tone River	茨城、栃木、群馬	177	3,652	200	19
Tone River	茨城、栃木、群馬	191	3,651	194	19
Tone River	茨城、栃木、群馬	150	3,294	125	26
Tone River	茨城、栃木、群馬	71	2,859	179	17
Tone River	茨城、栃木、群馬	281	2,776	141	20
Tone River	茨城、栃木、群馬	56	2,663	126	22
Tone River	茨城、栃木、群馬	53	2,660	91	29
Tone River	茨城、栃木、群馬	22	2,567	105	25
Tone River	茨城、栃木、群馬	73	2,483	112	23
Tone River	茨城、栃木、群馬	145	2,297	111	22
Tone River	茨城、栃木、群馬	345	2,283	145	16
Tone River	茨城、栃木、群馬	78	2,123	105	20
Tone River	茨城、栃木、群馬	23	2,061	140	15
Tone River	茨城、栃木、群馬	252	1,972	136	15
Tone River	茨城、栃木、群馬	72	1,938	114	17
Tone River	茨城、栃木、群馬	32	1,916	103	19
Tone River	茨城、栃木、群馬	73	1,906	132	15
Tone River	茨城、栃木、群馬	223	1,879	120	16
Tone River	茨城、栃木、群馬	48	1,856	146	13
Tone River	茨城、栃木、群馬	85		92	20
利根川	群馬、茨城	150	1,798	141	13
Tone River	茨城、栃木、群馬	1723	1,447	147	12
Tone River	茨城、栃木、群馬	1,647	1,113	113	15
Tone River	茨城、栃木、群馬	1,618	1,04	104	16
Tone River	茨城、栃木、群馬	1,570	1,26	126	13
Tone River	茨城、栃木、群馬	1,500	1,118	118	13
Tone River	茨城、栃木、群馬	1,455	1,04	104	14
Tone River	茨城、栃木、群馬	1,387	85	67	21
Tone River	茨城、栃木、群馬	1,306	132	174	7
Tone River	茨城、栃木、群馬	1,280	174	174	10
Tone River	茨城、栃木、群馬	1,224	155	151	10
Tone River	茨城、栃木、群馬	1,083	151	151	7
Tone River	茨城、栃木、群馬	1,089	155	151	23
Tone River	茨城、栃木、群馬	1,088	155	151	18
Tone River	茨城、栃木、群馬	1,066	155	151	11
Tone River	茨城、栃木、群馬	1,041	155	151	13
Tone River	茨城、栃木、群馬	85	126	84	8
Tone River	茨城、栃木、群馬	790	85	85	12
Tone River	茨城、栃木、群馬	514	790	790	40
Tone River	茨城、栃木、群馬	525	514	514	40
Tone River	茨城、栃木、群馬	439	525	525	51
Tone River	茨城、栃木、群馬	521	439	439	45
Tone River	茨城、栃木、群馬	401	521	521	38
Tone River	茨城、栃木、群馬	254	401	401	20
Tone River	茨城、栃木、群馬	199	254	254	25
Tone River	茨城、栃木、群馬	212	199	199	32
Tone River	茨城、栃木、群馬	174	212	212	29
Tone River	茨城、栃木、群馬		174	174	28
Tone River	茨城、栃木、群馬		4,048		23

の如き F を流域の**形状係数** (Form factor) と名づける。之が大なるものは長さの割合に幅の広い流域で、小なるものは細長い形のものである。

又グラヴェリウスは、與へられたる流域の周囲の長さでそれと同面積なる圓の周囲を割つた商^{*}、即ち

$$C = \frac{2\sqrt{\pi A}}{\text{流域の周囲}} \quad (1.2)$$

を以て其の流域の**密集度** (Compactness) と名づけた。之は流域が圓形るときに最大で 1 に等しく、狭長な流域になるほど小さい分数となる。ドイツの諸川では大體 $\frac{1}{2.2}$ 程度になつて居る。

形状係数にせよ密集度にせよ、流域の形状を大観してそれを數量的に表現したもので、河川の洪水量に關係が深い。即ち之等の大なるものほど流域各部に降つた雨が餘り違はぬ時刻に河に出て來て、洪水量が大きくなり易い。

1.4 流域の高度 一般に同一地方では海拔高度が高いほど雨量が漸増する傾向があるし、雪解なども氣温従つて高度に關係があるから、河川の流量問題には流域の高度が重要な役割をする。

(1) **流域の平均高度** (Mean elevation) 之を算定するには次の三法がある。

[第 1 法] 等高線面積法 (Contour-area method). 一定高度差毎の等高線を引いた地圖がある場合には、面積計 (Planimeter) を以て各等高線間の帶狀面積 a を測り、それに兩側等高線の高度 h_1, h_2 の平均をかけて累計し、全流域面積で割り

$$\text{平均高度 } E = \frac{1}{A} \sum \left(a \cdot \frac{h_1 + h_2}{2} \right) \quad (1.3_1)$$

とする。但し、 A は流域全面積を示す。

[第 2 法] 等高線延長法 (Contour-length Method). 各等高線 (高度 h) の長さ l を測線計 (Opisometer) で測り

$$\text{平均高度 } E = \frac{\sum(hl)}{\sum l} \quad (1.3_2)$$

として計算する。

以上の二方法は小流域に適當なもので、精確な値を與へる。然し流域面積が大なる場合には勞多きため、次の略算法を使用することが多い。

* グラヴェリウス自身は (1.2) の逆数を密集度としたが、それでは細長い散らばつた流域ほど却つて密集度が大きくなる故、私は言葉の意味に合致するよう (1.2) 式の様に改めた。

[第 3 法] 交點法 (Intersection method). 大流域では簡単に等間隔の縦横線を多數に引いて方眼を作り、其の交點の高度を累計して交點數で割る。

流域の高度に關しては平均高度の外尙ほ次の二つが重要な意義をもつ。

(2) **高度面積曲線** 第 1 法にて平均高度を出すために測つた等高線間の帶狀面積を基礎とし、高度を縦軸に、最高高度から或高度までの面積累計を横軸にとつてグラフを描けば、所謂**高度面積曲線** (Hypsometric curve) を得る。この圖の横軸中點に應ずる縦線を**中位高度** (Median elevation) といふ。つまり、それよりも高い流域面積と低い流域面積とが等しい様な高度である。中位高度は普通平均高度よりは僅かに低いのが常である。積雪期間とか雪解を起す氣温等が河川水量に及ぼす關係を論ずるには、平均高度よりも中位高度を用ふるのが妥當である。

(3) **流域の平均縦斷形状** 第 3 法にて平均高度を出すために流域上に方眼を組んだ場合には、序に河川流路に直角な線上の方眼交點の高度平均を算出し、之を縦軸に又河口から測つた河の長さを横軸にした曲線を流域の**平均縦斷形状** (Mean drainage-basin profile) といふ。水源から河口に至る間の水流の變化や浸蝕問題等に參考せらるべきものである。

1.5 流域の地勢と勾配 地面の勾配は雨の滲透流出の割合や雨水の流過速度等を左右するから、河川學上極めて重要な一要素である。而して、流域の地勢を數量的に表はす最も簡単な方法は、山地面積と平地面積とを各別に測定して、それ等の全流域に對する比率を求むるのである。河川工學では準備調査の一として必ずそれがなされる。然し更に適切な方法は流域全體としての平均勾配を求むるのがよい。

平均勾配 (Mean slope) を求むるには種々の方法がある。

[第 1 法] 等高線延長法 (Contour-length method). 各等高線の長さ l の累計を以て流域全面積 A を割れば等高線間の平均距離になるから、それで各等高線間の高度差 (Contour interval) D を割れば地面勾配平均 S_0 が出る。即ち

$$S_0 = D \div \frac{A}{\sum l} = D \frac{\sum l}{A} \quad (1.4)$$

[第 2 法] 等高線面積法 (Contour-area method). 相隣る等高線間の平均距離

を地圖上で測り d とすれば、之を以て該等高線間の高度差 D を割れば、その帶狀面積 a だけの部分の平均勾配が出る。それでグラヴェリウスは全流域面積 A の平均勾配として次式によることとした。

$$S_g = \frac{1}{A} \sum (aD/d) \quad (1.4_2)$$

〔第3法〕交點法(Intersection-line method)。以上の二方法は精確ではあるが、勞多き故、大面積流域に對する簡略法としてホールトンは高度差 D 毎に等高線を描いた流域圖上に適當な等間隔の縦横線を引いて方眼を作り、それ等と等高線との交點總數 N を數へて、それから流域の平均勾配を出す工夫をした。今相隣る等高線間に挟まる、方眼線の長さを l 、之と等高線が交る角を α で表はせば、そこでの此の二等高線間の法線距離は $l \sin \alpha$ である。かゝるものを全交點 N 個につき平均すれば、それが高度差 D なる等高線間の平均水平距離 d を與へる。即ち

$$d = \frac{1}{N} \sum l \sin \alpha$$

然るに N が極めて多數である場合には、 α の値は 0° から 90° までの間の凡ゆる値があるから、ホールトンは先づ $\sin \alpha$ の平均として

$$\frac{2}{\pi} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sin \alpha \cdot d\alpha = \frac{2}{\pi} = 0.6366$$

を採用し、従つて

$$d = 0.6366 \frac{\sum l}{N}$$

$$\therefore S_g = \frac{D}{d} = 1.571 \frac{DN}{\sum l} \quad (1.4_3)$$

として平均勾配を計算することにした。

此の(1.4₃)式は其の推論の途中に多少の缺點あることは確かであるが、然し其の計算の簡便さは又無類で捨て難いものがある。蓋し手数は殆んど單に N を數へるだけで、 $\sum l$ は方眼線の全長を一舉に測ればよいので、何も一々部分部分の l を測つて然る後加へ合はす必要はない。而もホールトンの實地多數の經驗によれば第1法と大差ない結果を與へるといふことである。

〔第4法〕ランドレス氏法(O. H. Landroth's method)。之は湖邊を繞る狭長な

流域などの特殊な場合に適當な方法で、流域の周圍分水線を略し、等高で而も湖畔から略し、等距離と見做し得る程度の小部分に分ち、其の各部につき勾配を算出してそれを全部平均するもので、算式は

$$S_g = \sum \frac{H-H_0}{d} \cdot \frac{a}{A} \quad (1.4_4)$$

茲に H は分水線各部分の海拔高度、 d はそこから湖邊までの距離、 a は其の部分面積、 H_0 は湖面の海拔高度、 A は流域の全面積である。

此の外にも Justin 氏法、Frescoln 氏法などあるが、理論的にも實用的にも缺點多く紹介する程の價値はない。

1.6 流域内の支流分岐率

歐洲と米國とで支流の等級(Order)の付け方が違ふ。例へばドイツのグラヴェリウスは本流に直接流入する支流を第一級支流とし、第一級支流に入る支流を第二級支流といひ、以下之に準じて細流になるほど等級を高くする。之に反し米國のホールトンは支流を持たない水源地の細流を第一次とし、第一次支流のみを受ける支流を第二次、また第一及び第二次支流を受けるものを第三次とし、更に第一、二、三次支流を受けるものが第四次と、順次かくの如くして本流をば最高次の川とするのである。

以上二つの等級の付け方は各、一長一短があつて、常に一方が他よりもよいとは言ひ兼ねるので、ドイツ流の Ordnung、米國流の Order、何れも字義の上に差異があるわけではないけれども、本書では態と前記の様にドイツ流を級、米國流を次と別譯して双方共に利用したいと思ふ。

擬、支流の級數を歐洲流に採るならば、或流域の河川數は級數が増すに従つて等比級數的に増加する理である。勿論完全な等比級數ではないかも知れぬが、ホールトンは之を各級毎に完全な等比級數と見做して算出した公比 r を其の流域の**支流分岐率**(Bifurcation ratio)と名づけ、流域の一特徴數とした。

1.7 支川流域の關聯様式

支川配置の様式は又河川の流量特に洪水量に密接な關係を有し、治水に注意を要する。一水系の支川配置に次の四型がある。

(1) **羽狀流域**(Feather-like basin) 最も普通のもので、本流が中軸となり、支

流はその左右兩岸から交互に流入し、數多の細長い矩形状流域が隣接集合したものをいふ。北上川や大井川、多摩川等は之に屬する。かやうな川では、豪雨にあつても、各支川よりの出水時刻が多少喰違つて、洪水は比較的緩和調節される代り長時日に互る傾きがある。

(2) 輻射流域 (Radial basin) 分水線が略、圓形或は扇形なる盆地に出來易いもので、其の四周から數多の支川が車輻の如く一地に集合して、俄に大川となり、盆地の一方を貫通流去するをいふ。三角狀の支川流域が相接觸して居る。エルベ河のペーメン地方や、セーヌ河のパリ盆地、アマゾンの上流、我國の郷川、大和川などはこの例である。

かやうな河では、一般に出水が甚だ急突で、全流域に互る強雨には忽ち大洪水となることが多い。

(3) 並行流域 (Parallel basin) 細長い獨立の流域が互に並行し或は兩方から會合したもので、チグリスとユーフラチスの二子川や、ドナウとドラウとサンの子三子川や、我國の北川と南川、信濃川上流の千曲川と犀川、阿蘇盆地の白川と黒川の如きは之に屬する。

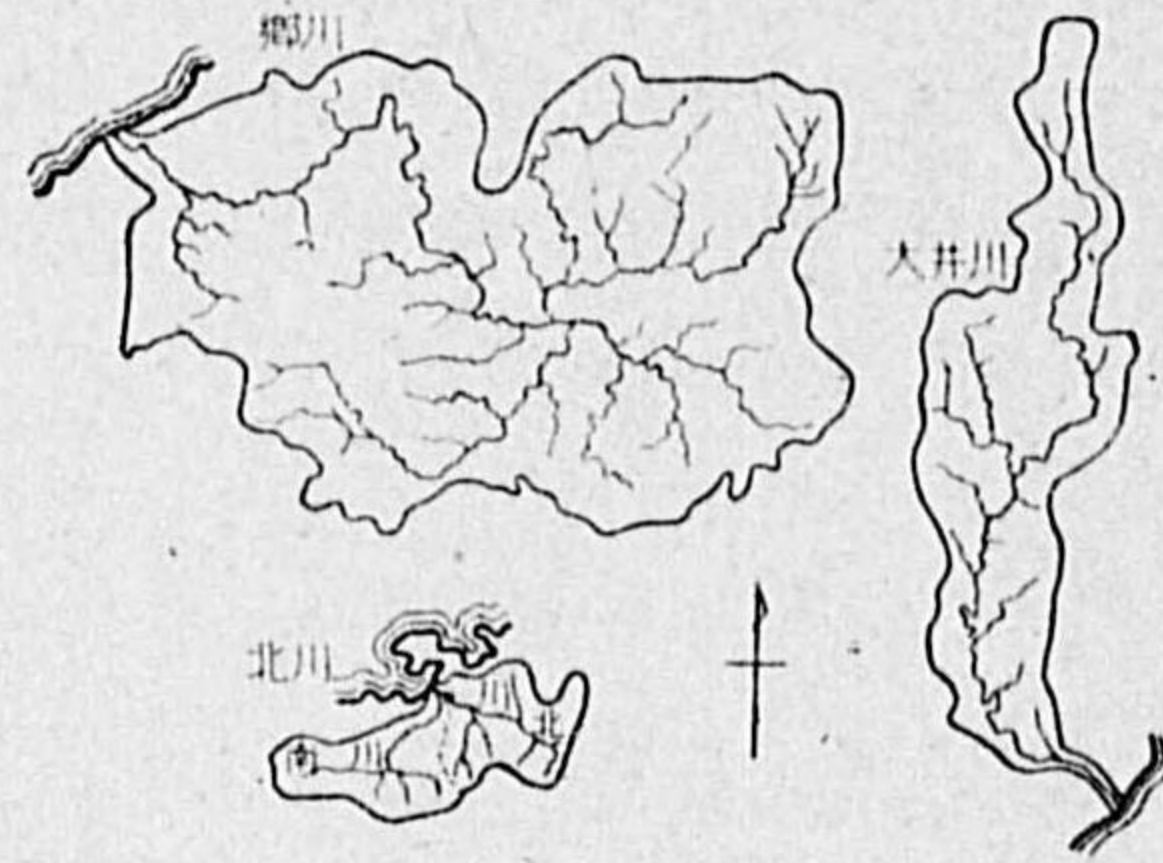
(4) 複合流域 (Compound basin) 實際の河川は、全川に互り完全に上記三種の流域型に該當するものは少く、そ

れ等の複合した流域を有するものが多い。かやうなものを複合流域といふ。

1.8 河川密度 或地方では、大小數多の河が樹の枝の様に縦横に發達して居るが、又或地方では至つて川の少い處もある。この性質を數量的に表示するには、或地域の面積 (A) を以て、其の内を流れる河の本支流合計全長 (L) を割ると、單位面積毎の河の長さを表はすから、ノイマン (NEUMANN) は之を其の地域の河川密度 (River-density) と名づけた。即ち

$$\text{河川密度} = \frac{L \text{ (本支流の長さ總計)}}{A \text{ (地域の面積)}}$$

次表に若干の地方に於ける河川密度の程度を示す。



第2圖 三種の流域型

第4表 河川密度の數例 (單位 km)

川名	Wutach	Elz	Wiese	Dreisam	筑後川	利根川
河川密度	1.10	1.59	1.61	1.69	0.59	0.28

諸方で河川密度を計算して見るに、概して砂地の様な水の滲透し易い地域には小さく、不透水性の地域に大である。森林や草原は裸出地よりも河川密度を増し、又高地は低地より小さく、傾斜地では特に小さい。雨量の多い地方に大で、乾燥地方に少いのは言ふまでもない。

かくの如く河川密度は流域の地形、地質、地被状態に密接な關係を有するので、それ等の綜合的效果を代表する極めて適切な水理學的要素として、學理上のみならず實際の治水上からも極めて重要視されるものである。而も之が又流域の平均幅員とも或關係を有することが疾に BELGRAND 氏のセーヌ河流域研究に示され、地質が不透水性な従つて河川網の發達せる地方では流域が

第5表 河川密度と平均幅員との關係

	Wutach	Elz	Wiese	Dreisam
河川密度 M	1.10	1.59	1.61	1.69
平均幅員 B	13.1	9.7	8.1	5.6

狭長で幅員小なるに反し、透水性な地質で従つて河川網の疎な區域では流域が幅廣く短い形をなすことに注意した。其

他の地方でも例へば既記ドイツ四川の河川密度と流域の平均幅 (共に km 單位) とを對比するに第5表の如く、兩者は略、反比例的關係にある。尤も之は兩者の定義から考へて至極當然である。なぜなら、流域全面積を A、本川延長を L_0 、本支流總延長を L とすると、

$$\text{河川密度 } M = L/A, \quad \text{平均幅員 } B = A/L_0$$

$$\therefore M \cdot B = L/L_0$$

である。然るに本川が長ければ支川も多く且つ長いのは普通であるから、L と L_0 とは相伴つて増減する。若しそれが完全に正比例して増減するなら、M と B とは反比例することとなる。然し實際には L と L_0 とは必ずしも正比例はせず、従つて M と B とも完全な逆比例關係にはない。でも一方が増せば他方が小さくなる理由は了解出来る。

以上の様な河川密度がノイマンによつて唱導せられる以前にも、ベルグラ

ンド (BELGRAND) は 1873 年既に或流域面積 A を其の内にある各級河川總數 N (従つて水源總數) で割つた商、換言すれば一川(或は一水源)當りの平均流域面積を採用した。之をベルグランド比 (Belgrand's ratio) といふ。即ち

$$\text{ベルグランド比 } K_n = A/N$$

而して河川の密度を表はすには、このベルグランド比の逆數、即ち單位面積當りの河川の數を以てした。之を河流密度 (Stream-density) と名づけ、 M_n で表はすならば

$$M_n = 1/K_n = N/A$$

又ペンク (PENCK) は各級分支流の分合點總數 J を以て本支流總延長 L を割つたもの、つまり相隣る二つの分合點間の平均延長を採用した。之をペンク比 (Penk's ratio) といふ。即ち

$$\text{ペンク比} = L/J$$

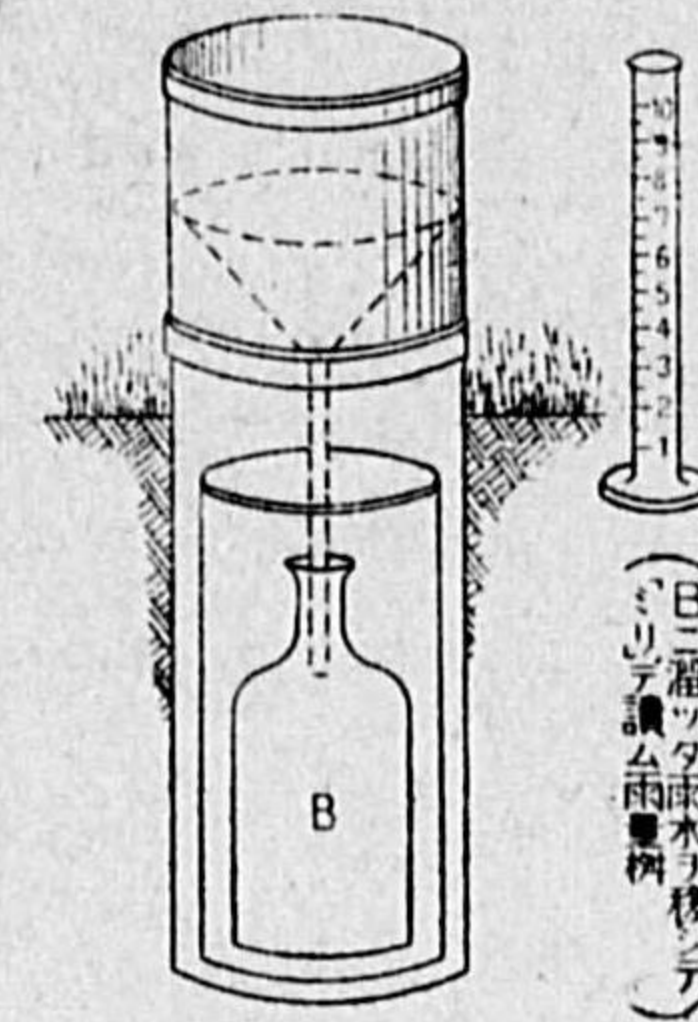
本邦各河川の支派川數は第 2 表に擧げてある。参照ありたい。是等のペンク比やベルグランド比或は河流密度は實際の流域にあつて見ると、到底ノイマンの河川密度ほどには地質の滲透性其の他との關係が的確でなく、水理學上の効用は遙に劣るものである。とはいへ、地方により河の多い少いを數量的に表示する最初の企てを六、七十年も前に試みたベルグランドの功績は没することが出来ない。

第 2 節 河水の涵養

2.1 雨量 河川は其の流域内に降つた雨雪に對する自然の地上排水溝に外ならぬ。河水の根本源は結局の處、其の流域内に降つた天水に歸着する。故に河の水量問題研究には流域の廣さに強いで、其の降水量 (Precipitation) に着目する必要がある。

降水量は通例第 3 圖の様に直徑 20 cm、高さ 60 cm ほどの圓筒に漏斗をはめ、内部に受水瓶を納めたもので測り、之を降水面積に割り當てた水柱の高さ(一般に mm) を以て表はす。尙ほ雨量を時々刻々自記させる自記雨量計も併用

される。勿論各河川毎に綿密に觀測を行ふ必要がある。然るに雨の降り方は地域的に大差あるを普通とするから、流域面積が廣い場合には多數の雨量



第 3 圖 雨量計

觀測所を設けて各地域別の雨量を觀測せねばならぬ。特に山岳地方では雨量の分布が不規則であるから一層多數の雨量觀測所を必要とする。然し經費の關係上中々満足し得るほど多くの觀測所が得られない事が多い。さういふ場合には勢ひ、觀測所のない區域の雨量は他の觀測所のある區域の雨量から推定するより外はないので、雨量分布に關する大體の理法を心得て置く必要がある。

若しも地球上の總雨量が地球全面に一樣に分布すれば、平均年雨量は約 840 mm と推定されるが、實際の雨量分布は頗る複雑で、緯度、海岸距離、地形、風向、海拔標高等によつて非常な違ひがある。

(1) 緯度と雨量 一般に赤道附近は雨量最も多く、兩極に至るに従ひ次第

第 6 表 雨量と緯度

緯 度	雨 量 (mm)		
	全地球	陸 地	海 面
90°—80°N	(170)	(340)	(150)
80—70	(290)	(260)	(290)
70—60	(390)	350	480
60—50	690	500	960
50—40	830	510	1170
40—30	510	520	510
30—20	430	760	220
20—10	710	650	620
10—0	1470	1170	1400
0—10S	1160	1810	950
10—20	760	1100	660
20—30	540	640	510
30—40	850	570	880
40—50	920	870	920
50—60	700	1020	700
60—70	(280)	(300)	(290)
70—80	(260)	(300)	(150)
80—90°	(300)	(300)	0

に減じ、北緯 30° と南緯 30° との間に地球面總雨量の $\frac{2}{3}$ が降ると云はれる。ヴュスト (Wüst) 氏が各緯度の平均年雨量 (mm) を算出したのを見ると第 6 表の通りである。

即ち、赤道無風帯では雨量最大である。此處では濕潤な空氣が絶えず昇騰するので、其の内に雲を生じ雨を催ほすからである。此の帯内でもアマゾン流域は雨量最も多く、廣範圍に互り年量 2000mm 以上を示す。其他東印度諸島、アフリカの赤道地方も中々雨が多。次に此の赤道無風帯に隣る貿易風帯では、空氣の昇騰の機會が少いから割合に雨が少く空氣も乾いて居る。殊に緯度 30° 附近の溫帯無風帯は所謂高氣壓域で、寧ろ下降氣

流のある處であるから空氣は甚だしく乾燥して降雨が少い。世界の沙漠は多く此の地帯に發達して居る。更に高緯度地方に行くと偏西風區域になるが、そこでは又降水が多くなる。愈々極地になると又降水量は至つて少い。要するに緯度による降水量分布は大氣の循環が主因となつて居ることを知る。

(2) 海岸距離と雨量 海から多量の濕氣を含んで吹き來る風が陸上にさしかると、先づ海岸地方の山脈に遭つて上昇し降雨を起し、その濕氣を失ふ。従つて海岸地方は一般に雨が多く、内陸に進むにつれ雨量漸減するのが普通である。例へば利根川流域では、河口の銚子で年雨量1750mm、佐原で1500mm、栗橋では1360mmとなり、佛國のセイヌ河流域でも河口のル・アーヴルでは年雨量850mmのが、ルワンで600mm、巴里下流で490mmと漸減し、河口から上流に赴くに従つて遞減するのである。

(3) 地形及び風向と雨量 雨量は又地形や風向によつて著しき違ひがある。山脈の向風側では風が昇騰氣流に變ずるから多量の降水がある。裏日本では冬季偏西の主風が中央山脈を吹き越す際に多量の降水を生じ、歐洲でも中部ヨーロッパでは年雨量500mm内外にすぎないのに、諾威の西海岸では恒西風の影響を受ける山脈があるので雨量が甚だ多く、ベルゲンの年雨量2250mmの外、3000mm内外の降水を見る地方が少くない。之に反し山脈の四周せる土地では降水が少い。我が瀬戸内海の如きは其の好例である。

(4) 海拔標高と雨量 同一地方では一般に地面の標高が増すに従つて雨量を増し、平地よりは山地の方が雨の多いことは誰でも知つて居る。一つの高山に就いて云つても、山麓より中腹に向つて次第に降水量を増すが、然し或高度で最大に達し、それより高くなると再び雨量を減ずる。此の最大雨量高度は温帶地方では1400~1500m程度の處にある。

従つて河口から海岸距離によつて遞減した雨量は、山地に入つて次第に其の標高を増すために、水源地に進むに従ひ再び遞増するのが一般である。例へば利根川流域に就ては、河口から栗橋まで漸減した年雨量が、前橋で約1300mm、中之條で1410mm、四萬で1770mm、草津で1830mmと、標高の増すに従つ

て遞増する。又セイヌ流域でも河口から巴里までは漸減した雨量が巴里上流では漸増し、巴里上流で650mm、支川マルヌ交流點附近で1100mm、水源地で2030mm程度となるのである。

この様に高度は雨量に相當著しい影響を有するのであるが、觀測者の住居といふ關係からどうしても雨量觀測所は平地や谷間など比較的低いところに多く、従つて河の水量を流域の全雨量と對照するときなど、觀測雨量ばかりを其の儘使ふと、河の1年間に運ぶ水量が流域の全雨量よりも却つて多くなつたりして變なことになる場合が起る。それで流域の全雨量を計算するときなどは、觀測雨量から高度との關係を定めて、それにより觀測所のない高山區域の雨量を推算して見る必要が往々にして起る。然し雨量と高度との關係を數式的に研究したものは未だ餘りなく、雄物川流域につき山田胖氏が、米國コネクチカット河流域でバーロース (BARROWS) 氏が調査したものがある位である。山田氏によると、雄物川流域では海拔標高を H (m) とし、その年雨量を R (mm) とすると、

$$R=1507.9-0.836H+0.00216H^2$$

になるといふ。この式によると $H=193$ m までは雨量が却つて減することになるが、それは恐らく高度直接の影響ではなくて海岸距離の増大による間接効果と思はれる。それ以上の高度になると、雨量は標高と共に拋物線的に増加する。尙ほ此の實驗式に雨量最大高度といふものが現はれなかつたのは、雄物川流域では1400~1500m以上の高地がないからである。バーロース氏のコネクチカット河流域に關する式は、 R を in で H を 1000 ft で測ると、

$$R=45+7(H-1)$$

になるといふ。ドンレイ (DONLEY) 氏等も米國西部で R と H の直線的關係を見出した。

(5) 雨量と森林 昔は森林は雨を呼ぶと考へられて居たけれども、其の後各地で精査して見ると、森林があるから雨が多いのではなく、雨が多いから森林が茂るのであることが分つた。特に米國では人工的に又は山火事の爲に非常な廣範圍に森林が滅失した例が多數にあるが、雨量には影響しないの

であつた。そこで現在では森林は降雨に對し別段の効果がないとされる。

各地の雨量は主として上記(1)乃至(5)までの四要素によつて著しき相違

第7表 各地の平均年雨量

地名	年雨量(mm)	地名	年雨量(mm)	地名	年雨量(mm)
恒春	2133	松本	1128	ハンブルク	741
臺南	1733	長野	1015	ミュンヘン	699
淺水營	5369	甲府	1253	ブラーグ	505
火燒寮	6798	銚子	1755	ウィーン	684
基隆	2972			ボルドー	854
那覇	2091	八丈島	3494	ヴェニス	659
鹿兒島	2262	水戸	1464	ナポリ	851
宮崎	2658	福島	1230	ブダペスト	640
長崎	1995	山形	1227	ジュネーヴ	932
大分	1554	酒田	1771	マドリッド	412
福岡	1615	石巻	1143	グラスゴー	982
室戸	2759	宮古	1389	リヴァープル	867
高山	1368	札幌	1056	ボストン	978
高松	1156	根室	972	ニューヨーク	1043
徳島	1670			シカゴ	813
下關	1697	稚内	1135	桑港	509
濱田	1640	大泊	725	メキシコ	576
廣島	1549	釜山	1420	ホノルル	619
岡山	1112	京城	1190	ゲワム	2313
神戸	1337	平壤	897	シドニー	1232
大阪	1348	浦鹽	693	ボンベイ	1690
京都	1561	滿洲里	277	コロンボ	2147
和歌山	1528	ヤップ	3167	香港	2177
大臺原	4738			北京	560
大津	1739				
福井	2406				

を示す。第7表は本邦各地

の平均年雨量を示し、併せて

世界主要都市若干のそれを

添記したものである。

我國は四面環海で而も細

長く何處でも海から近い上

に、急峻な脊梁山脈が縦走し

て上昇氣流の機因を作り、加

ふるに颱風や颶風の通路に

當る關係上、一般に降雨多く、

年雨量 2000 mm を超ゆる處

が少くない。特に臺灣東部

の如き山地には年雨量 5000

~ 6000 mm に達する處があ

る。沖繩、四國、九州、紀州等

の南部も極めて雨量の多い

處で年量 2000~3000 mm の處

が少くない。九州西北部及び日本海沿岸が之に亞いで 1500~2000 mm 程度、

瀬戸内海沿岸、甲信地方、奥羽の東半部は 1000~2500 mm、北海道と朝鮮南部は

1000 mm 内外である。樺太と朝鮮北部は最も少く 700~800 mm であるが、それ

でも歐米中部雨量に比すれば多い方である。

2.2 雨量の年變化

降水量は又勿論季節によつても違ひ、大抵の地

方に雨期と乾燥期との別がある。これを明かにするには各月ごとの雨量所

謂月雨量を比較すればよい。但し月には大小の別があるから、實測月雨量を

其のまゝには用ひられない。マイヤー氏は二月の降水量には1.06を、大の月

には 0.95 をかけて月の長さを總て30日と見た場合に換算することにした。

又マンゴー氏は年總雨量を年中均等に降つたと假定すれば31日の月は年量
の85%、30日の月は82%、28日の月は77%の雨量を有する筈であるから、この
割合に年雨量を各月に分配したもので實測月雨量を割つた比を降水比較率
と名づけ、それに依つて降水の一年中の變化を論ずることにした。兎も角河
川學上からすると、年雨量よりも寧ろ月雨量が一層大切なことが多く、例へ
ば或河川流域の月雨量の一年中に於ける變化を知つて居れば、其の川の洪水
の時期や程度を豫測することが出来る。

第8表に世界の主都並びに雨量變化の代表となるべき數地點の各月別平
均雨量を表示した。

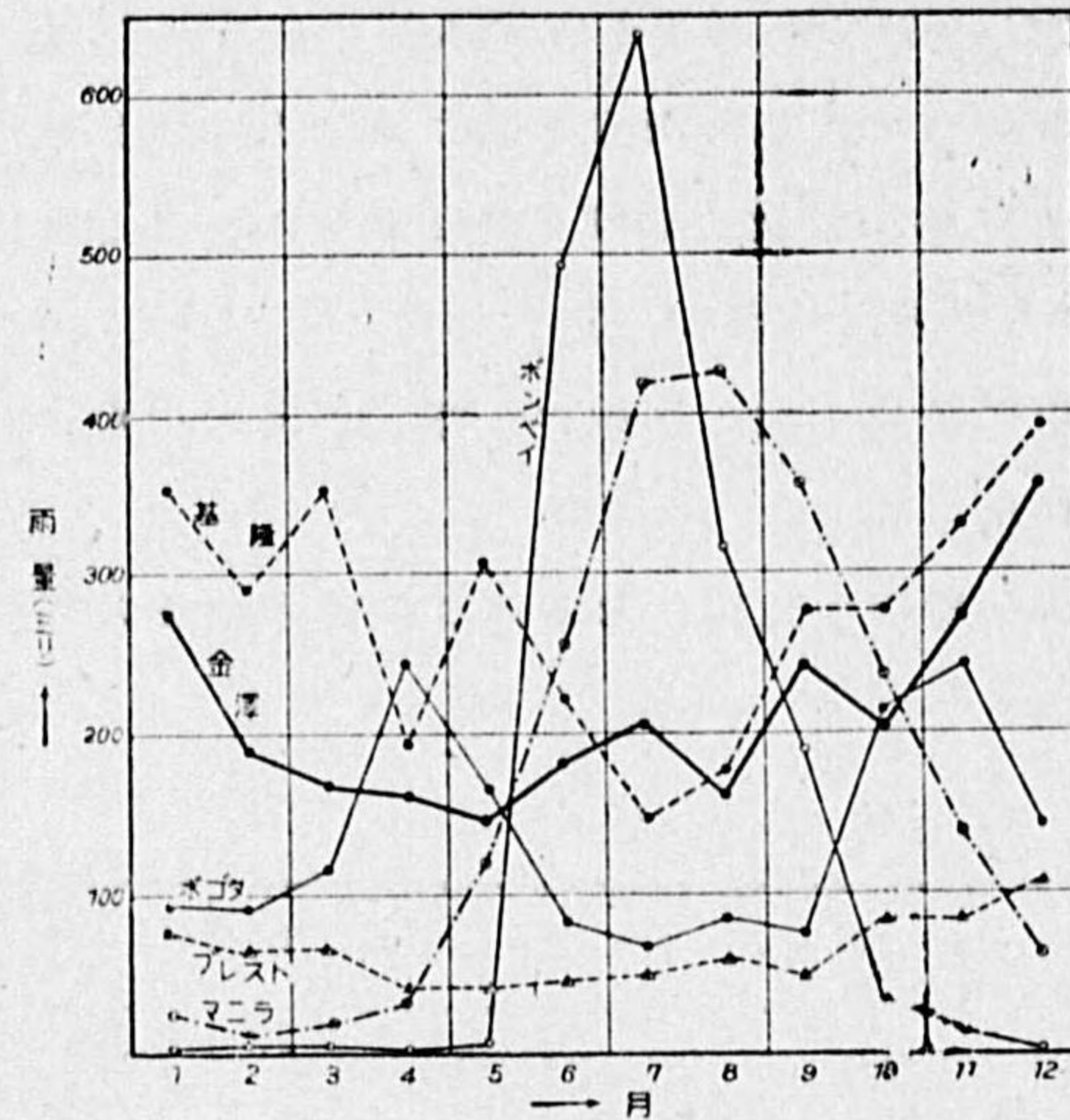
第8表 雨量年變化の數例

地名	月												全年
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
東京	53	72	110	132	150	163	135	153	233	197	99	56	1571
ベルリン	49	28	26	42	52	80	98	57	46	65	51	29	623
ロマ	84	68	77	74	57	43	20	25	70	140	122	101	880
パリ	50	36	43	41	49	53	69	51	42	56	54	60	604
ロンドン	45	39	39	42	43	57	61	56	52	70	56	51	611
ワシントン	83	68	87	87	84	109	110	109	84	71	57	82	1031
モスコ	28	23	21	36	56	62	83	64	51	75	40	32	571
ボゴダ (南米コロンビヤ)	94	90	115	244	165	81	67	84	74	214	243	143	1614
マニラ	24	11	18	31	120	255	418	427	355	188	138	61	2047
ボンベイ	1	3	2	0	3	494	638	318	189	32	11	0	1690
基隆	353	290	352	193	308	221	146	176	276	276	330	391	3212
ブレスト	76	65	66	41	40	46	49	59	49	82	83	107	762
金澤	273	189	167	160	145	181	206	160	242	203	272	355	2553

雨量の一年變化はこの様に地方によつて大に異なるが、然し大體に於ては
次の五型に分類することが出来る(第4圖参照)。

(1) 赤道型 之は一年中に降水量の極大と極小とが各々2回づゝあり、赤
道直下で而も季節風なる現象の餘りない地方に起る。極大は春分と秋分の

頃にあり、極小は夏至と冬至の頃にあつて、気温の變化に伴ふのである。蓋し、



第4圖 雨量年變化の五型

第4圖に掲げた南米コロンビヤのボゴダ市に於ける雨量年變化は其適例で、4月と11月に極大を示して居る。

(2) 熱帯型 赤道直下を離れた熱帯地方では雨量の極大と極小が年1回づつになる。之は矢張り気温の變化が極大と極小と各1回づつになるからで、それに伴ふ上昇氣流の強弱が原因となることは赤道型と同様である。尤も雨期は約四ヶ月で、乾燥期の方が遙に永いのが普通である。マニラの雨量年變化は其の適例として選んだのである。

(3) 季節風帯型 之は季節風の卓越する地方に起る型で、季節風が海洋から陸地に向ふ頃に降雨多く、陸より海に向ふ季節風のときには雨が少く、かくして矢張り一年が雨期と乾燥期に分れるのである。ボンベイと基隆とは其の例に掲げたもので、アジア大陸にあるボンベイでは季節風が夏に海洋から陸に吹き來るため、雨量は夏季に極大を示し、冬季に極小である。基隆では季節風が冬季に海洋から陸に向ふため、雨量も冬季に多い。

(4) 温帯型 降水が主として低氣壓の往來に起因するもので、日本の様に

酷熱地方では気温と降雨とが密接な關係を有し、気温の高い時には上昇氣流が盛に起るから降雨が多く、又気温の低い時期には上昇氣流が左程に旺盛ではないから降水量も少くなるのである。而して赤道地方には太陽が年2回天頂を通る故、気温には極大が年2回あり極小も2回ある。従つて雨量も之に伴ひ同様の變化をするものと思はれる。第8表及び

暖季に低氣壓の襲來が多い處では、雨量も暖季に多く、歐洲南部の様に寒季に低氣壓の多い處では、降水も寒季に多く夏季には比較的少い。プレストの年變化は其の例に掲げたものであるが、ローマのそれも之に近い。

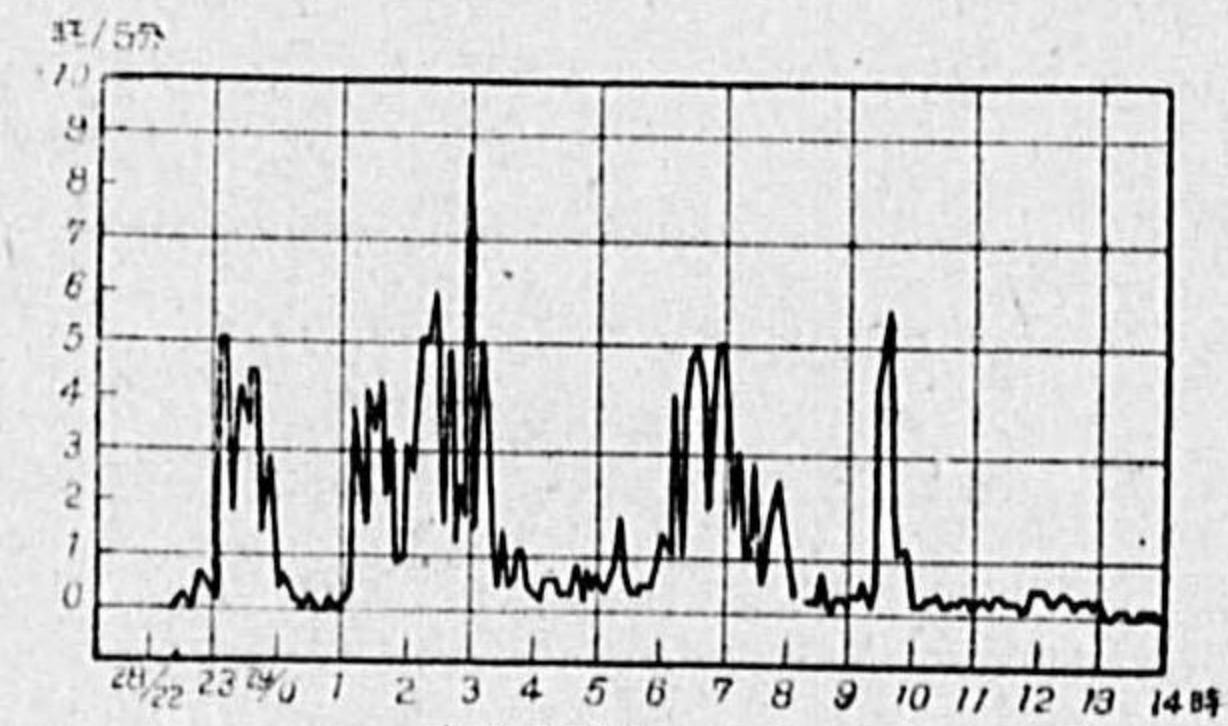
(5) 混合型 季節風の影響と低氣壓の影響とが混合して現はれる様な型で、金澤の年變化は其の好例である。我が日本は冬季に季節風を受けて多雪な上に、夏季には低氣壓の作用で多雨である。

2.3 降雨の強度 雨の降るとき注意して觀察すれば、降り方が強くなつたり弱くなつたりして、何時も一樣に降ることは少い。依つて降水は其の量の外に其の降り方の強弱即ち強度(Intensity)を知ることが肝要で、特に洪水量などの算定には極めて重要である。

降雨の強さは、直接に之を描かせる器械も考案されて居るが、自記雨量計でも時間對雨量の記象からその傾斜を測れば出るわけである。普通は自記雨量計の記象から、各五分間毎の雨量を読み取つて、之を圖示し降雨強度の變化を示す場合が少くない。第5圖は昭和10年6月29日京都未曾有の大洪水を起した大雨の同地測候所に於ける強度變化を圖示したものである。

然し斯様な自記器械をもつて居る觀測所は各府縣に數ヶ所しか無いので、實際は廣い流域に互り斯様に精細な變化を求めるわけには行かぬ。それで一時間毎の雨量を測つてあれば上上といふべく普通は一日ごとの雨量所謂日雨量を以て満足せねばならぬ場合が多い。個々の洪水問題には年雨量や月雨量よりも、この日雨量或は數日間の連続降雨量が一層大切なことは云ふまでもない。

強雨と豪雨 所謂土砂降り of 雨を一般には豪雨といふが、岡田博士は、總量は左程大きくなくとも短時間ひどい勢で降る雨を特に強雨と名づけ、又時間は短くないが一連の降雨總量が甚大なのを豪雨といふことにせられた。極めて強い雨はさう永く繼續するものでない。ベルゲン氏は強雨の強さと



第5圖 昭和10年6月29日 京都の降雨強度變化

其の繼續時間とを多數の實例につき調査して次の結果を得た。強雨の全雨量を r 耗、繼續時間を t 分、雨の強さを 1 分間に i 耗の割合とし、 n を或常數とすれば、

$$r = n\sqrt{t}, \quad i = \frac{r}{t} = \frac{n}{\sqrt{t}}$$

で、雨の繼續時間は強度の自乗に反比例して減少するのである。此の關係は強雨の繼續時間が 2 時間程度までのものに適合する。又常數 n はドイツでは 8 になるといふ。又米國でヤーネル (D. L. YARNELL) 氏の調査した所によると、 i を吋/時で測り t を分で測れば

$$i = 104t^{-0.86}$$

になるといふ。

此等の式の成立つ様な雨は所謂驟雨性のもので、一時間雨量のレコードを摘記すると第 9 表の如く、米國カンボでは 216 mm も降つたことがあり、我國でも銚子で 123 mm 強といふのがある。

第 9 表 1 時間雨量のレコード

地名	カンボ	銚子	ボンベイ	宮崎	岐阜	石垣島	那覇	名古屋	大分	長崎	徳島	京都
雨量 (mm)	216	123.3	107	100.2	99.6	96.3	92.6	92.6	90.5	87.7	85.4	83.2
年月日	1891-8-12	大正 10-8-3	1847-1-11	大正 5-9-22	大正 3-7-24	大正 13-7-14	明治 43-8-8	大正 8-7-16	明治 41-8-10	大正 12-9-5	大正 1-10-2	大正 7-8-15

尙ほ豪雨の例をあげると、日雨量の最多は、フィリッピンのバキオで 1911 年、7 月 14 日より 15 日に亙り 24 時間に 1168 mm が降つたし、14 日より 17 日までの總雨量は實に 2239 mm に達した。次に臺灣高雄州のクワルスでは昭和 9 年 7 月 19 日には日量 1127 mm に及んだ。印度のチェラブンジにも 1876 年 6 月 14 日に日量 1036 mm が降り、此の雨は 12 日より 16 日まで 5 日間に合計 2898 mm に達した。日本内地でも奈良縣大臺ヶ原では、大正 2 年 7 月 29 日に日雨量 1011 mm を示した。其他日雨量のレコードを第 10 表に示す。

2.4 降水の三部分と水の循環 天水は地面に降下すれば、次の三部分に分れる。

第 10 表 日雨量のレコード

地點	所屬	日雨量	年月日	地點	所屬	日雨量	年月日
バギオ	比島	1168	1911-7-14	彦根	滋賀縣	597	明治 29-9-7
クワルス	高雄州	1127	昭和 9-7-19	長者	高知縣	593	昭和 2-8-26
チェラブンジ	印度	1036	1876-6-14	多野川	高知縣	587	昭和 3-8-17
養箕湖	臺南州	1033	大正 2-7-20	家代	宮崎縣	584	昭和 5-8-11
大臺ヶ原	奈良縣	1011	大正 12-9-14	氣多	静岡縣	583	明治 44-8-4
大埔	臺南州	969	明治 44-8-31	穴内	高知縣	571	大正 14-9-17
大送埤	臺北州	960	大正 4-10-30	本山	高知縣	556	大正 9-8-15
幼葉林	臺南州	950	大正 2-7-19	名瀬	鹿児島縣	547	明治 36-5-29
川邊	和歌山縣	902	明治 23-8-20	箱根	神奈川縣	545	大正 11-8-23
大武	臺東廳	880	大正 3-8-30	平良	沖縄縣	544	大正 3-7-25
達邦	臺南州	870	9-9-3	河合	奈良縣	522	大正 9-8-20
阿里山	臺南州	838	明治 45-6-19	福原	徳島縣	506	大正 6-8-2
油羅山	新竹州	829	大正 9-9-3	宮崎	宮崎縣	490	明治 19-9-24
牛深	熊本縣	785	昭和 4-7-6	上狩野	静岡縣	483	明治 40-8-24
浸水管	臺東廳	693	大正 14-7-9	大河内	〃	474	大正 3-8-29
尼鷲	三重縣	675	昭和 6-9-26	日光	栃木縣	474	大正 8-9-15
富江	長崎縣	669	大正 13-9-14	井川	静岡縣	471	明治 45-9-22
土居	高知縣	600	昭和 2-8-26	前鬼	奈良縣	469	大正 12-9-14

(1) 流出分 (Run off) 地面の勾配に沿うて、そのまゝ直ちに地上を流れて行き河湖に入るもの。

(2) 滲透分 (Seepage) 地中に滲透して一旦地水となるもので、之は更に二部分に別かれる。

(a) 滲透水の大部分は、再び何處かで湧泉となつて地上に出て、河湖に入る。

(b) 極々小部分だけは、地中の極めて深所に潜入し、他の流域か又は直接海底に湧出して、川へは二度と顔を出さぬものもある。之を特に深透水 (Deep seepage) と呼ぶ。

(3) 蒸發分 蒸發をして再び空中に逃げ歸るもので、地面から直接蒸發 (Eva-

poration)するものと一旦植物の根に吸収されて其の葉から發散 (Transpiration)されるものがあり、兩者を合はせて農學者は Consumptive use といふこともある。

以上の内、第一の流出分は勿論、第二の滲透分も大部分は、結局河水の涵養源となる。但し涵養の仕方は兩者大いに趣を異にする。即ち、第一の部分は、其の場から即座に河川に流入するから、之が多い川では降雨に伴ふ出水も雨後の減水も頗る迅速で急變的である。之に反し、第二の滲透水は、それが降つた場所よりも下流で初めて河水の涵養に資し、加ふるに再び地上に出る迄には長時日を要するから、大雨にも出水を抑制し、旱天にも涸渴を防いで、河水量の大變動を緩和し、比較的均齊に調節する效があり、一種の貯水装置の役をする。若し此の地下水からの涵養がなかつたなら、河は大抵水無川となる日が多いであらう。事實、最上流の溪川や沙漠地方の川は、強雨中には烈しい奔流となるにも拘らず、雨後は忽ち涸渴し、間歇的 (Intermittent) である。

次に第三の蒸發分だけは、積極的には河水の涵養に役立つが、然し間接的には河川の水量に著しく影響のある重大要素たるを失はぬ。温帯地方の川で、雨量の最大な夏季に却つて水量の甚だ少ないものが多いのも、蒸發の影響に過ぎないのである。

然らば降水の以上の三部分は夫々如何なる割合であらうか。之は精細に知ることが頗る困難で、種々の原因により、所と時とによつて著しく異なる。それ等の諸原因は別に節を改めて検討することとし、茲には地球上に於ける水の循環といふことを附け加へて置きたい。

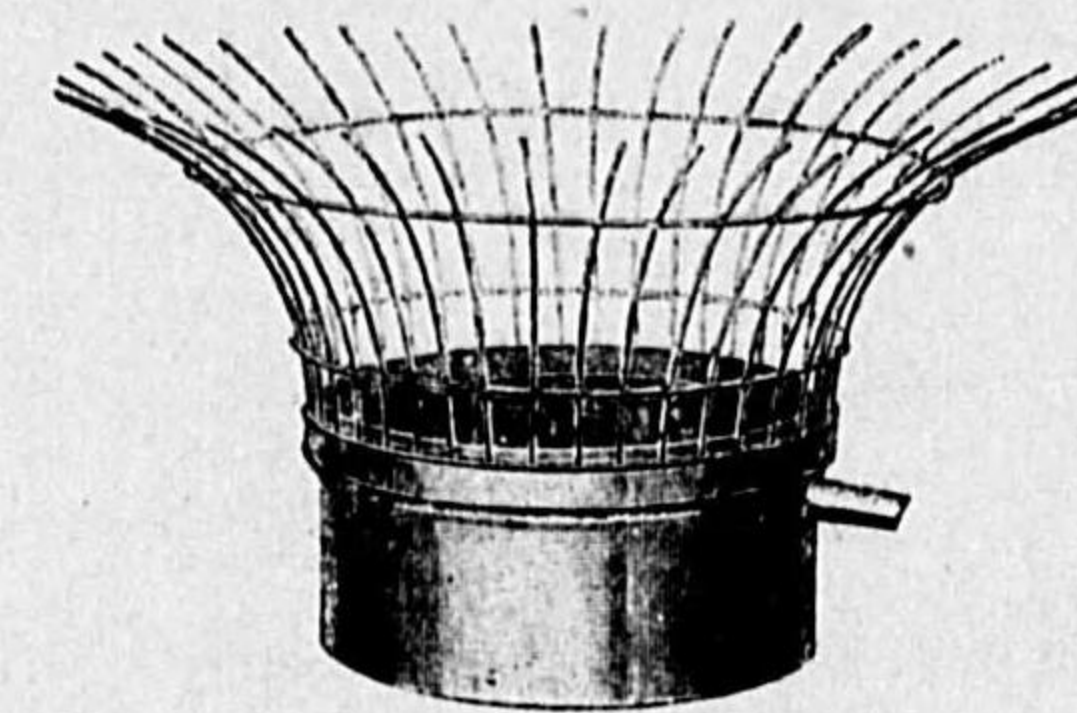
地球に屬する水分は其の形態と所在とによつて三種に區別される。即ち (i) 大氣中の水蒸氣、(ii) 河海湖沼の如く地表上に存在する地表水 (Surface water)、(iii) 地面下に伏在する地下水 (Ground water) 之である。大氣中の水蒸氣は氣温が露點以下に下れば一部分凝結して雨・雪・霜・露等となつて降下し、所謂降水を形成する。降水は前記の様に一部分は地表を流出して河水を涵養し、或は湖海に貯溜して地表水を形成し、一部分は地下に滲漏して地下水となる。而して他の一部は地面或は地表水の表面から絶えず蒸發して大氣中の水蒸氣

を補給する。斯の如く、大氣中の水と地表及び地下の水とは互に凝結と氣化とを繰返しつゝ、不斷の循環作用を行ふのである。之を水の循環 (Circulation of water) といつて、常に念頭に置き三者は互に關聯して考へなくてはならぬ。

2.5 蒸發 地面に於ける雨水の直接流出は之を實測すること頗る困難である。然し、降水量から蒸發分と滲透分とを差引いた残りが其の場での流出分であるから、蒸發滲透の多少は其のまゝ流出分の多少を左右し、兩者は互に表裏の關係にある。従つて實測の割合に容易な蒸發分と滲透分とを檢討して、それから流出分を推測するのが普通のやり方である。依つて先づ蒸發のことから述べよう。

蒸發量は雨量と同じく、或面積から蒸發した水量を其の面積上に水柱として立てたときの高さを以て示し、單位は通例 mm を用ゐるが、英米では今以て in を使用してゐる。

(1) 水面蒸發 地球表面の約 $\frac{3}{4}$ は河海湖沼の如き水面を成して居り、是等の水面からは極めて多量の蒸發がある許りでなく、地面からの蒸發を知るにも水面蒸發量を標準としてそれと比較するが便である。故に各地測候所では先づ以て水面蒸發の程度を測定する目的で、普通、蒸發計(第6圖)と稱し内徑20 糎深さ10 糎位の銅盤に一定量の水を盛つて之を庭前に据付け、一定時間(普通一日)後の残水量を測り、其の間の蒸發量を算定して居る。途中に降雨があれば、其の雨量だけを容器内の残水量から控除するのは言ふまでもない。第11表はかくして測つた本邦各地の平均年蒸發量及び日蒸發量である。



第6圖 蒸發計

此の表によると、蒸發計で測つた年蒸發量 E と年雨量 R との比 $\alpha = E/R$ は 0.4 から 1.07 の間にあり、平均は 0.78 で略 $\frac{3}{4}$ に當るが、河川の上流部にあたる山地では $\frac{1}{3}$ 乃至 $\frac{1}{2}$ 程度の地點も頗る多い。尙ほ α 自身が又年雨量 R と密接な關係が見え、年雨量の増すに従ひ減少する傾向にあるので、宮本武之輔博士は其

第11表 本邦各地蒸發量

地名	年雨量 R (mm)	年蒸發量 E (mm)	$\alpha = \frac{E}{R}$	平均一日 蒸發量 (mm)	地名	年雨量 R (mm)	年蒸發量 E (mm)	$\alpha = \frac{E}{R}$	平均一日 蒸發量 (mm)
臺北	2113	1098	0.52	3.01	高山	1747	1077	0.62	2.95
那霸	2186	1831	0.84	5.02	甲府	1131	937	0.83	2.57
名瀬	2920	1230	0.42	3.37	松本	1062	1042	0.98	2.85
宮崎	2268	1353	0.60	3.71	會津	1425	978	0.69	2.68
長崎	1764	1012	0.57	2.77	盛岡	1125	1018	0.90	2.79
福岡	1493	1348	0.90	3.70	境	2030	1332	0.66	3.65
下關	1493	1117	0.75	3.06	輪島	2160	1032	0.48	2.83
廣島	1383	1212	0.87	3.32	新潟	1738	1142	0.66	3.13
大阪	1277	1372	1.07	3.76	青森	1177	941	0.80	2.58
室戸	2358	1397	0.59	3.83	札幌	1139	977	0.86	2.67
潮岬	2349	1457	0.62	3.99	網走	866	878	1.01	2.41
名古屋	1451	1141	0.79	3.13	根室	1046	895	0.85	2.45
沼津	1638	1217	0.74	3.33	大泊	765	713	0.93	1.95
箱根	2239	904	0.40	2.48	釜山	1518	1299	0.86	3.56
東京	1496	1066	0.71	2.92	仁川	1159	1231	1.06	3.37
父島	1608	1524	0.95	4.17	京城	1320	1089	0.82	2.98
銚子	1528	1231	0.81	3.37	元山	1350	1136	0.84	3.11
仙臺	1177	999	0.85	2.74	新義州	868	889	1.02	2.43
宮古	1128	933	0.83	2.56					

の関係を圖示して第7圖を得、 α とRとが直線的相關を示し、

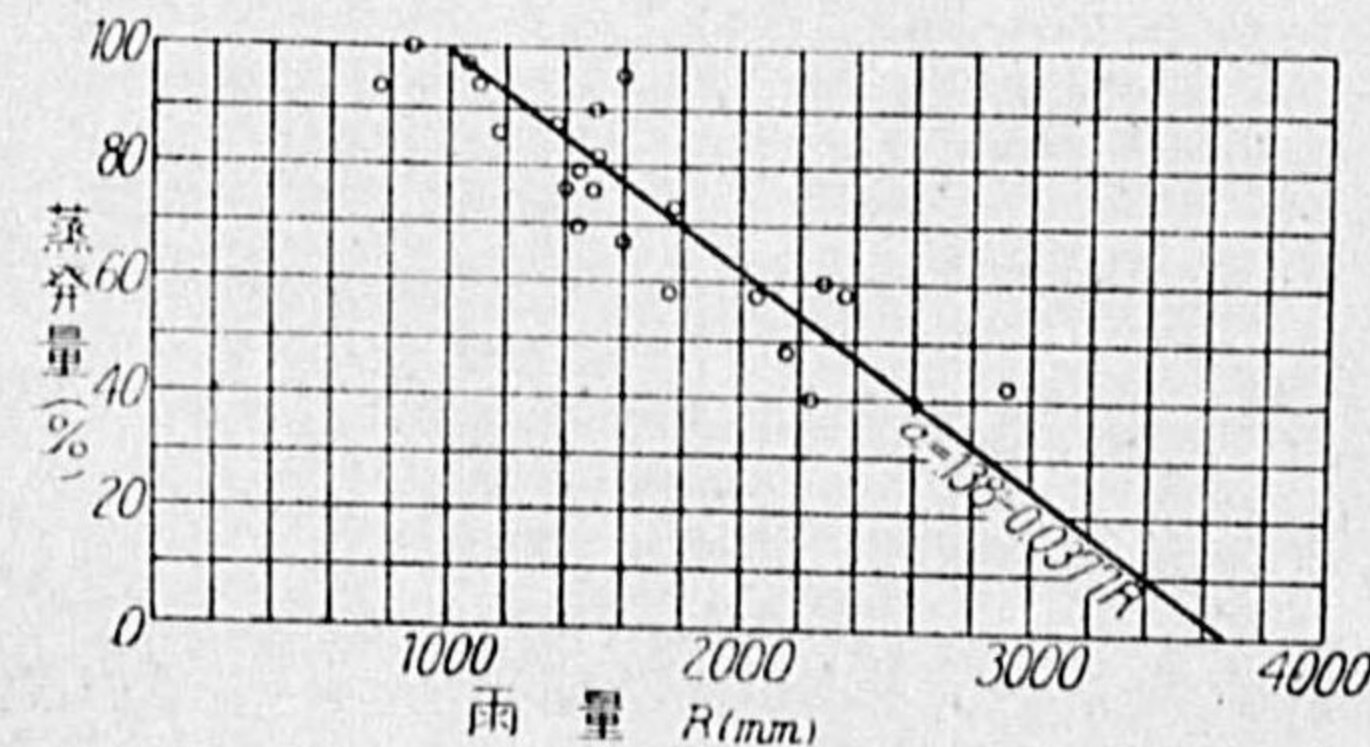
$$\alpha = a - bR \quad \text{従つて} \quad E = (a - bR)R$$

の如き式で表はし得ることを示した。第11表の資料では、 α を%で測れば

$$\alpha = 138 - 0.0877R$$

となるのである。

蒸發量は一年中の月によつてかなりの差があり、11月から2月までの冬期に少く、5月から8月までの夏期に多い。又一日中でも時刻によつて違ひ、午



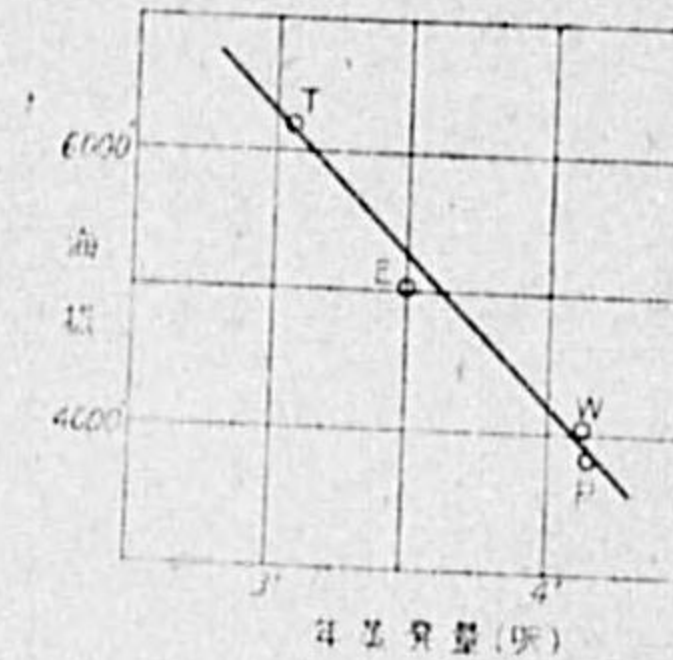
第7圖 年蒸發量と年雨量との關係

前4時から6時頃迄は最も少く、午後2時頃が最も盛んである。

蒸發量は赤道地方に多く兩極地方に少いのは勿論であるが、又海拔標高によつても違ふ。山頂では物の乾き易いとはよく聞く事柄であるが、ハーディング (S.T.HARDING) 氏が米國ネバダ及びカ州の四つの湖水で測つた年蒸發量と湖面の標高との關係は第12表並に第8圖の如くで、略々負の直線的相關を示す。但し、標高7000ft以上には適合せぬといふ。

第12表 蒸發量と高度との關係

湖名	Walker	Pyramid	Eagle	Tahoe
標高 (ft)	4030	3830	5100	6050
年蒸發量 (ft)	4.15	4.15	3.50	3.07



第8圖 標高と蒸發量との關係

海水は鹽分があるから淡水面よりも蒸發が幾分少い。米國近海平均年量は822mm程度であり、又岡田博士が味野で調査した結果は、淡水に比して95%になつた。

扱、然らば、第11表にあげた様な普通の蒸發計で測つた數値が其のまま該地方の湖海など實際水面より蒸發する量を表はすかといふに、中々さうでない。蒸發計は其型により大きさにより、又同大同型でも据付方法によつて著しく示度を異にするのである。況んや廣大なる湖沼面からの蒸發量とは非常な懸隔があることは想像に難くない。例へば、武田繁後氏は全く同じ蒸發計を、一つは白鳥森林測候所内の露場に、一つは構内にある水深1.5尺面積15坪ほどの池に浮かして測つた蒸發量を比較し、第13表の様な結果を得た。

第13表 据付方法による蒸發計示度の相違

年 月	大正12年		大正13年								全平均			
	6月	7月	8月	9月	10月	4月	5月	6月	7月	8月		9月	10月	11月
池面蒸發計	50%	44	52	50	49	51	51	50	57	58	57	65	78	53%
露場蒸發計														

即ち、池上に装置すると露場のその約半分しか蒸發しないのである。

それで、普通の蒸發計で測つた蒸發量から實際の河海湖沼よりする蒸發量を推定するには、何とかして湖沼の蒸發量を直接に測定し、同時に其の附近露

場に装備した蒸發計の示度と比較し、兩者の關係を決定して置くのが第一である。ハーディング氏は、米國ネバダ及びカリフォルニア州に年々水面の低下する湖水が相當多數あることに氣付き、其のうち湖底が完全に不透水性で、而も全く出入河川をもたない閉塞湖か或は出入河川が極めて小さく其の流量が精密に測定出来るものを選び、雨量と湖水位變化を自記せしめ、これから蒸發量を算出することが

第14表 Walker湖の蒸發直接測定

年次	湖面低下 (ft)	流入水量 深 (ft)	雨量 (ft)	蒸發量 (ft)
1929	3.25	0.10	0.30	3.65
30	3.50	0.10	3.65	4.25
31	3.65	0.05	0.70	4.40
32	3.20	0.65	0.35	4.20
33	3.20	0.30	0.35	3.85
34	3.80	0.15	0.55	4.50
平均	3.45	0.20	0.50	4.15

出来た。例へば Walker 湖では次のやうになつた(第14表)。また外の湖水に就いても同様の測定を行ひ次の結果を得た(第15表)。

第15表 湖水面よりの蒸發直接測定の結果

湖名	Walker	Pyramid	Eagle	Tahoe	Tulare	Elsinore
平均 年蒸發量 (ft)	4.15	4.15	3.50	3.07	4.60	4.55

同じ様な研究は米國農林省灌漑課でも約30年に亘り施行し、大水面蒸發量は米國氣象臺規定の蒸發計示度に對して、デンヴァー地方では67%、コロラド地方では70%に當ることを見出した。然し、是等は全體がさうなるといふに止まり、蒸發計の示度が年中何時でも大水面蒸發に比例するとは限らず、現在使用の蒸發計では充分でないことが分つた。これは、普通蒸發計の様な小さな浅い水盤では日射を受けると水温がらんと上り蒸發を盛んにするのが第一の原因で、その外、周縁の條件が大水面の場合と違ふことなども影響するからである。それで完全に大水面蒸發と並行する蒸發計の改良考案が切實に要求されて居るのであるが、未だ實現に至らない。武田氏の如く蒸發計を池面に浮べることなども一つの試みではあるが、充分とはいへないのである。

水面蒸發と氣象要素との關係 蒸發の速さは物の乾き方で大よその判断はつくから、我々の日常經驗により物の乾き工合に影響する氣象要素は何々であ

るかを考へて見よう。

先づ第一は空氣自身の温度である。空氣がじめじめ濕つて居る日には乾きが悪く、湿度の少い日には蒸發が速い。前記宮本博士の發見した日本各地の年蒸發量と年雨量との比 α が雨量の多い地方ほど小さいのは、恐らく多雨地方では自然と空氣の湿度が割合に多くなつて居る爲であらう。次に温度が高い程乾き易く蒸發が盛んである。蒸發が熱帯地方に多く寒帯地方に少く又夏季に多く冬季に少く晝間に多く夜間に少いのも主にその爲である。又風にあてると物がよく乾く。即ち風が強いと蒸發が盛んで風が弱ければ蒸發は遅い。氣壓も蒸發に影響するといふ人があるが、之は否認する人もある。例へば高山では氣壓が低いから物の乾きが速いといふ人もあるが、前項で述べた米國湖水の標高と蒸發量の關係は、反對になつて居るし、兎も角、高度と蒸發量との關係は高度そのものの直接影響ではなくて、温度、湿度、風等の氣象要素の差に基づくことは明かである。

扱て然らば是等の氣象要素と自由水面からの蒸發速度は如何なる法則により關係づけられるか、その量的關係を明かにすることは、それ自體極めて必要なばかりでなく、前項に述べた蒸發計の改良考案にも大切な指標となるのである。此の問題に就ては從來多數の人が半理論的な實驗式を種々提出して居るが、最も早く而も後世諸家の公式の基礎ともなつて居るのはダルトン(DALTON)氏のそれで

E = 或期間の蒸發量

F = 水面温度に對する飽和水蒸氣張力

f = 水面に近き空氣の實在蒸氣張力

w = 風速, a = 蒸發計或は湖沼面の特有常數

とすれば、

$$E = c(F - f)(1 + aw)$$

なる關係があるといふ。 $F - f$ は所謂飽差 (Vapor-pressure deficit) であるが、 F は温度によつて變るし、 f は結局湿度を代表するから、此の式で温度、湿度、風速が取入れられて居るわけである。我國の林業試験場で平田徳太郎博士や、武田繁後氏の研究によるも、此の式が成立するとのことである。但し蒸發計

を百葉箱内の如く日蔭に置けば、風速の關係は一次式よりも \sqrt{w} に比例すると置くがよいと平田博士はいはれる。

兎も角、ダルトン公式は永い間信用されて居たが、然し多少の缺點を含んで居る。例へば多くの場合蒸發計内の水溫は測らないのが普通で、従つて F は精確には分らず、水溫の代りに氣溫を代入して略近値で満足する外はない。又水溫が氣溫より高く而も空氣が飽和せる場合には、ダルトン式ではやはり飽差が正であるから蒸發が起る様に見えるけれども、事實蒸發は起らない。又水溫が氣溫より低いときでも、例へば氣溫は 17° 水溫は 13° のときは、空氣の比濕が 77% 以上の場合は常に飽差が負であるからダルトン公式では負の蒸發即ち降水があることになるけれども、事實は空氣が飽和して居ない限り勿論降水せず多少とも蒸發が起るのである。

それで多くの學者は之が改良を試み、次の様な實驗式を提出してゐる。

TRABERT $E=cP.T(F-f)\sqrt{w}$

BIGELOW $E=c\frac{F}{f}\frac{dF}{dT}(1+aw)$

堀口由記 $\begin{cases} E=0.1(F_a-f)w \text{ 或は } (F_a-f)\{0.20\sqrt{w-3.4}+0.27\} & \dots\dots\dots \text{日蔭} \\ =a+b(F_a-f) & \dots\dots\dots \text{日曝} \end{cases}$

平田徳太郎 $\begin{cases} E=c(F_a-f)(a+bw) & \dots\dots\dots \text{寒季} \\ =c\frac{T}{H}(1+as+bw^2) & \dots\dots\dots \text{暖季} \end{cases}$

茲に $\begin{cases} P=\text{氣壓, } T=\text{氣溫絶對溫度にて測る)} \\ dF/d\tau=\text{水面溫度 } \tau \text{ の變化に應ずる } F \text{ の變化率} \\ F_a=\text{水面に近き空氣の溫度に對する飽和水蒸氣張力} \\ a, b=\text{或定數, } H=\text{平均濕度, } s=\text{平均一日日照時數} \end{cases}$

かやうに色々の式が提出されて居るといふことは、畢竟實驗だけでは中々一般に通ずる満足な解決が付き兼ねるといふ證據に外ならぬ。それで最近は理論的方面より解決せんとする機運に向つて居る。特に米國の McEwen, Cummings, Bowen, Richardson, Montgomery 等が協同して研究を進めた。先づカンニングス氏は多數の統計によつて蒸發の最大主因は日射で濕度及び風の蒸發量に及ぼす影響は從來考へられたよりも遙に微弱なことを知り、畢竟風

や濕度の効果はそれによつて起る蒸發のため必ず水溫の變化を生じて逆効果を奏し、大に蒸發を緩和するからだとし、水面蒸發の問題研究は日射エネルギーを基とし熱力學の第一法則から新發足を成すべきものと考へた。

即ち、湖海等の水面から蒸發が起る根本的原因は太陽熱が水面に入射するからで、其の熱量を I とすれば、之が蒸發に使はれる潜熱と、水に吸収されて其の水溫を上げる爲の熱 S 、水から大氣中に送り返される逆輻射 (Back radiation) B 、傳導により空氣中に傳はり行く熱 K 、周圍の水若しくは容器壁へ傳導又は流れによつて逃げ去る熱 C との總和に等しき筈である。依つて蒸發量を E 、單位水量の蒸發潜熱を L とすれば、熱力學第一法則により

$$I=LE+S+B+K+C$$

今 $K/LE=R$ と置けば

$$E=\frac{I-B-S-C}{L(1+R)} \tag{2.1}$$

が得られる。之がカンニング氏の基本式である。

R 即ち傳導によつて水面から空氣中に逃げる熱と蒸發に費される潜熱との比は **ボウエン比** (Bowen ratio) といつて、後に述べる如く、ボウエン (Bowen) 氏が理論的に之を決定した。

又 B はリチャードソンとモンゴメリー氏が水溫と氣溫を測れば分る様にした。水も空氣も完全黒體ではないが、兎も角普通の輻射法則に従ひ絶對溫度の 4 乗に比例するとしてよいから、水及び空氣の絶對溫度を夫々 T_w 及び T_a とすれば

$$B=a_1T_w^4-a_2T_a^4$$

と置ける。而して a を完全黒體のステファン常數 (Stefan's constant) とすれば、兩氏は實驗上から、水は完全黒體でないため $a_1=0.906a$ 、空氣は完全黒體でないのみならず氣溫は通例低空の値を使ひ大氣全體の溫度でない爲に $a_2=0.790a$ ぐらゐになることを示した。即ち

$$B=0.906aT_w^4-0.790aT_a^4, \quad a=\text{ステファン常數} \tag{2.2}$$

次に S は勿論水溫を測ればすぐに分るし、最後の C は普通の蒸發計ならば實驗的にきめる外ないが、然し實際の池や湖の様な廣い水面では其の一點の

周圍に逃げる熱は、出るのがあれば又入るのもあつて差引は殆んど零に近く、又蒸發計の水盤でも之を熱絶縁體で包んで置けば C は零である。依てカンミングは實際水面よりの蒸發に適用する蒸發計の改良として外側を絶縁するがよいと提唱して居る。兎に角、絶縁蒸發計や、實際の湖海から生ずる蒸發量は結局

$$E = \frac{I - S - 0.906 a T_w^4 + 0.790 a T_a^4}{L(1+R)} \quad (2.3)$$

となり、日射計で I を測り寒暖計で水温と気温とを測れば、蒸發量が算定されるのである。此の方法によると、誤差は 4% 内外を出でぬといふ。

然らば R は如何にして定まるか。ボーウェン氏によると、水面直上と其の上方 l の處と二面を考へ、此の兩面での水蒸氣密度を ρ_1, ρ_2 とし擴散係数を D_1 とすれば、單位時間に單位面積を通過する水蒸氣の質量 m は

$$m = D_1(\rho_1 - \rho_2)/l$$

此の兩邊に蒸發潜熱 L を掛けて、蒸發による熱の移動量 Q_L を出せば

$$\left. \begin{aligned} Q_L = Lm = D_1 \frac{L\rho_1 - L\rho_2}{l} = D_1 \frac{\theta_1 - \theta_2}{l} \\ \text{但し } \theta_1 = L\rho_1, \theta_2 = L\rho_2 \end{aligned} \right\} \quad (2.4)$$

茲に θ_1, θ_2 は兩層に於ける水蒸氣單位體積の潜熱である。

又一方、熱傳導により單位水面積より單位時間に空中へ運ばれる熱量 Q_k は、兩層の温度をそれぞれ T_1, T_2 とし、熱傳導率を k とすれば

$$Q_k = k(T_1 - T_2)/l$$

然るに k は、空氣の密度を δ 、定壓比熱を C_p 、熱擴散率 (Heat diffusivity) を D_2 とすれば

$$k = D_2 C_p \delta$$

であるから

$$Q_k = D_2 \frac{\phi_1 - \phi_2}{l}, \quad \text{但し } \phi_1 = T_1 C_p \delta, \phi_2 = T_2 C_p \delta \quad (2.5)$$

茲に ϕ_1, ϕ_2 は兩層に於ける單位體積の可感熱 (Sensible heat) を表はす。

式 (2.4) 及び (2.5) は潜熱及び可感熱として水面から空中に出て行く熱量、換言すれば蒸發及び傳導による熱量を與へるから、ボーウェン比は

$$R = \frac{Q_k}{Q_L} = \frac{D_2}{D_1} \cdot \frac{\phi_1 - \phi_2}{\theta_1 - \theta_2} \quad (2.6)$$

D_1, D_2 或は k 及び C_p は氣體分子飛動論によつて與へられ、 D_1 は D_2 より僅か數% 大なるにすぎぬが、それ等の公式及び L の數値を (2.6) 式に代入し、且つ ρ_1, ρ_2, δ を壓力に直して、ボーウェンは

$$R = 0.46 \left(\frac{T_w - T_a}{p_w - p_a} \right) \frac{P}{760} \quad (2.7)$$

$$\text{但し } \begin{cases} T_w = \text{水温}, & T_a = \text{気温}, & P = \text{氣壓 (mm)} \\ p_w = \text{水温に對する飽和水蒸氣張力 (mm)} \\ p_a = \text{氣壓 } P \text{ 内の水蒸氣分壓, 即ち現在の水蒸氣張力 (mm)} \end{cases}$$

を得た。尤も數係数は實は 0.442 と出るけれども、水面直上の薄層内の温度及水蒸氣が上の理論と多少違ひ得ることを考慮して 0.46 としたのである。即ち湖水が比較的小さく且つ風が相當あつて、空氣の水面を渡る時間が極めて僅かで、水面直上の薄層と雖も其の状態が風上側と風下側とに差がない場合には、上記の理論が完全に成立つても、空氣の湖面を渡る時間が長くかかる場合には、風下側の水面直上薄層では水蒸氣が飽和し温度も水温と同じになり、そこに多少の修正を要することは明かである。ボーウェンはそれ等の點を更に理論的検討を加へて、(2.7) 式の示す係數値を採用したのである。又リチャードソン等は絶縁蒸發計を用ひて蒸發量 E を測り、(2.3) 式を逆用して R を算定し、(2.7) 式の精確なることを實證した。

かくて飽差及び氣壓の効果は R に含まれるが、(2.3) 式の蒸發量計算には $1+R$ としてきくから、結局實驗式時代に考へたほど其の効果は著しくなく、蒸發の最大主因は日射量 I にあることが了解出来るのである。

水が餘り動かない湖沼にあつては、(2.1) 式の C は無視し得ること前述の如くであるが、海流などの發達した海では、 C は必ずしも輕少でない。マクエン (McEwen) は海中に垂直筒狀の水柱を考へ、 C を含む (2.1) 式の熱平衡條件と、海流及び蒸發による筒内の水量不變といふ條件を使ひ、米國の近海方々の水温及び鹽分の測定から海流を算定した程である。

尙ほ最近セイス (THEIS) 氏は蒸發の速さを日射と飽差との積に比例すると

の假定より出立し、それに一定の空氣が蒸發水蒸氣を受ける時間は水面上にある間だけ即ち風速を以て水面の長さを割つた商に當る時間だけといふことを組合せて、月別蒸發量を算出する公式を作つた。然し其の理論は餘り嚴密でなく多くの假定を含み、言はゞ半理論的な實驗式に過ぎないから茲には紹介しない。

(2) 地面蒸發 同じく地面といつても、裸地と草原或は森林地帯とでは蒸發に著しい差がある。草原や森林では葉面からの發散が大きいから、之は項を別にして述べることにし、茲では裸地からの蒸發だけを論ずる。

土壤が水を含んで居るときは其の表面から絶えず蒸發し、其の表面の水が不足すると毛管作用で地中から水が上つて来て又蒸發する。然しこの地面蒸發を直接現場で實測することは甚だ困難なので、従來は土壤標本を採つて筒や鉢につめ、下部適當の處まで水を入れ其の重量の減少を測つて蒸發量を知るといふ方法を取つて居る(第9圖参照)。ミュンチェン氏(MÜNCHEN)のミュンヘンでの調査によると、(i) 土壤からの蒸發量は自由水面からの量より著しく少く、約半分に當る。(ii) 土壤中では砂土が蒸發最も少く、埴土が之に亞ぎ赤土が最も多い。

大森宗裕氏は特に砂からの蒸發を研究し、砂粒の大きさ及び地下水面の深さとの關係を明かにした。それによると、

(i) 表面まで略々飽水状態にある砂からの蒸發は、普通の水面蒸發量に比

第16表 砂面蒸發量と粒徑との相關

粒 徑	小 砂 <0.5 mm	中 砂 0.5~1 mm	大 砂 1~3 mm
蒸 發 量	78 %	77 %	70 %

例し、又砂粒の小なるものほど多い。即ち水面蒸發に較べて第16表の割合になつた。

(ii) 地下水位は地表よりは低い、蒸發に應じて絶えず下より水が毛管

第17表 砂面蒸發と地下水位及び粒徑との關係

砂 粒	砂			
	小砂(<0.5 mm)	中砂(0.5~1 mm)	大砂(1~3 mm)	
地下水面の表面よりの深さ	10 cm	102 %	94 %	15 %
	20 cm	88	69	7

作用によつて充分に供給され平衡状態にある場合は、吸取紙からの蒸發を

測る様にした所謂紙面蒸發計の示度と比較するに第17表の通りである。即ち地下水位が低く砂粒が大きいほど蒸發が少い。

(iii) 地下水位が著しく低く、地表への水の供給が充分ならずして蒸發前よりも地面が乾く状態では、蒸發量は勿論少い。此の場合には砂の表面含水量百分率を x とし、砂面蒸發量 E_s を紙面蒸發計の示度 E_p に比較すれば

$$100E_s/E_p = 3.020 + 4.993x$$

にて表はされるといふ。尙ほ此の點に關しては米國のベ-メイヤー(Veihmeyer)氏によると、三種の土壤で第18表の様な結果を得て居る。即ち地下水面が表面下 4 ft もあれば 0.5 ft の場合に比し十分の一

第18表 地面蒸發 (inch/day) と地下水位

地下水面の深さ (ft)	土 壤 番 號		
	1	2	3
0.0	0.328	0.317	0.216
0.5	0.215	0.230	0.182
1.0	0.209	0.194	0.162
1.5	0.093	0.086	0.076
2.0	0.079	0.055	0.051
3.0	—	—	0.026
4.8	—	—	0.016

にも足りない。従つて地下水面と接觸しない土壤例へば不透水層の上に地下水のない場合の表土からの蒸發は極微だといふことは想像される。ヴェ-メイヤー氏は實際の畑地でもこの様な場合には土壤の濕分が57日経た後でも殆んど變らなかつた例を示した許りでなく、鉢に盛つた土に一切水を與へず4年間放置し

た後に濕分の減少を測つた處、蒸發量は4年間に僅か 3.4 in 分にしか當らなかつたことを報告して居る。

此等の實驗より分る通り、地面蒸發は一般に土壤中の水分の多少、地下水位の高低、土壤の種類、土砂粒の大小等によつて左右されるが、之等は結局毛管作用の強弱と降雨の場合の滲透に差異があつて、雨水を永く地表に保留するか或は早く地下に逃げ去らせるかに歸着する効果である。尙ほ同じ土壤でも其の色澤によつて蒸發に遲速があり、白色のを1とすれば他の色では大約第19表の様な割合になる。之は

第19表 土色の蒸發に及ぼす影響

土 色	白	黄	褐	灰	黒
蒸發比率	1.00	1.07	1.19	1.25	1.32

日射量の吸収に差異がある爲なることは勿論である。

以上は大體、土壤標本を以て小規模の實驗を行つて知られた事柄だけである。實際の地面蒸發に於ては、此



の外地盤面の傾斜及び其の粗度によつても蒸發を異にする。地盤面が粗く其の傾斜が緩かであれば、降雨が地表水として流過することが少いから蒸發分が多くなり、反對に地盤が滑かで且つ傾斜が急ならば、降雨の大部分は地面流出分となつて蒸發分は少くなる。

然し實際の地面から現實に蒸發して居る量は、從來未だ之を測定する器械若くは方法が完成されなかつたので、單に上記の様な土壤標本試験や或は河川流域の雨量と流出量とから逆算するといふ方法で、大よその見當を附けるに止まり、到底精密には分らなかつた。然るに漸く三年前、米國でスロンスウェイト(THRONTHWAITE)とホルツマン(HOLZMAN)兩氏は之を現場に於て實測する方法を案出した。大氣は地面直上では層狀(Laminar)であるが、少し上は所謂亂流層(Turbulent layer)をなすから、其の亂流層内では濕氣は交換作用(Austausch)により運ばれる。故に垂直距離 dh なる二點で水蒸氣密度 q を測れば、蒸發量は單位時間に

$$E = -A \, dq/dh$$

で得られる。茲に A は交換係數(Austausch coefficient)であるが、之は風速氣温及び氣壓に關するから、その法則を使つて直し、又二測點を地上 4.75 ft と 25 ft の高さにすれば

$$E = 0.0703 P(q_1 - q_2)(w_2 - w_1)/(T + 459.4)$$

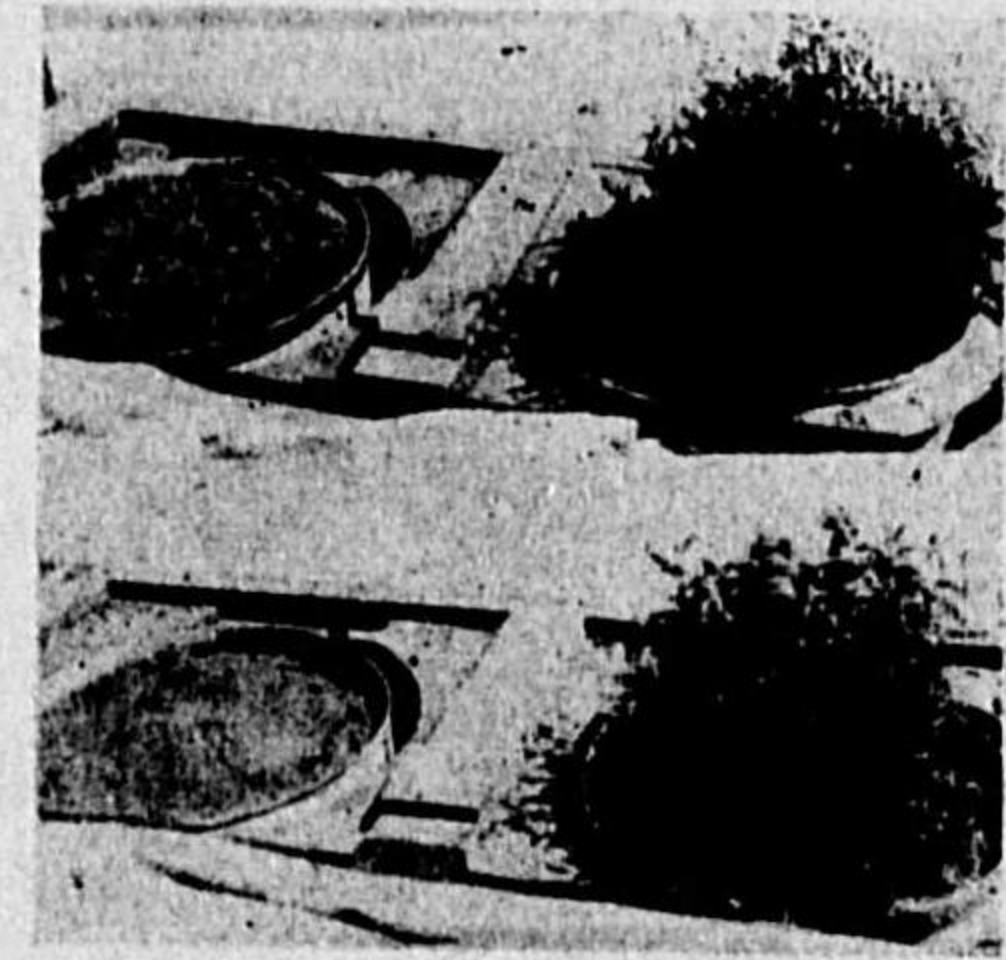
但し $\begin{cases} P = \text{氣壓(水銀 in)}, w_1, w_2 = \text{風速(mil/h)}, T = \text{氣温}(^{\circ}\text{F}) \\ q_1, q_2 = \text{比濕(空氣 1 kg 中水蒸氣 gr 數)} \end{cases}$

となる。故に上下二點の濕度と氣壓氣温及び風速を測れば蒸發量が分るといふのである。兩氏はかくして測つた結果の一二を發表してゐるが、此の方法で E が負に出れば水蒸氣の凝結量に外ならぬので、蒸發量の外、夜間の凝結量までも分り、眞に劇期的の研究である。尤も未だ多數各地での實測は行はれてゐないから、此の方法による地面蒸發の性質を闡明することは將來に期待する外はない。

(3) 葉面蒸發 地面からの蒸發は又地被狀況即ち裸地、草原、畑地、森林によつて大に違ふ。之は植物があれば其の生育の爲に地盤から水を吸上げ、其

の一部を葉面から蒸發し所謂發散が行はれるからである。葉面蒸發量は其の測定最も困難な爲、從來は僅にそれが氣温、氣濕等に影響せられ又植物の種類によつて大差があるといふことが分つて居るだけで、定量的には極めて不確實である。植物のある地面の蒸發と植物の發散との合計を消費水量(Consumptive use)といふが其の程度は大體、一年に針葉樹林で 100 mm、灌木類が 150 mm、闊葉樹林は 200 mm、雜草や穀物畑の多くは 230 mm、燕麥や或種の雜草で 360~380 mm、水稻で 400 mm 程度だといふ。是等は川の無い地區なら雨量と地下水面の變化から、又或川の流域ならば雨量と川の流出量と地下水面の變化から推算したものである。水田では狩野徳太郎博士等が京都帝大の試験田で測つた結果によると、稻のある田は稻のない水面に比し蒸發量が 7, 8, 9 の 3 箇月の平均で 1.27 倍となつたから、水面蒸發の約 3 割に當る葉面蒸發が行はれたわけになる。

葉面蒸發は又第 9 圖の様な試験鉢(Pot)を以て各國とも盛に研究して居る。例へば平田徳太郎博士等は、樹木の生長に際し如何程の水分を吸収蒸散するかを知らんとし、赤松、唐松、檜、杉、ハンテンボク等の苗木を、白ペンキ塗亜鉛製の鉢に植ゑ、日々の給水量と苗木鉢の重さ及び生長前後の樹木のみ重量とを測つて次の結果を得た。(i) 日々の發散水量の變化は苗木と同一場所に置きたる紙面蒸發計の示度に略々比例して増減する。(ii) 生



第 9 圖 地面蒸發及び葉面蒸發試験

長期間の木質全生産量(乾燥) 1g 當りの發散水量は數百乃至千數百 g である。但し(iii) 全生産量の少ないほど割合に發散量が多量である。

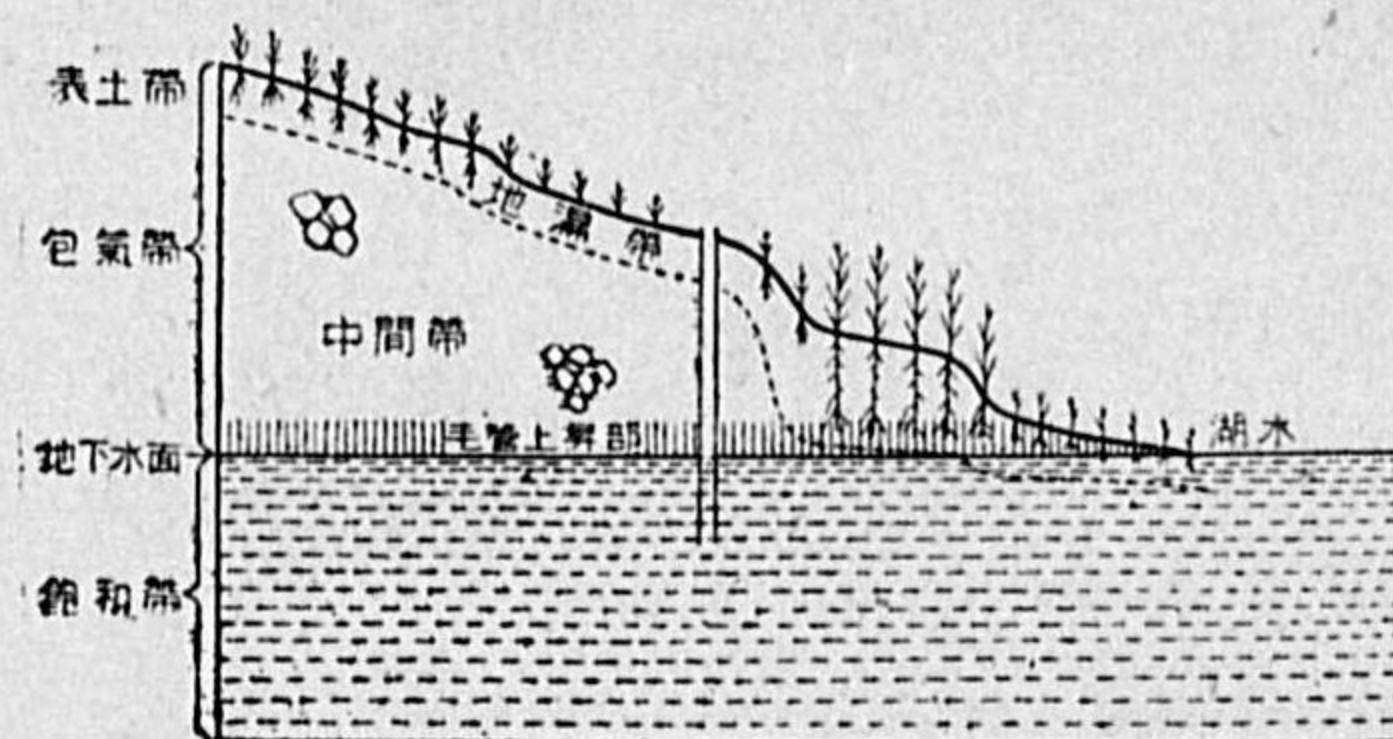
然し斯様な試験鉢では餘りに小規模すぎるから、近來米國などでは樹林内に 2~3 m 平方時には幅 2~3 m 長さは 20~30 m もの地區を區切り、兩側及び底部にコンクリートをうち試験地(Plot)として、實際の樹林と同じ様な樹相を作り、天雨或は人工雨による地面流出と滲透水量を測り、それより葉面蒸發を算定

する方法を取つて居る。之は非常な進歩ではあるものの矢張り各種各様の樹林全體から發散する量を知ることは甚だ困難で、只今のところ實際の大森林や草原から如何程の發散が行はれて居るかは殆んど當推量程度以上には分らない。只最近提唱された既述のスロンスウェイト及びホルツマン兩氏の蒸發測定法は、草原や森林でも使用出来る筈であるから、其の内には精確豊富な資料が現はれることと吾々は期待するばかりである。

2.6 滲透 先づ豫備として地中にある水の状態を述べ、然る後に雨水滲透の問題に移ることとする。

(1) 地中の水 地下に水があるのは、水の這入り得る空隙があるからで、其の空隙容積の全容積に対する比を土地の空隙率(Porosity)といひ、普通百分率で表はす。土壤内の水は其の空隙を充たす状況により飽和水と懸垂水に分ける。

(i) 飽和水 ずつと下には空隙全部に水が充滿飽和して居る部分があり、而もこの水は重力の作用のみで運動し、井戸を掘ればそれに應じた高さに水面が現はれる(第10圖)。かやうな水を飽和水(Plerotic water)或は重力水(Gravity water)といひ、その存在域を飽水帯(Zone of saturation)と名づける。普通地下



第10圖 土壤内の水

下水(Ground water)といへばこの部分の水を指し、其の上面を地下水面(Water-table)といふ。

(ii) 懸垂水 飽水帯の上は一般に空隙全部が水で満たされず空気を包有するので包氣帶

(Zone of aeration)と稱し、その水は毛管力や分子吸着力で重力に抗し土粒に支へられ、張力を受けた懸垂状態にあるから懸垂水(Kremastic water)或は土濕水(Hygroscopic water)といふ。此の包氣帶の水を更に細分して二つとする。

(a) 毛管水 地下水面(非水面)より上若干の間で、毛管作用により飽水帯の水が吸上げられて居る部分を毛管水縁(Capillary fringe)といふ。其の最下部

は空隙全部飽水してゐるが、少し上は小さい空隙だけ満水し大きな空隙には空気がある。然し兎も角、この水はそれ自體網狀に連絡して居るのみならず飽水帯の水とも連続し、重力と毛管力との作用を受け、兩力が釣合つて居る限り動かないが、然し地下水面の昇降などにより兩力の釣合が破れると孰れか力の強い方に動き得るもので、かゝる水を特に毛管水(Capillary or Anastatic water)といふ。

(b) 吸着水 毛管水帯の上では、雨中は別として天氣の日ならば、水分は所謂濕りとして土壤粒子の表面に吸着せられた薄い水膜にすぎず、強い分子吸着力によつて引付けられ、重力の作用はそれに較べると全く無視し得る。かやうな水を特に吸着水(Adhesive water)といふ。この吸着水を更に二種に分類する。

(b₁) 表土水(一名、樹根水) 天氣の日の表層若干の間は水分が最も少く、土粒面に吸着せられた極微の水は、數百氣壓に相當する強大な分子力を受けて運動全く自由ならず、只熱により蒸發驅逐されるか或は植物の根によつて吸收され得るのみで、結局大氣中の水蒸氣と平衡を保たんとし相互間に蒸發(發散を含む)或は凝結を行ふにすぎない。かゝる水を地濕又は表土水(Soil moisture or water)、或は樹根水(Rhizic water)といひ、その土層を表土帯(Belt of soil-water)或は樹根帯(Root zone)といふ。

(b₂) 皮膜水 樹根帯より下は幾分か水分が多くなるが、毛管水ほどには多くなく、矢張り土粒の表面に皮膜として存在するにすぎない。但し其の皮膜が稍々厚くなつて居るため、膜の厚薄や曲率に差があれば、膜の厚い部分から薄い部分に曲率の小さな部分から大なる部分に徐々に水が移動し得る。然し勿論其の運動は重力に關係なく、全然分子力の作用によるのである。かやうな水を皮膜水(Pellicular water)といひ、樹根帯と毛管水縁との間の地帯を中間帯(Intermediate belt)と呼ぶ。

以上は勿論普通天氣の日の状態で、降雨があれば樹根帯及び中間帯でも毛管水或は飽和水の存在することあるは言ふまでもない。

(2) 土壤の保濕性 次に土壤の飽和水は空隙率さへ測ればすぐに其の量

を推算出来るから簡単であるが、包氣帯内の懸垂水量を研究するには尙ほ多少の豫備智識が必要である。依つて今それを述べて置く。

先づ土壤の保濕容量(Specific retention)とは一定量の土壤中に重力に抗して保留し得る最大水量をいひ、土壤全體積に對する水の體積比で表はすこともあるが、普通は便宜のため土壤の乾燥重量に對する水の重量比を百分率で表はす。従つて簡単に之を測るには、底を細目金網で張つた圓筒中に供試土壤を詰め、靜に水を飽和せしめた上で放置し、底より重力水が垂れ落ち全く半の落ちぬ様になつた所で秤量し、保留水量を定めて之を土壤乾量で割ればよいわけである。従來はその様にして測つて居た。

然し初めこそ重力水がどんどん抜け落ちるけれども、後には落ち方が頗る緩かになつて、半の切れるまでには随分長い時日を要する。此の點に關し吉田重助氏は半の出る速さを現存の重力水量に比例すと考ふれば、重力水の減少する狀況は時間 t の指數函數 e^{-kt} に比例し、砂で測つてさへ $k=0.07 \sim 0.11$ (時間單位)となるから半の切れる迄には少くとも二三日を要することを示した。従つて半の絶えない前に秤量すれば無論のこと、半の切れるまで待てば上部の土壤からは蒸發が起つて、何か特別の工夫をせぬ限り誤差を生じ保濕容量の精確な値は得られない。それでパイパー(Piper)氏は地下に密閉した容を掘り恒溫で而も蒸發の起り得ない特別試験濕室を作つて、其の内に供試土壤を吊り半が切れて重さが變らぬ様になるまで待つて測定したのであるが、土壤の種類によつては96日も経たねば半の切れないのもあつた程である。

斯様なわけで保濕容量を直接精測することは中々容易でなく、多大の注意と忍耐とを要する。それで何か今少し簡易迅速に測定が出来て而も保濕容量の代表となるものをといふので、保濕當量と野外保濕容量なるものを使用することになつた。

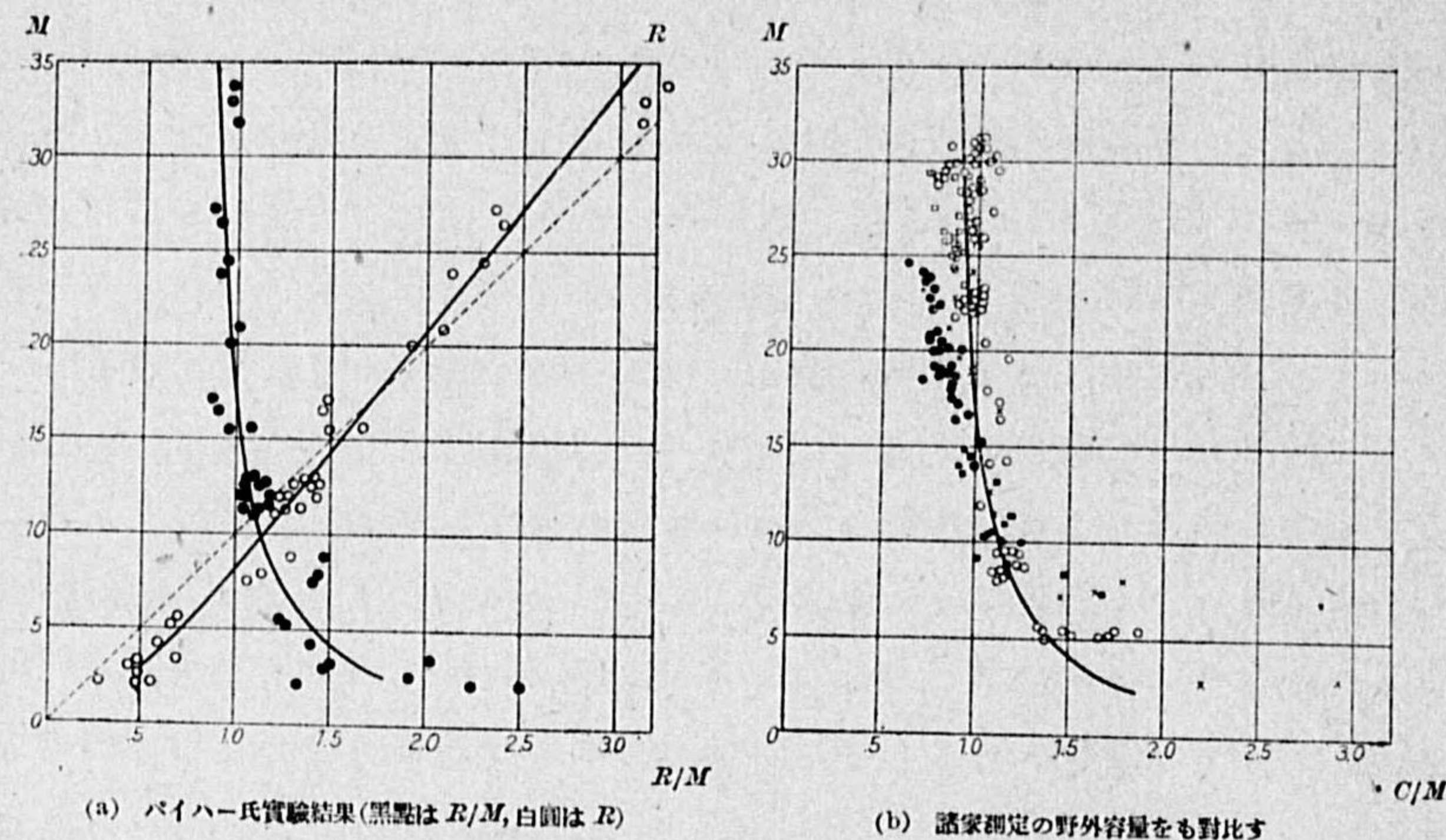
保濕當量(Moisture equivalent)とは、土壤を飽水せしめた後、重力の1000倍に當る遠心力を生ずる遠心器にかけて水を絞り出し、残る水量と乾燥土壤との重量比をいふ。之だと極めて短時間に半が出切り蒸發の暇がないから、甚だ精確に測定し得る。然し眞の保濕容量とは多少の差がある筈である。又野外

保濕容量(Field capacity)といふのは、實際の野外で、相當の降雨があり充分雨水の地下滲透が行はれた後1~5日して、最早や地中でも水の下降が止まり前記保濕容量を測る條件に合致したと想像される頃、各深度の土壤を採取し直ちに其の重量を測り、更に110°C位の乾燥器内で充分乾燥せしめた後の重量を測り、兩者から水分と乾燥土壤の重量比を求めたものである。然し之も、吾々の想定が必ずしも確實に保濕容量を求むべき條件に合致して居ない恐れがあつて、眞の保濕容量とは多少の差あるを免れぬ。

然らば保濕當量或は野外保濕容量と眞の保濕容量とはどれ位の差異があるものか、少くとも一度は精細に其の相違を調べて置く必要がある。それでパイパー氏は、多數の土壤につき保濕當量を測ると共に前記の様な方法で非常な苦心をして保濕容量を精測し、第20表の様な結果を得、之を圖示して第11

第20表 保濕容量と當量との比較

試料 番 號	保濕容量 R	保濕當量 M	$\frac{R}{M}$	試料 番 號	保濕容量 R	保濕當量 M	$\frac{R}{M}$
1	13.4%	11.4%	1.18	22	6.8%	5.5%	1.24
2	11.9	11.3	1.05	23	6.6	5.2	1.27
3	14.3	12.0	11.9	24	5.9	4.2	14.0
4	12.6	11.3	1.12	25	5.5	2.2	2.50
5	12.5	11.9	1.05	26	2.8	2.1	1.33
6	14.2	13.0	1.09	27	14.8	17.1	0.87
7	12.5	12.1	1.03	28	—	—	—
8	12.5	12.0	1.04	29	4.7	2.1	2.24
9	14.4	12.6	1.14	30	4.8	2.5	1.92
10	13.7	12.9	1.06	31	4.4	3.0	1.47
11	13.1	12.6	1.04	32	6.9	3.4	2.03
12	14.9	15.5	0.96	33	4.8	3.2	1.50
13	19.2	20.0	0.96	34	10.6	7.6	1.41
14	12.1	11.0	1.10	35	11.4	7.9	1.44
15	16.7	15.6	1.07	36	12.9	8.8	1.47
16	20.8	20.9	1.00	37	31.3	32.9	0.95
17	22.9	24.4	0.94	38	31.2	31.8	0.98
18	14.6	16.5	0.89	39	32.5	33.7	0.96
19	21.3	23.8	0.90				
20	23.6	27.2	0.87				
21	24.0	26.4	0.91				



第11圖 保湿度と當量及び野外容量との關係

圖(a)を得た。更に従來諸學者が各地で測つた野外保湿度をも蒐めて第11圖(b)を作つた。圖に於て横軸には保湿度 R 又は野外保湿度 C と保湿度當量 M との比をとり、縦軸には保湿度當量を取つた。其の結果によれば、保湿度當量も保湿度も共に大體35%以下で、土粒の小さい細密土ほど大きく、粗粒のものは小さい。例へば普通の壤土では30%内外、砂質土壤で12~14%程度である。而して、多くの土壤 ($M > 12$) では M/R 又は C/R が略々1に近く、保湿度當量又は野外保湿度を以て直ちに眞の保湿度と見ても大差ない。只粗粒の砂土 ($M < 12$) では、保湿度當量は保湿度を代表させるには過小で R/M 又は C/M が2~2.5にもなる。然し野外實測の C は此の場合でも眞の保湿度より僅か大きいだけで大體は近似なることが想像される。

尙ほ野外保湿度を測る目的に使ふ採土器にはヴェイマイヤー氏の改良したものが好都合である。

以上は土壤が含み得る最大水分を論じたわけであるが、實際の野外ではいつもそれだけ水分があるわけではない。

保湿度 (Field moisture) とは野外で實際の土壤が現在保有する水量を指し、之と保湿度との差を保湿度不足 (Field moisture deficiency) といふ。現場の保湿度

量を測るには大抵各深度から採土して其の水分を測定する。例へば大高政一氏は大正15年9月高知縣本山町に於て地下3mまで各深度の土壤を採取し、當時の保湿度を測つて見たが、保湿度は地下深いほど増大する傾向あるも、其の間の土質の差により多少波状的に變化し、空隙率の大なる所ほど水分も大きくなつて居た。然し保湿度が一日中にどう變るかとか、雨後如何様に増加するか等時々刻々の變りを知りたい様な場合には、一々各深度から採土する譯にも行かぬので、近年は電氣的に水分を測る方法が屢々用ひられる。例へば福田仁志氏は土の電氣容量が水分によつて變ることを利用し、地中に小さな不銹鋼板で作つたコンデンサーを埋め、其の電氣容量の變化を測り、土の水分は日の出と共に減じ始め午後5~6時頃最小となり、夕刻より再び増加して夜は多く早朝に最大となること、降雨のときの水分増加は雨量の指數函数的になり、雨後の減退は表層20~30cmに最も迅速で、深度と共に著しく緩慢なること等を示した。

(3) 土の滲透性 地中には雨又は地表水が這入つて行く許りでなく、大氣中の水蒸氣が浸入して凝結することもある。是等の土壤が地表から水分を得る現象を全部總稱していふときには吸収 (Absorption) なる言葉を使用するが、然し水蒸氣の浸入凝結によるものは極めて僅少であるから實用上は之を無視し、液状の水が浸入することだけを問題にするときには之を滲透 (Infiltration) といふ。水の滲透は吸着力、毛管力及び重力 (それによつて生ずる水壓を含む) の作用によるのであるが、重力作用のみによるものは特に滲漏 (Seepage or Percolation) として區別することもある。

さて、或土壤が水を透し易いかどうか即ち滲透性の優劣は上から水をかけたときの滲透速度によつて判定すべきは勿論である。然し其の滲透速度は土壤の種類によつて異なるばかりでなく、初めの保湿度や温度其他の條件によつても違ふ。温度によつて變るのは、温度が高いと水の粘性が増大して滲透し易くなるからである。それで或一定條件の下に土壤が雨水を滲透し得る最大の速さを滲透能 (Infiltration capacity) といひ、單位時間に浸入する水量を滲透面積に割り當てた水柱の高さで表はす。滲透能は一定の条件下では一

定値をとるが、条件が變れば變る。降雨の強さが滲透能より大きくなればと表面流出は起り得ないので、流出問題にもこの滲透能が頗る重要な要素であることが分る。



第12圖 野外滲透能實驗

野外で實地に滲透能を測定する方法として、マスグレーヴ(MUSGRAVE)氏は第12圖の様に兩端開いた圓筒を上部僅かだけ残して地中に打込み、之にビューレットから水を送つて土面上ほんの僅か常に水がある程度に調節し、適宜な時間毎にビューレット内の水面目盛を讀むことにした。この様に給水を調節するのは恰度滲透能に等しくする爲で、土面上に水が多少残るのでなければ給水は滲透能に足りないことだし、それかと云つて餘り高く土面上に水がある様にしては、實際の地面に雨が降つた場合と違つた條件になるからである。かくして測つた實驗結果の二例を第13圖



第13圖 滲透能實驗例

に轉寫する。横軸に時間を縦軸に滲透水量を取つてあるから、此曲線の切線勾配が各時刻の滲透能を示すもので、土壤がまだ充分濕つて居ない給水初期ほど吸着力や毛管作用まで協力するから滲透が迅く、土壤が濕るにつれ幾分遅くなり、表層部が飽水し重力作用のみによつて滲漏する様になれば、速さは一定になり従つて圖の曲線は一定勾配の直線に近づくのである。此の時の滲透能は速い方が一時間 0.4 in, 遅い方は 0.03 in 程になつて居る。滲透能は一般に第13圖の様な形に變化するから之を實驗式にすると、給水(或は降雨)始めの滲透能を f_0 , t 時間後のそれを f とすれば

$$f = f_e + (f_0 - f_e)e^{-kt}$$

となる。こゝに f_e は最終の滲透能に當り、 k は土壤其他に關する常數である。尙ほ初めの條件、例へば天氣の續いた後の雨と一兩日前にも雨があつた後

の降雨とで滲透能が如何に變るかを實證する爲に、同氏が種々の土壤で(a)乾いた狀況から3時間給水した場合の滲透量と、そこで一旦給水を中止し(b)24時間経た後再び給水を開始し3時間以内の滲透水量を測定した結果を示せば第21表の通りである。

第21表 マスグレーヴ氏の滲透能測定實驗

土 質	試 験 法	滲 透 量 (in)					3時間 合計
		時 間 (分)					
		0-15	15-30	30-60	60-120	120-180	
砂 質	1 { a	2.33	1.21	2.26	4.39	4.22	14.41
	{ b	0.94	0.46	0.91	1.88	1.99	6.18
壤 土	2 { a	1.21	0.33	0.45	0.78	0.69	3.45
	{ b	0.42	0.14	0.23	0.43	0.42	1.65
砂交り 粘土質	1 { a	1.01	0.28	0.48	0.78	0.75	3.31
	{ b	0.27	0.10	0.19	0.37	0.33	1.26
壤 土	2 { a	0.88	0.11	0.11	0.22	0.21	1.53
	{ b	0.20	1.04	0.09	0.12	0.15	0.60
粘土質 壤 土	1 { a	0.42	0.04	0.11	0.15	0.14	0.86
	{ b	0.07	0.04	0.03	0.06	0.09	0.28
壤 土	2 { a	0.44	0.05	0.10	0.19	0.15	0.92
	{ b	0.04	0.03	0.05	0.07	0.10	0.29

レウィス(Lewis)氏も類似の方法で滲透能を測つたが、圓筒はどれ位の深さまで挿し込めば充分であるかを決定したのは其の功績である。氏は初め直徑 1.5 ft 高さ 1.25 ft の鐵製圓筒を地中僅かに 3~4 in 打込んで試験したが、それでは圓筒下端から横にも滲透して行く故廣い地面に一樣に雨が降つた場合の滲透よりも幾分大なる恐れがあるとの批難を受け、後には徑 1.5 ft の圓筒を地中數 in から 7 ft まで挿入して注水したもの、並に其の中央に更に 6 in 管を挿入し内筒と外筒とに別々に注水したものと、 $\frac{1}{6}$ エーカーの試験畑全面に灌水した場合との滲透能を比較し、1.5 ft の圓筒を地中 6 in 以上挿入して注水したものは何れも同一結果で、二重筒の内外とも又試験畑一面に灌水した場合とも一致し、滲透能測定法として充分信頼し得ることを示した。

單に土質と滲透能との關係を知り度いだけなら、各種土壤を管につめ之に實驗室内で上から注水し、飽水後下より落ちる水量を適宜な時間毎に測ればよい譯である。二三の例を掲げると第22表の如く一日に僅か數米足らずで、

第 22 表 滲透速度の諸例

土 質	石灰砂土	イザー川 細砂	ミュンヘン の壤土	同泥炭土	フランクフルト 砂土	加茂川砂 (徑1.0~0.5mm)
滲透速度	22 ミリ/時	32	33	34	一日 0.5~1.0 m	一日 4.7 m
	平均一日 0.80 m					
測 者	Spöttle				Scheelhase	野 滿

随分遅いものである。

一般に砂質が滲透能最も大で粘土質は最小である。実験によれば粒徑0.5~1mmの砂層の滲透能を100とすれば粘土層のそれは0.05にすぎず、その砂7割粘土3割の混合土では0.8となつて滲透能は純砂に比し激減するのである。

以上の様な方法では局部々々の滲透能しか出せない。或川の流域全體といふ様な廣範圍に互る滲透能を求むるには多數の實驗を要し、實行は中々困難である。然るに最近ホルトン (Horton) 氏は全流域の平均滲透能を推定する方法を案出したが、説明の都合上川の流出問題を述べた後に譲り、茲では單に流域の滲透能が季節によつて如何に變るかを氏が米國 Ralston creek に就いて得た結果を掲げて置く。

第 23 表 滲透能の季節的變化

月	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	平均
ラルストン溪流 域の滲透能	時/時 0.17	0.10	0.11	0.87	1.21	0.91	0.65	1.23	0.25	0.11	0.84

(4) 雨水滲透に影響する諸要素 實際の雨水はどれ位地中に滲透するものであらうか。又同じ滲透の内で途中に懸垂し單に土の保濕量の増加(Soil-moisture accretion)となるもの、及び重力水となつて降下し地下水量増加(Ground-water accretion)となるものが何程あるか。これ等を分離して知ること大切である。蓋し降雨の初め保濕不足のある間は懸垂水分を増加するだけで深部には達し得ない。土の濕分が保濕容量に達して始めて重力水の滲漏が始まり、飽水状となれば滲漏愈々活潑となり地下水面までも到達するのである。故に雨量が少なれば單に保濕量の増加に止まることもあるわけである。

従つて或深さまでの雨水の滲透量を定めるには、單に其の深さの滲漏水を測るだけでは不充分で、其の上の土壤の保濕増加をも測定せねばならぬ。

かくて、雨水の滲透は先づ第一に雨量及其の強さと土質に関するは勿論、降雨前の土濕不足、地盤傾斜、地被状態、地下水面の深さ、季節氣候等によつて變るべきは想像に難くない。而して之等の關係を研究する爲に、先づ地下或深度に於ける滲漏水を測るには普通、エーベルマイヤー (EBERMEYER) が創始した所謂滲漏率 (Lysimeter) を使ふ。氏の滲漏計は地中に一邊 2 m、深さ 1.2 m の箱の底を漏斗状にしたものを埋め、それに周圍と同じ高さまで同じ土を盛つたもので、底より滲漏する水を鐵管にて引き測定する装置である。表面流出のない水平裸地での試験によると、深度 1 m での滲漏水の雨量に對する歩合は

第 23 表 土質及び季節の滲透に及ぼす影響

土 質	年雨量 (mm)	滲 漏 歩 合				
		春	夏	秋	冬	年平均
泥 炭	865	64.0	11.0	49.0	99.0	53.0
壤 土	958	6.9	4.6	2.8	7.1	5.2
壤 土	958	6.7	2.1	0.6	4.7	3.1

第23表の様になつた。土質により季節によつて大差あることが分る。

我國でも平田徳太郎博士は東京目黒で徑 40 cm 深さ 43 cm の圓筒狀滲漏計で厚さ 2 寸の各種土砂につき、又吉田重助氏は略々同様の滲漏計で玉川砂厚さ 16 cm, 26 cm, 36 cm の三つの場合の滲漏水を各降雨毎に測定し、雨量との關係を調査したが、何れも雨量を N (mm)、滲漏水を I (mm) とすれば、既にリュエッケ (LUEDECKE) 氏が發見した様に

$$I = a(N - N_0), \quad \text{滲透率} \quad \frac{I}{N} = a \left(1 - \frac{N_0}{N} \right), \quad a, N_0 = \text{常數}$$

なる直線關係あることが分つた。兩氏の場合の a, N_0 は第 24 表の通りである。常數 N_0 は雨量の内で滲漏水とならずに土層中に保留される水分に

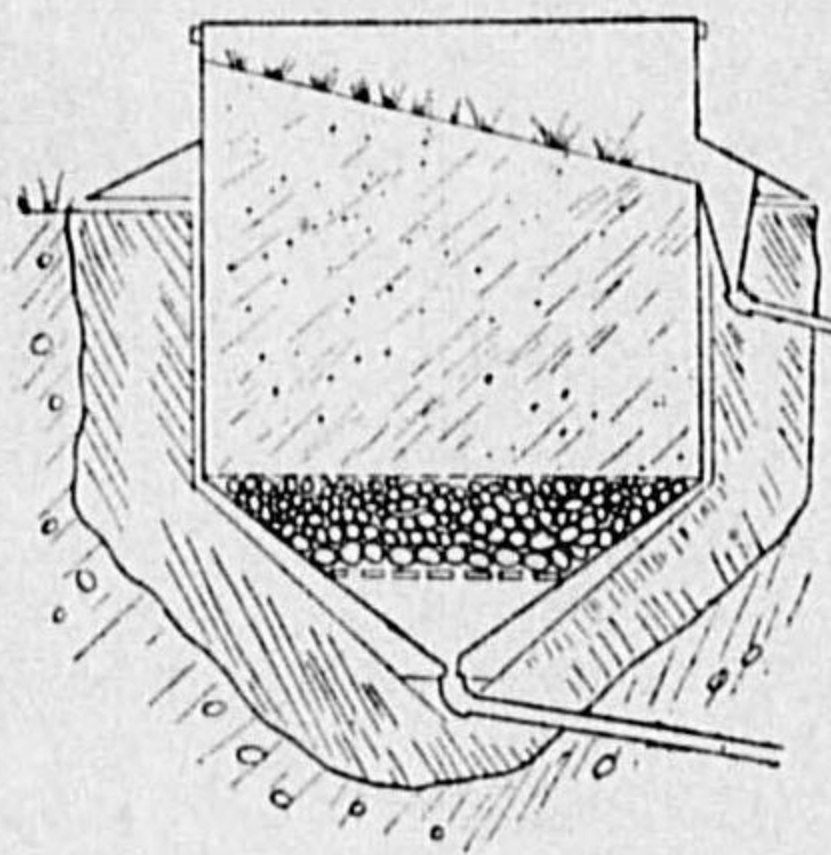
第 24 表

土層の厚さ	2 寸 (各 種 土 質 平均)	砂 16 cm	砂 26 cm	砂 36 cm
a	0.92	0.92	0.99	0.99
N_0 (mm)	4.0	12.0	9.0	4.6
観測期間	5月—9月	10月—12月	3ヶ年	3ヶ年
測 者	平 田	吉 田		

當る。又 I/N を滲透率といふが、之は雨量によつて幾分變化し、更に土質及び其の厚さによつて、滲透率も N_0 も随分違ふものである。

尙ほ上の實驗から地中僅か數十種でも 5~10mm 程度の雨は吸収されて下には這入らぬことが分る。又其の殘部は殆んど全部滲漏して α が 1 に近い數になつて居るのは、兩氏の滲漏計が地面流出の出來ない装置である上に、降雨中の蒸發は極微であるからにすぎない。それで氏等は雨量と滲漏水との差を直ちに土層の保濕増加量と見做し、降雨による保濕増加が土壤の種類によつて如何に變るかも調べて居るが、之は大體土壤の保濕容量と雨前の保濕量との差即ち保濕不足に等しい筈であるから、茲に紹介する迄もあるまい。

又眞山利雄氏は一邊 56cm 伊香保火山灰土厚さ 43cm (更に下部漏斗部 21cm



に小砂利なる角型滲漏計 3 個を作り、其の内の 2 個は第 14 圖の如く土面を 15° 勾配にして地面流出が起り得る様にし、且つ一つには芝を植え一方は裸土のまゝとし、他の 1 個は土面を水平裸土にして、之によつて傾斜地面及び芝地の滲透効果を調べた。3 ヶ年觀測の結果、年雨量に對する年滲漏分と流出分、蒸發分の割合は第

第 14 圖 眞山氏の傾斜土面滲漏計 25 表の様になつた。

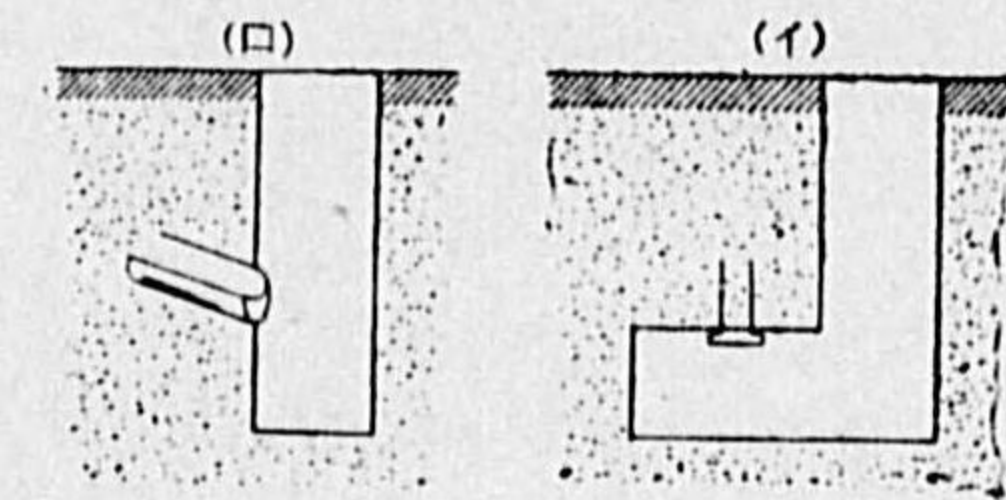
此の表によつても、地 第 25 表 地面傾斜及び地被状態の滲透に及ぼす影響

被状況及び地面傾斜の	地表状況	15° 芝付斜面	15° 裸地斜面	芝付水平面
滲透に及ぼす効果が明	滲透分	62.3%	49.7%	56.4
かに見え、滲透は斜面で	流出分	11.7	18.5	0
は少く、芝地では裸地よ	蒸發分	26.0	31.8	43.6

りも多い。芝地や森林で滲透が多くなるのは、雨水の滯溜時間が長くなるのも一因だが、その外裸地でなら雨水が濁つて細かい泥を粗い砂粒間につめて空隙を減ずるのに草木があると雨水を濁さず澄んで居るため地面の空隙を減じないのも亦重要な原因であらう。又、平田、吉田兩氏の場合には雨量の 90% にも近い滲漏分があつたのに、今度は土層が少し厚くなつただけで 50~60%

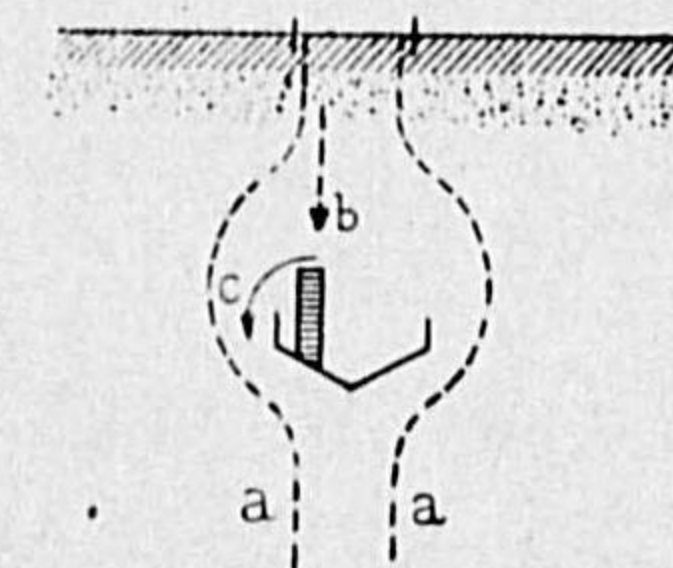
に減じて居るのを見れば、土質が砂と火山灰土といふ相異により又地下深度が増せば如何に著しく滲漏水の減少となるかを察するに足る。尙ほ、前表に蒸發量とあるのは雨量から滲漏分と流出分を引去つた殘餘で、かゝる殘餘は個々の降雨後には平田、吉田兩氏の場合の如く主として一旦土の保濕増加となるのであるが、天氣の日にそれが蒸發し、所謂地面蒸發となり結局一年間の總計では蒸發分と見てよいわけである。但し雨が地に降つて其の儘地表から蒸發したものでないことは注意すべきである。

以上に述べた普通の滲漏計は側壁を周圍地面と遮斷してあるから、自然地表の滲透とは差異があるかも知れない。何とか直接に自然地表に於ける滲透を各深度で測り度いものである。眞山氏は此の目的を以て自然地表下 0.5m と 1.0m の深さに一つの漏斗状受器を埋めて滲漏水測定を試みたところ、受器に滲漏し來る水は極めて微量で深さ 1m の場合の如き降雨が 80mm 以上でないと絶対に滲漏を見ない程であつた。斯の如きは果して眞相を現はして居るかといふに、寧ろさうではなくて測定法の不良によることは次のテーラー (TAYLOR) 氏の實驗から明かである。テーラー氏も初めは第 15 圖 (イ) の如き深さ數呎の縦孔を穿ち更にそれより横孔を作つて、其の天井に長さ 3~12 in の圓筒を挿込み、或は (ロ) の如く縦孔の側壁に兩植* 状の管を斜に挿込み滲漏水を測らうとしたが、此の方法で得らるゝ水は餘りにも僅



第 15 圖 テーラー氏豫備試驗法

少で疑はしい。それで更に第 16 圖に示す様な人工灌水實驗を試みた。即ち地面から 2ft 下に埋めた受水樋の直上地表に樋と同じ幅の底開き筒を置き、それにどンドン水を注入して充分多量の地下滲透水を送つて見たが、受水樋に出て來る水は相變らず極めて少量であつた。それで滲透水の行衛を検するため其の附近各深度の土を採集して含水量を測定して見たところ、樋より下にも水は多量に浸入して居るし、滲透水の徑路は圖の abc 曲線の様に受水樋



第 16 圖 滲漏水が受器を避ける理由

を避ける傾向のあることが分つた。テラーは斯くなる理由として、一度水が樋に届いて多少そこに溜り其の上に毛管上昇に應ずる高さりまでの土壤が飽水すると、其の毛管高より樋の縁が低ければ、其の後から来る水は下の毛管水を押下げるよりも寧ろ横に外れて樋の周囲を廻るのが多いと解した。恐らくさうであらう。依つて氏は自然地面の雨水滲透を實測するには第15圖又は第16圖の様な方法は不適當であるとし、寧ろ雨前と雨後とで保湿度の變化しない深度まで各深度の土壤を採取して保湿度を測定するが確實だと決論して居る。普通の場合は深さ2-3mまでの土壤を採取すればよい。かやうな方法でテラーが測つた例を次に掲げて置く。

第26表 土濕を測つて滲漏水を決定した例

期 間	1929, X. 29 — XII. 13	XII. 13— XII. 26	XII. 26— 1930, I. 10	I. 10— I. 22	I. 22— II. 27	II. 27— III. 10	III. 10— IV. 25	IV. 25— V. 15
雨量 (in)	1.40	0.90	1.83	2.28	1.85	1.50	0.70	0.28
滲透量 (in)	1.61	0.70	1.88	1.61	0.63	0.31	-1.47	-1.05

然し圓筒や樋や漏斗狀受器でも、其の縁より高い毛管上昇がない様にさへすれば上の缺點を除き得るわけで、ホワイト(White)氏は矢張り自然地面の滲漏計として、縦孔の側に3-4 ft程掘つた横孔の天井に、徑4-6 in、長さ18 inの圓筒を押込ますに只強く當てるだけとし、螺旋ジャックでしつかり押し付けた上、縦孔も横孔も元通りに埋め戻し、三四週間経て其の間に雨があつたら圓筒を掘出して其の中の滲漏水量を測るといふ方法を探り、相當好成績を擧げて居る。

兎も角、以上諸家の實驗を通覽するに、雨は流出分を除く外極めて僅かな降雨中の蒸發以外殆んど全部一應は地下に滲透し、途中土壤の保湿度を増加しつゝ漸次下方に降るが、粗い砂礫地以外の土地では其の沈降速度が極めて遅いため、滲漏水は地下極淺層では多いけれども、深くなるに従つて遞減する。而して雨が止み天氣が続けば、漸次表層より濕分が蒸發しそれを補つて下から濕分が昇つては又蒸發し、結局降雨時に滲透した水の多大な部分は再び蒸發し去つて所謂地面蒸發を形成し、深く地下水面までも到達して無降雨日の

河水を涵養すべき地下水増量となるのは、主として砂礫地の様な特別滲透性の強い處か或は地下水面の極く淺い地方かに於てし、それ以外では極めて困難なることが想像出来る。それで地下水となる終局の滲漏水(Ultimate percolation)は平均して雨量の $\frac{1}{3}$ 程度を超えないだらうと考へられる。

2.7 表面流出 降つた雨の内地中に浸み込まずに其のまま地表を流下して河川に出るものを表面流出(Surface run off)といひ、通例流域面積に割當てた水柱の高さで表はし、其の雨量に對する比を表面流出率(Ratio of surface run off)といふ。尙、表面流出が河に出る前を特に區別して云ふ必要があるときには地面流出と呼ぶことにしたい。

雨の強さ r が土地の滲透能 f よりも弱い間は、雨水は皆滲透して表面流出は起り得ない。雨の強さと土地の滲透能 f との差を降雨餘剰(Rainfall excess)といふが、 r が f より大となつて降雨餘剰があると、雨の一部は始めて地表に残り流出も起り得るわけであるが、地面には方々に窪みがあるからそれを埋めねばならぬし、又窪みがなくとも地面に或程度に水の厚みが出来るまでは、實際の流動は起らぬ。この量を初期の地面滯留量(Initial surface detention)といひ、矢張り水の厚みで表はす。又降雨餘剰がある様になつてから實際の流出が始まるまでの時間の遅れを流出の始動遅延時間(Initial lag-interval)といふ。而して降雨餘剰が続けば流出量も増すが地面滯留量も増し、兩者の間には一定の法則がある(後節参照)。かくして終に雨が弱くなり降雨餘剰が無くなつても流出は即座に消滅することなく、其の後も短時間ではあるが地面滯留量の流下によつて暫く流出が続く。

(1) 表面流出に關係ある諸要素 降雨中には蒸發は極微であるから、滲透と表面流出とは表裏の關係をなし、一定の雨量に對しては一方が多ければ他方は寡く、孰れか一方を測れば他方は推算出来るわけである。但し雨量が多ければ滲透も表面流出も共に多くなることはいふまでもない。

表面流出の多少を左右する雨量外の諸要素は滲透のそれと同じで、只其の作用が逆に働く。先づ最も重大な要素は地質で、砂礫の様に滲透性大なる土地では表面流出は少く、粘土の様な不滲透性土質では流出が多い。普通の土

壤では其の内の粘土分の多少によつて滲透も流出も大に違つて来る。又岩磐地は一般に不透性で流出大なるも、龜裂ある處や砂岩は幾分の透水性を有し、特に石灰岩地は往々一面に孔坑洞穴などがあつて所謂カルスト現象を呈し、降水は忽ち地中に吞まれ地表流出の極めて小なる處もある。

又同じ地質でも初めの保湿度に關係し、暖季で而も晴天続きの日の如く土地乾燥し土粒は收縮して龜裂其他空隙多きときは滲透率多く流出率は少い、寒季濕潤の土地では其の反對である。従つて季節や降雨の頻繁度が流出率に影響あることは勿論である。又雨の強さでも、細雨霏々たるものは滲透蒸發の機會多く流出率は比較的少く、急雨は蒸發滲透の機會を減じ流出率を大ならしむ。降水の形が雪であれば雨としてよりも遙に地下滲透を増し流出率を減ずるが、酷寒に過ぎて地面まで凍結すると滲透性は全く無くなり、そこで暖雨に遭へば雪融水と共に全部流出して洪水を生ずることさへある。

次に地勢であるが、急傾斜地は雨水が滲透蒸發の暇なきほど急速に流下して流出率大となり、反對に低平地では流出頗る困難で滲透分を増し流出率を減じる。

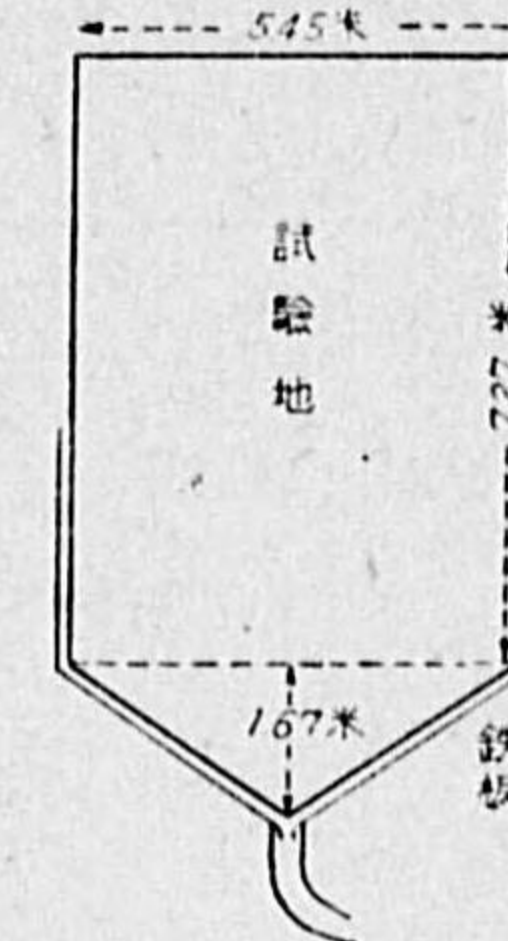
最後に地被状態の如何も重要な要素の一で、耕地の如く表土を粗鬆にすれば滲透を増して流出を減じ、草木の茂つた森林草原は裸地よりも器械的に雨水の流出を阻止遅延せしめ且つ水が濁らないため土壤の孔を塞ぐことなく、爲に滲透の機會を増し、表面流出を緩和する。但し此の場合には植生の降雨遮断 (Interception by vegetation) といつて、草木が雨を途中で遮断し其の一部を葉面に捕へ地面まで達せしめない部分があるから、流出率は勿論滲透率も全雨量に對しては裸地よりも却つて小さくなることもある。

(2) 表面流出の實測 古くは蒸發と滲透とから地面流出を決定しようとしたが、地面蒸發は其の實中々精確には分らぬことが知れたので、近時は直接に表面流出を測ることとなり世界各國盛んに方々で實施して居る。特に米國は最も盛んで、連續觀測をなしつつある所が數百個所に及んで居る。

現在行はれて居る表面流出の測定は三種に大別出来る。第一は流出兼用滲透計 (Overflow lysimeter) による測定で、第14圖に示した眞山利雄氏の滲透計

などは之に屬する。第二は試験地 (Plot or plat) を用ゐるもので、地面の條件一様な一定面積を區切り其の周圍を不透板で圍ひ、下端で其の流出水を測る。

試験地の小なるは僅に數平方米から、大なるは數十乃至數百平方尺に及ぶものもあるが數十平方米程度のものが多い。我國でも眞山利雄氏は伊香保森林測候所構内 15° 勾配の芝地に、第17圖の如く長さ 7.27 m 幅 5.45 m の矩形の先きに頂點距離 1.67 m の三角地を附けた形の地面を區切り、其の周圍を亜鉛引鐵板にて區切つた。鐵板は幅 30 cm のものを 20 cm だけ土中に埋め 10 cm は地表上に残す。而して三角狀部の鐵板は溝付として流出水を三角形頂點に集め、之を 2 in 鐵管にて觀測室に導き計量することとした。



第17圖 眞山氏の試験法

第三は實際の河川流域につき直接其の河水量を分析検討して、表面流出分を分離推定するのである。

尙、單に表面流出の法則を研究する目的だけなら、滲透計や小面積の試験地では人工的に撒水して實驗することもあるし、又實際の河川流域を用ゐる場合には、成るべく均一單純な流域で且つ河水量が堰などによつて最も精確に測れる様な小河川を選ぶべきである。

實測結果の若干を紹介すると、日本では眞山利雄氏が伊香保で既述の滲透測定を行ふときに流出分をも測定して居るが、傾斜面滲透計にあつては、5mm 以下の降雨では殆んど流出なく、それより雨量が増すにつれ流出率が増大し第27表の様になつた。

第27表 植物の流出に及ぼす影響

雨量 (mm)	5~10	10~20	20~30	30~40	40~50	50~90	100 以上
平均流出率%	0.7	5.9	6.4	2.9	9.7	8.3	30.8
芝付地面	0.7	5.9	6.4	2.9	9.7	8.3	30.8
裸地面	4.7	10.1	12.9	12.9	16.4	17.4	34.3

尙ほ氏は 15° 勾配の自然地表につきても流出量を測つたが、雨量 10mm までは表面流出なく、それ以上は矢張り雨量の増加に伴ひ流出分を増す傾向はあ

るが、餘り統一ある結果は得られなかつた。

其他方々での測定を通覧するに、表面流出率は強い雨なら大體第28表の様な程度と心得てよい。

第28表 地面流出率の標準

流域状況	良く閉塞された土地	森林の多い土地	森林の少ない土地	裸地
表面流出率	30~35%	35~45%	45~55%	55~60%

米國のマスグレイヴ(MUSGRAVE)氏は同一勾配同面積の地面でも傾斜方向に長いのと短いのとで流出率が異なることを示した。氏は長さ630ftの試験地と、其の $\frac{1}{2}$ 及び $\frac{1}{4}$ の長さのもの都合三つの試験地で同じ雨のとき流出水

第29表 斜面の長さとの関係

斜面の長さ (ft)	流出量 (in)				含砂量 (lbs/ft ³)
	1932年	1933年	1934年	合計	
630	0.84	2.54	0.94	4.02	5.29
315	0.76	2.69	1.06	4.51	3.18
157.5	1.25	3.33	1.19	5.77	1.56

第30表 同上(雨の強弱別)

斜面の長さ (ft)	強雨 5例		弱雨 13例	
	流出水	流砂量	流出水	流砂量
630	20.3%	エーカー當り 32.86 噸	13.5%	エーカー當り 5.70 噸
315	18.0	18.26	16.5	6.35
157.5	10.8	8.64	28.0	7.68

及び含砂量を測つたが、年量では第29表の如く斜面の長いものが流出水は少く流砂量は多い。然し之を滲透能よりも著しく強い雨の場合と、滲透能より僅か超過する位の弱雨とに分類して見ると、第30表の通りで、強雨では同面積から流出する水量も砂量も斜面の長いもの程大であるが、弱雨では斜面の長いものほど流出水は著しく小で流砂量は僅かに小である。これ等の結果は山地の砂防工事や山腹耕作地に於ける畦畔の附け方等に参考とすべき事柄である。

(3) 地面流出の速さと地面滯溜量との関係 降雨餘剰がある様になつて初期地面滯溜量 δ_1 を超えると流出を始めるが、それよりなほ降雨餘剰が續

けば次第に地面滯溜量を増すと共に、川への流出量も多くなる。而して其の流出の速さは薄い水層の流下速度に外ならないから、地面の勾配 S と地面滯溜水の厚さ δ とに關係がある。それでレウィスとニール(M. R. LEWIS and E. H. NEAL)はこの關係を長さ20ft、幅1.9ftの細長い樋に薄層の水を流して研究し、

$$q = K \delta^{0.9} S^{0.7}$$

なる結果を得た。こゝに q は單位時間の流下水量、 K は底面の性質による常數である。

地面の流出でも δ 及び S との關係は略々同様であらうし、又一定の流域に就いては S は不變であるから、ホールトンは表面流出の速さ q と地面滯溜量 δ との關係を一般に

$$q = K \delta^M \tag{2.5}$$

なる式で表はすことにした。 q を川への流出速度とすれば、 δ は川縁での値を採用せねばならぬが、一般に δ は川縁で最大で流域上端に最小であり其の全域平均はホールトンによると $\frac{\text{川縁の}\delta}{\text{全域平均}\delta} = \frac{1+M}{M}$ といふから、平均の δ を使つても、只 K の値が變るだけで(2.5)式は成立つ。實際の地面に対する M は $\frac{5}{3}$ から3までであるが多くの場合は $\frac{5}{3}$ に近い。 K は勿論流域によつて區々まちまちである。而して此等を決定するには、實際地面で δ や q を直接測定することが困難なため、河川の水量變化を分析研究して逆に表面流出と滯溜量を推定することが多い。

(2.5)式が實際の地面でも成立することを實證した人にリー(W. O. REE)氏がある。氏は勾配約 $\frac{3}{100}$ の芝地で、下端の δ と q とを實測し、 $M = \frac{5}{3}$ を得た。又 q を in/h/ft² で、 δ を in で測り $K = 1420$ を得た。

2.8 河川の流出量 或一定期間(例へば一ヶ月或是一年)に河の某断面を流れ去つた全水量を、其の地點に於ける其の期間の河の流出量(Run off)といふ。其の中には降水の表面流出分は勿論のこと、一旦は浸透分となつても再び地表に出て、河の該断面では最早や地上を流れて居る水は總て合算されるのである。

一定期間の河の流出量を、其の地點までの流域面積で割つた商、換言すれば

流域全面に一様に擴げたとしての水層の厚さを流出高(Height of run off)と稱し、通例降水高(雨量)と同様に耗で表はす。又、或地點の流出高と其の流域の平均降水高との比を流出率(Ratio of run off)といひ、差を消失高(Height of loss)と稱へる。消失高は僅少な深透水のほか悉く蒸發分である。河川の流出率は表面流出率よりは、一度浸透した地下水流をも加味されて居るだけ大きい。而して其の大小は流域の滲透性、雨量、季節によつて違ひ、又同じ川でも一般に上流に大で下流に小となる。

若し或川の流域で各月或は全年の流出率が一定して居るなら誠に便利で、單に雨量測定だけから河の流出量を計算し得るわけである。それで流出率

第31表 河川の流出率

川名	流出率 (%)	川名	流出率
ワイクセル	25.5	コンゴ	38.4
オーデル	23.6	ラブラタ	35.9
エルベ	27.8	ナイル	4.3
ライン	44.2	イラワヂ	47.8
ヴォルガ	31.6	メコン	13.3
ドナウ	32.5	インダス	42.7
ローヌ	36.4	ガンヂス	39.4
セーヌ	27.8	白河	7.3
ロアール	33.6	黄河	19.8
ガロンヌ	55.3	揚子江	39.1
ポ	65.9	オビ	22.4
チベ	54.3	石狩川	98.2
セントローレンス	38.1	瀬田川	75.0
ミシシッピ	23.5	富士川	62.8
コロラド	17.4	大同江	49.9
オリノコ	31.5	漢江(東段)	70.2
アマゾン	27.7	錦江	43.0
ニジェ	37.3	洛東江(高東)	73.9

の研究は一時非常に盛であつたが、さて實地に之を試みると誠に不定で、前月の雨が漸く一二ヶ月後に河へ出るのもあるので、流出高が雨量より多い月などもあつたりして、到底精確に判かるものでない。只大體の程度をいふと、極めて滲透性な地域では15%位の處から、頗る不透性な流域では90%に及ぶものもある。米國多數の川の平均は30%で、其他世界著名河川の流出率をあげると第31表の通りである。

我國での流出率調査の歴史を述べれば、先づ金森氏は瀬田川に於ける月別流出率を明治27~34年の平均として第32表の如く算出した。

第32表 瀬田川の流出率

月	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	全年
流出率	73.1	85.7	89.0	86.9	100.4	48.8	74.2	95.1	57.8	101.8	88.3	72.3	81.12

又、阿部謙夫氏は九州の河川量水所30ヶ所に對し、2乃至3年の觀測から、月別流出率を計算表示したが、最小30%より最大500%にわたり、普通は40%から200%になつて居る。最小流出率は九州全部6月で梅雨期に當り、雨量が著しく大なるに因るが、冬期渇水時は流出率大で特に火山灰地方の川は100%を超え滲透水の補給大なるを示す。

其他、武田繁後氏は根尾川につき月別流量及び流出率を求め、最大流出率は4月に現はれ、昭和8年には136%、昭和9年のそれは實に430.7%にも及んだが、是等は水源地の融雪期に當ることを指摘した。

年流出率に關しては、金森鉄太郎氏が雄物川につき明治26年から37年まで12年間の年毎の流出率を出し、年によつて著しい差があることを示し、又阿部氏は九州の河川數十の調査から年流出率は勿論大抵50~90%を例とするが、河により100%を超ゆる年の間々あることを知り、それ等の川の地方及び地質を考ふるに、滲透性の強い火山灰地方で前年に多雨、當年に少雨なる場合に起ることを指摘した。其他内務省土木局や逓信省から多數の報告が出て居る。

尙ほ茲に一言注意して置きたいことは、以上の日本に於ける調査に於て流出率が一般に高すぎ、時に年流出率すら100%以上にもなるといふ點である。何れもそれぞれの著者が一應の説明を加へては居るが充分でない。かゝる高率の流出率では蒸發は殆んどないことになるではないか。かゝる過大の流出率が出るのは、實は多く雨量を低地に於ける觀測値によつて計算したからで、觀測所の無い高山地域では低地よりも遙に多雨であるから、其の修正をすれば遙に低率の流出率となることは後に述べる山田胖氏の例を見ても分かる。

兎も角同一流域でも流出率は一定でない、換言すれば流出量は降水量と正比例するものでないことが判つたので、學者は種々の見地から別に流出高と降水高との關係を定めようとした。次に其の二三の方法を述べよう。

(1) **ペンク法** ペンク (PENK) やケラー (KELLER) 氏などは、「一定限以下の降水量では毫も流出量とはならない。此の定限を超えた降水量のみがそれに比例する流出量を作る」と考へ、ヨーロッパの諸川に就いて研究した。其の結果、年流出高を A (mm), 年降水高を N (mm) とすれば

ペンク氏 (ボヘミア地方) $A=0.73(N-420)$

ケラー氏 (中歐平均) $A=0.942(N-430)$

を得た。故にこゝでは 420~430mm が流出量を作る最少年雨量の限度である。我國でも金森氏は之に倣ひ、雄物川につき

$A=1.48(N-289.9)$, 流出率 $K=1.48(1-\frac{289.9}{N})$

を得て居る。然し之では年流出率が多くの年に 100% よりも大となるが、それは雨量観測所が低地又は谷間にあつて、高山多雨地域の雨量が加味されて居ない爲である。山田野氏は之が参考として、日橋川の流出率は其の流域雨量の測得値に對し高度修正を行へば適當な値になることを示した。即ち高さ (海拔) H (m) の年雨量 N (mm) は同流域では

$N=1507.9-0.886H+0.00216H^2$

であつて、明治 45 年~大正 3 年までの 3 箇年平均年流出率は 67.6% となつた。金森氏は更に瀬田川につき明治 27~43 年までの 16 年間の調査により次の關係を得た。

$A=1.037(N-465)$, $K=1.037(1-465/N)$

スエーデンの沼澤地方でもワレン (A. WALLÉN) 氏は 24 の流域平均として

$A=1.03N-375$, $K=1.03-\frac{375}{N}$

を得た。

其の後各地で同様の調査をやつてみると、之に類する處もあるが、どうもそれだけでは旨く行かないので、

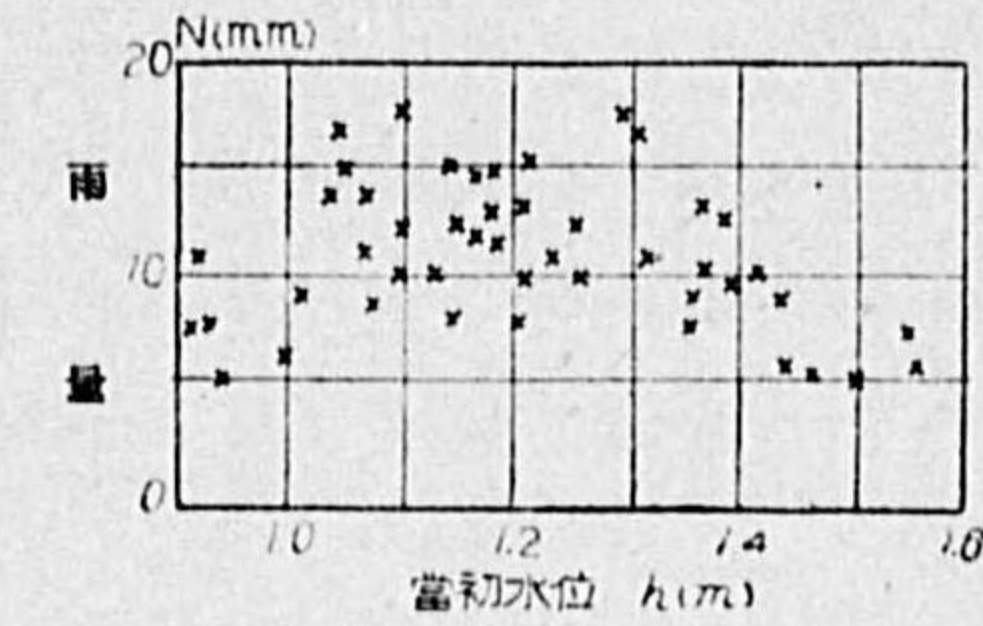
$A=aN+bN^2+cN^3$ (ウレ氏)

$A=N \cdot 10^{-\frac{a}{N}}$ (シュライバー氏)

などの型にした人もある。然し矢張り充分ではない。

尙、降雨があつても或程度の微雨では實際上増水を見ず、又増水する場合で

も或程度以上の降雨があつてから始めて増水し始めることは誰でも知つて居るが、この増水を見ざる雨量乃至増水始め迄の雨量につき定量的研究を行つたものに武田及び吉田の二氏がある。武田氏は根尾川につき、自記水位計で増水を認め得る最小限度 1cm の水位増加始めまでの雨量を 49 回の例につ

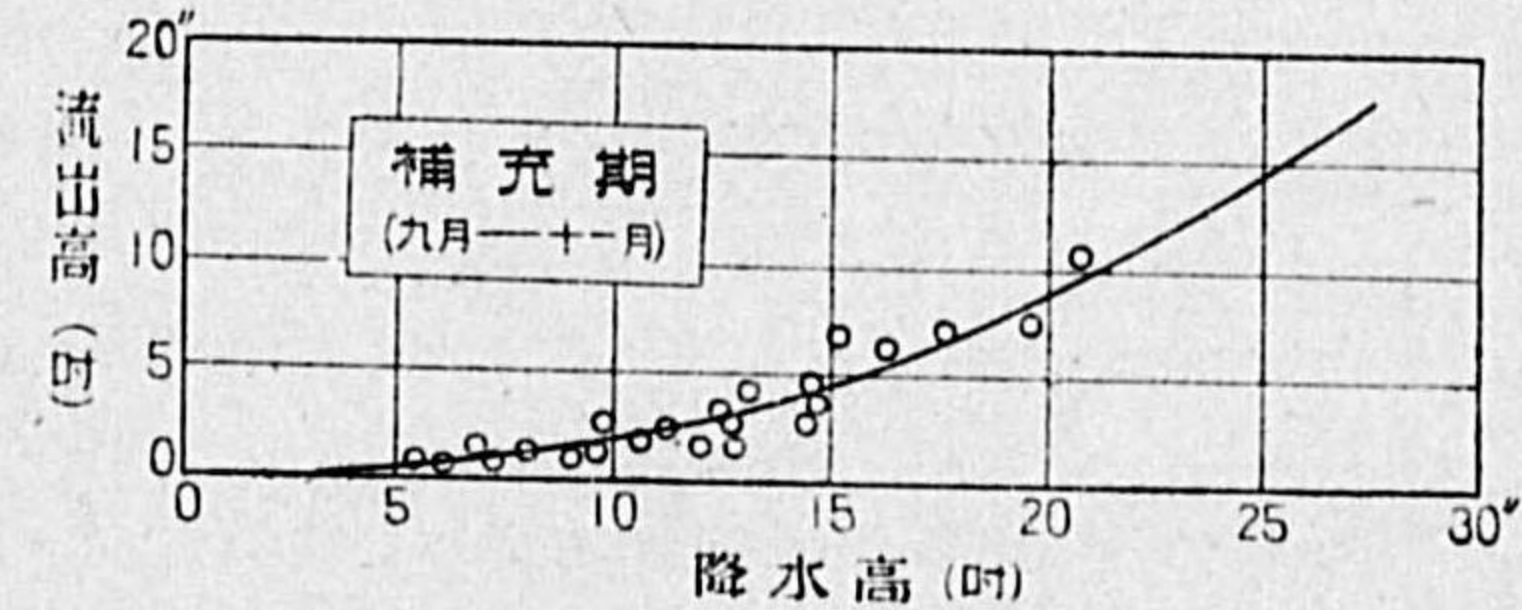
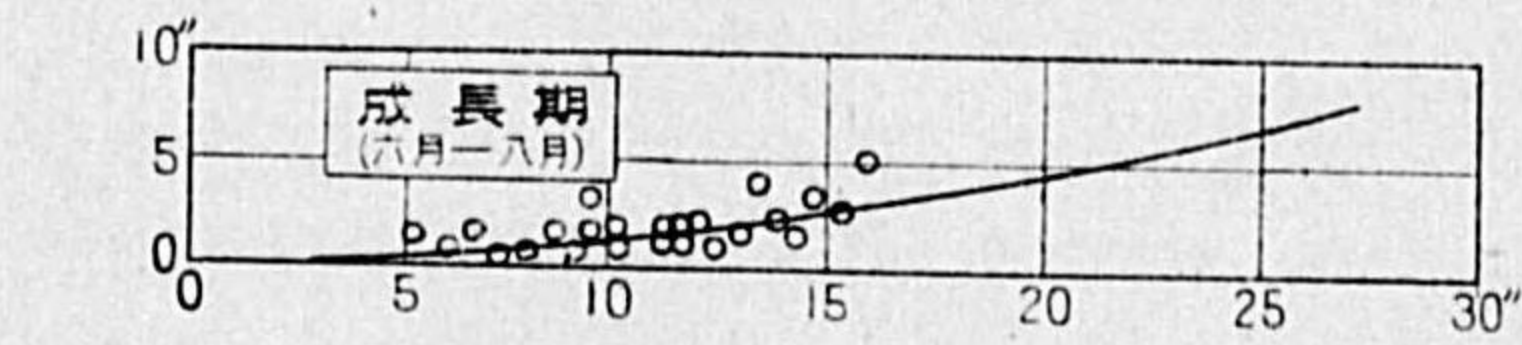
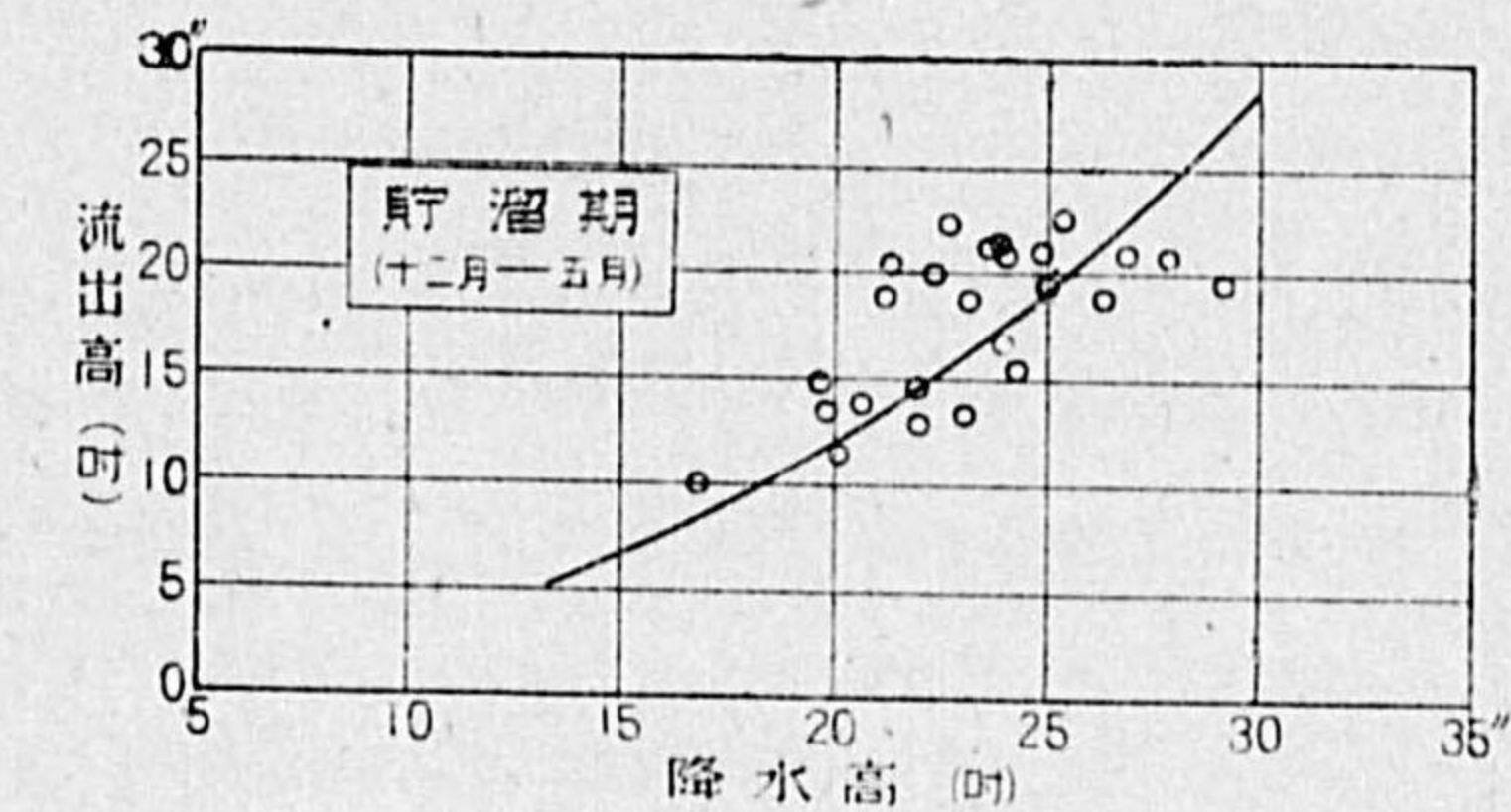


第 18 圖 増水始めまでの雨量

き調査し第 18 圖の様な結果を得、大體に於ては雨量 10mm 以上に達すれば増水が認められた。同様に増水を見ざりし降雨例 35 回につき調査した處、大體雨量 5mm を限度とする様である。尤も同一の雨でも當初の地濕狀況従つて河川流量の大小によつて増水影響を異にすべきは推察に難くないから、その結果増水を見ざる雨量乃至増水始めまでの雨量は最初の水位に關係がある。

吉田重助氏も旭川につき増水始めまでに要する雨量を 28 例調査したが、大約 4~10mm で平均 7mm であつた。

(2) **ラフター法** 毎月或は全年の降水量と流出量とを其の儘グラフに表はして永年に互つて比較して見ると、月により年により誠に不定で統一が付き兼ねるから、ラフター (RAFTER) 氏は試みに 1 年を滞溜期 (前年 12 月より 5 月まで)、成長期 (6 月より 8 月まで)、補充期 (9 月より 11 月



第 19 圖 アメリカ合衆國の降水高と流出高との關係 (ラフター調査)

まで)の3期に分ち、各別に降水高と流出高とを圖示したところ、餘程規則正しい關係が附いて、割合に滑かな曲線を得た(第10圖)。將來は雨量さへ測れば、此等の曲線で流出量を卜することが出来る。

(3) **ケルラー及びマイヤー法** 此の様に色々工夫しても、降水高と流出高とを直接比較してはいゝ加減な結果しか得られない。そこで寧ろこれは消失高(降水高と流出高との差)が殆んど蒸發によることに留意し、蒸發量を別途から定めるのがよからう。初めて此の考へを實行したのはケルラー氏で、蒸發の最大原因は氣温と見て、中央ヨーロッパ諸川の消失高と氣温とを對照調査をなし

$$\text{消失高 } V = 100 + 50T - \frac{1}{3}T^2$$

なる實驗式を得た。こゝに V は年消失高をmmで表はし、 T は流域の年平均氣温を攝氏で測つたものである。

然し蒸發は無論氣温のみによる筈はないから、マイヤー氏は更に詳密に蒸發量を推算する様にした。氏は先づ流域内の水面から蒸發する量は主として氣温によるものとして其の關係を平素研究して置き、次に陸からの直接蒸發は氣温、濕度、風速、地勢、地相等に依るとして、矢張り問題の流域に就いて充分に其の關係を求めて置く。更に植物の吸收發散による間接的蒸發も豫め流域内の森林や地下水等の關係から計算し得る様に研究を進めて置く。かやうな準備が出来れば、其の後は任意の期間に於ける消失高を、其の時の各種事情から算定し得るのである。

ケルラー(KELLER)法にせよマイヤー(MEYER)法にせよ、消出高が出たら流出高は直ちに

$$\text{流出高 } A = \text{降水高 } N - \text{消失高 } V$$

で計算出来るのである。

ゴルトン(A. F. GORTON)氏も北米カ州諸川の年流出量が前年秋季のラホヤ(La Jolla)に於ける海面溫度又は其の年の春季に於けるロサンゼルス氣温に相關あるを知り、之によつて豫報の研究をして居る。

然し是等の方法は一年とか一ヶ月とか相當長期間の流出量を論ずるもの

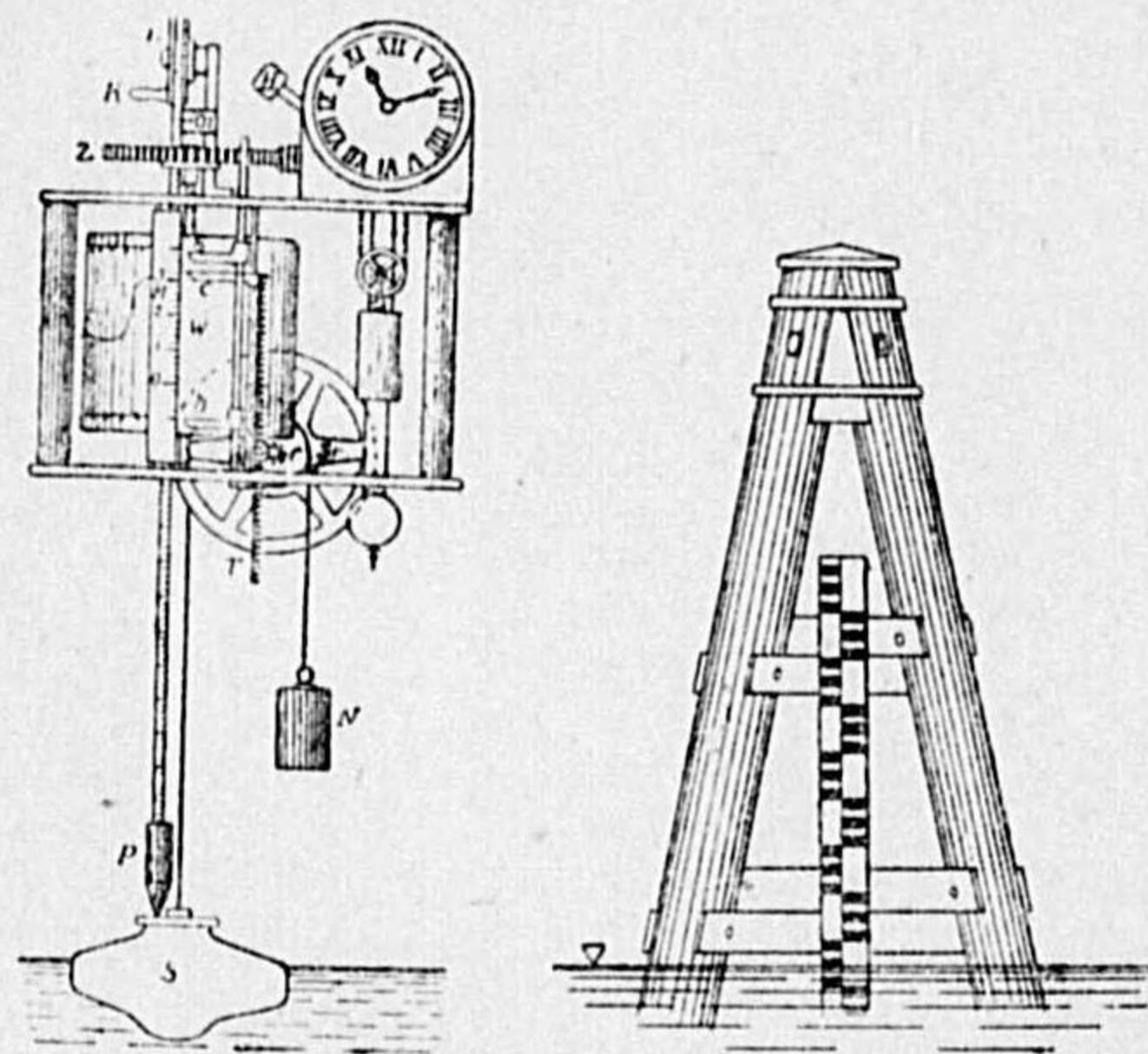
で、一々の降雨による流出には到底利用出来ない。一々の雨による出水時の流出を研究したものに、最近ホルトン氏やシェヤマン氏等があるが、それは説明の都合上洪水の章に譲ることとする。

第二章 河水の流動

第1節 河水位

1.1 水位と其の變化 河の某地點に於ける水位(Water level)とは、其の水面の位置をいひ、或基準面からの高さを以て之を表はす。水位を實測するには量水標(Staff-gauge)と稱する目盛板を河中の適当な場所に建設して、隨時其の目盛によつて水面の位置を読み取るか、或は河水と連通せる井戸内に浮標を浮べ、其の昇降を絶えず紙上に書かせる様にした自記水位計 (Self-recording gauge) を用ふる(第20圖)。かくして得た水位と時間との關係曲線を水位曲線 (Amplitude curve)といふ。

水位は日によつて變動するが其の直接の最大原因は勿論降雨である。然し



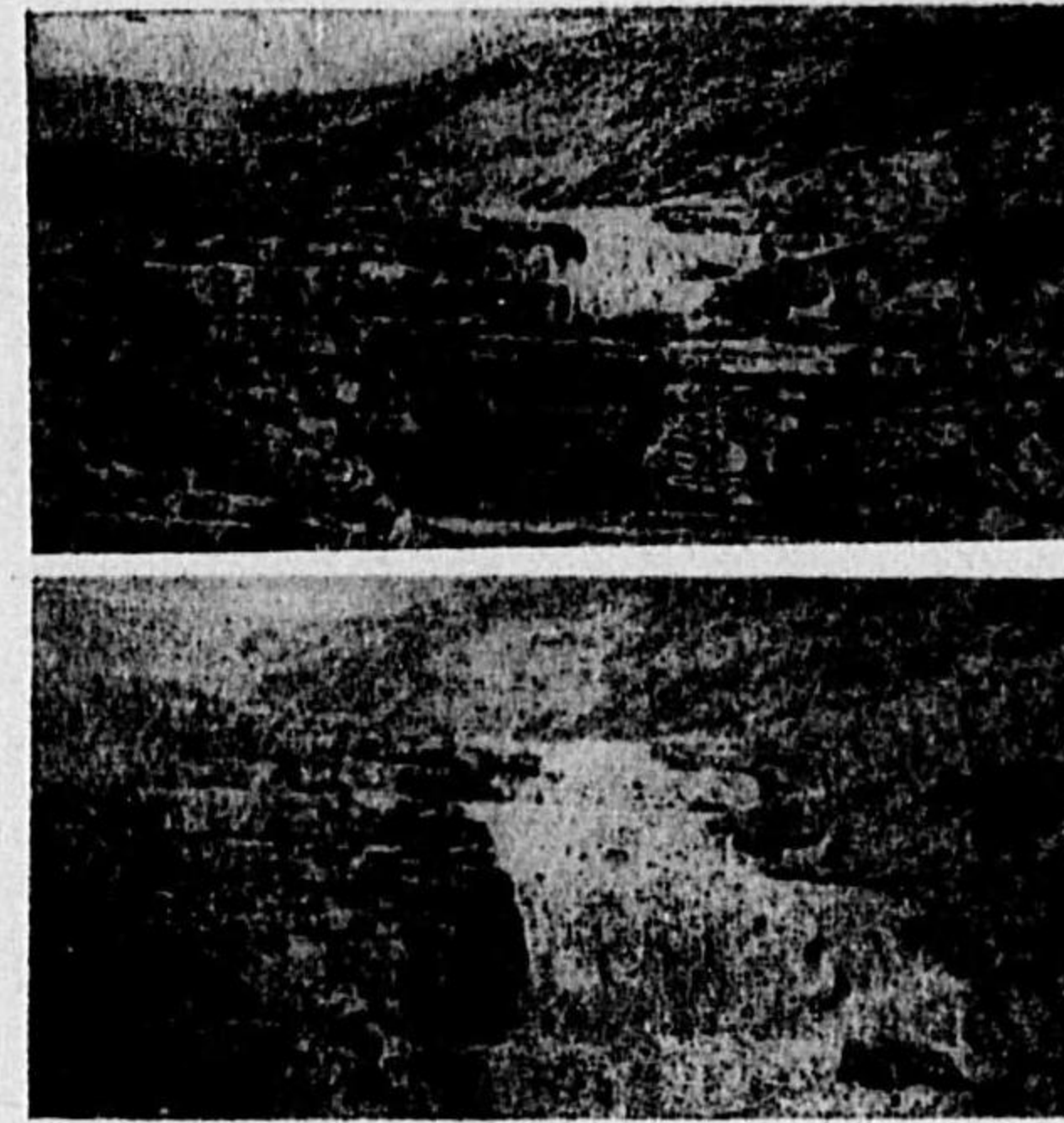
第20圖 量水標と自記水位計

同様の雨でも、川によつて著しく水位の變化に大小がある。河水の涵養が主として雨水の地面流出による川では水位の變動は最も甚だしく、之に反して地下水や湖水に涵養される川では變化が頗る緩慢且つ僅少である。又同一の川では通例上流が變化著しく、數多の支流を併合した下流では變化が少い。

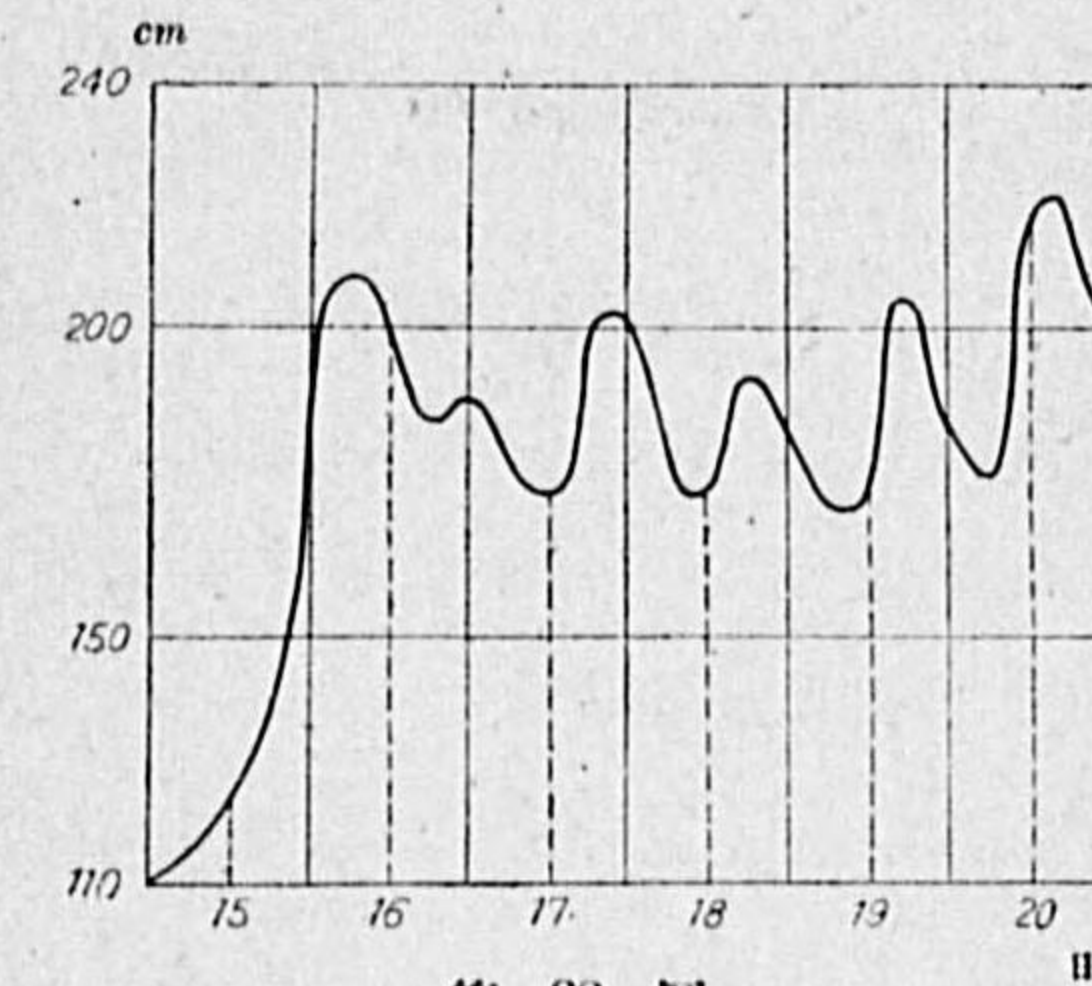
水位には、強雨の都度現れる不規則な急變化の外、比較的規則正しい週期的變化もある。之は雨量そのものに季節的週期性があるばかりでなく、蒸發に影響する日照・氣温・植物等が又週期的に變るからである。

(1) 日變化 普通の川では、強雨でもなければ1日中の水位は大して變らな

いが、山の雪や氷河で涵養される寒地の溪流では、往々晝夜の水位に著しい差を示すものがある(第21圖)。即ち、日中は雪や氷が盛に融けて水位が上ぼり、夜になると融解水の供給が絶えて水位が降る。



第21圖 水位日變化の著しい小川
(カナダのアルバータ山麓)
(大阪毎日新聞社フィルムより撮影)

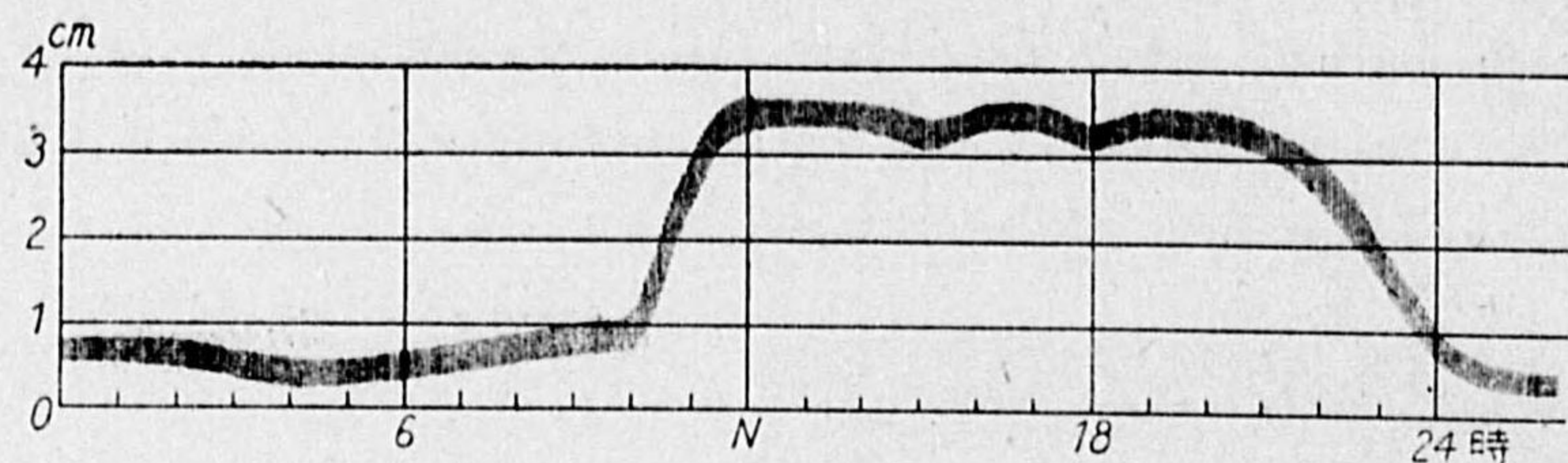


第22圖
オーデル河の雪解による水位日變化

融雪による日變化を量的に研究した例は既に1894年ブリュクナー (E. BRÜCKNER) 氏がロース河で之を示し、グラヴェリュウス (GRAVELIUS) も

1909年3月15日より20日に互りオーデル河で第22圖の様な變化を記録した。我國でも勝谷稔氏は千代川上流地の雪汁量日變化を自記せしめ附近溪水位と比較するに、溪水位は位相が約2時間程遅れて略々雪汁量變化に比例し、又千代川下流水位も約10時間程遅れて其の變化に隨伴し従つて亦上流地の氣温に比例することを示した。吉田氏も旭川につき春季無降雨日の水量が示す真に規則正しい日變化を雪解の影響に歸した。又武田氏も根尾川につき昭和9年春季の無雨の日29日間の平均日變化を調べて雪汁の影響を如實に示した。又川によつては、水車や閘門可動堰などを毎日定時に開閉したり、多數の舟が朝夕きまつて集散するためにも、相當目に立つ水位の日變化を見せるのがある。

然し、以上の様な人為作用や雪解けの影響のない普通の川で、顯著な日變化のある實例は從來餘り報告に接しなかつたのであるが、最近著者等が熊本縣



第23圖 阿蘇黒川の水位變化 (昭和5年6月23日京大農水所自記記録)

阿蘇の黒川で自記水位計を設けて見ると第23圖の様に明瞭な日變化を示し、特に夏期著しく日中には水位高く夜中に低くなる。冬期は其の反對に晝間に低く夜中に高くなるが、其の程度は夏季に比して僅少である。原因は気温及び日射の變化に伴ひ、河水を涵養する地下水が温度従つて其の粘性を變じ、流動性を増減するによるか、或は山谷風の作用によるものと思はれる。

(2) 年變化 雨量と蒸發及び灌漑などの引水が季節によつて違ふため、水位も之に伴つて昇降する。日本では梅雨期に最高で冬若しくは盛夏の候に最低となるものが多い。又、雪國では何處でも其の雪の融ける春期に最高を示すを例とする。融雪と水位との關係は必然的に気温の影響を受くること大である。季節的變化につきて榎本卓藏氏は我國に於ける積雪地方の河川を調べ之を3種に分けた。第1類は冬期の気温が甚だ低く降雪の融るものが殆んどない程度なるも、夏季は気温比較的高く残雪のある山岳に乏しい地方の川で、かゝる川は冬季の渇水甚だしく春季には増水するが、夏季の前半及び秋季の前半は復渇水を來す。第2類は冬季の気温はさまで低下せず、爲に冬季にも積雪の一部が融ける地方の川で、冬期の渇水は前者程にはなく、又春季の融雪増水も早春に終り、夏季前半及び秋季前半は矢張り渇水する。第3類は水源地の気温最も低く四時雪を見る山岳の多い地方の川で、冬季の渇水著しく夏季は渇水なく却つて水量豊富で、秋季前半に至り始めて渇水傾向を示すが、前二者程に甚だしくはないことを實例につき説明して居る。

(3) 永年變化 ブリュックナー氏が發見した様に季候には20年乃至50年、平均約36年の週期があるので、水位變化にも亦同様の週期が認められることは疾くから諸家の注意した所であるが、特に揚子江には漢口で數百年に互り

水位觀測が行はれて居るので、其の資料に基づき速水頌一郎博士が行つた揚子江水位の研究は頗る興味あるものである。1887年から1906年まで漢口に於ける税關の日々記録を借用し、之を分析して、1年、28箇月、6年、11年、及びブリュックナー週期の五つの週期があることを明瞭にした。是等周知のもの外、更にワグナーの16年週期及び1910年頃を極小とする永年變化の存在をも認められた。而して11年及び28箇月周期はブリュックナー變化の相によつて多少變化するものゝ様である。

尙ほ永年の間には水源の森林状態や流域の農耕事情に變化があつたり、或は河川改修などのため大いに水位の變動を來して居る川もある。

1.2 各種の水位 我が國の水力工學界には、次の様な種々の水位を定義して居る。

1. 平均水位と最高最低水位。之は別に説明を要しまい。1日とか1箇月とか或は1年の最高或は最低乃至平均水位などが最もよく使はれる。
2. 満水位。1年の内で355日間はそれより低くなることなく、それより低い日は10日を超えない様な水位である。
3. 低水位一名9箇月水位。1年を通じ275日は之より下らない様な水位をいふ。
4. 平水位一名6ヶ月水位。1年中で之より高い日數と低い日數とが等しい様な水位である。年平均水位とは必ずしも一致せず、大抵はそれより僅か下にある。
5. 最多水位。1年中で其の水位になる日數が最も多いものをいひ、平水位よりも更に幾らか下になるのが普通である。
6. 平均満水位、平均低水位、平均平水位。年々の満水位、低水位、平水位を夫々數年に互り平均したものをいふ。
7. 高水位。毎年1~2回起る程度の出水時の水位である。
8. 洪水位。數年に1回といふ程度の洪水時の水位である。ナイル河では其の高さが満水位上8m内外、ミシシッピー河では18mにも及ぶ處がある。日本でも10m程度の出水は珍しくない。

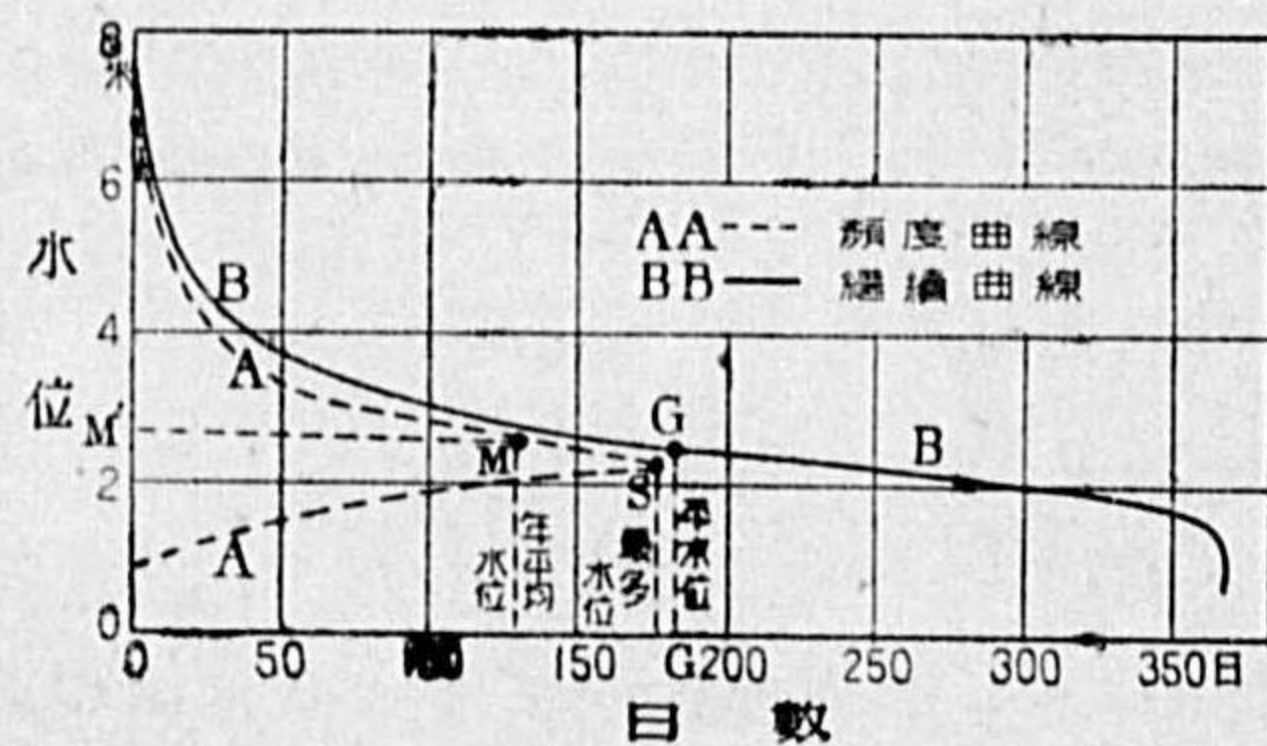
水位は年中成るべく變化の少い方が人生に好都合であるが、川によると甚だしい變動を示すものもある。それで水位變動の程度を表はすため、月平均水位の最高と最低との差を1年中の**周期的變幅**と名づけ、又1年中の最高水位 h_{max} と最低水位 h_{min} との差を**非周期的變幅**と稱し、その大小によつて河川の良い否を判定することがある。又1年中で水位差 10cm 毎の變動に應ずる平均日數即ち $365 \text{日} \times 10 / (h_{max} - h_{min}) \text{cm}$ を**持續率** (Frequency) といつて、それが大なるものをよしとして居る。また既往の最高水位 H_{max} と最低水位 H_{min} の差 $H_{max} - H_{min} = S$ 、や平均年最高低水位の差 $s = h_{max} - h_{min}$ 或は s/S 等を以て河川水位の變動の如何を表はすこともある。第33表は我が國諸川に就いての例である。

第33表 我が國諸川の水位變動程度

河川	地點	平均水位	H_{max}	H_{min}	h_{max}	h_{min}	S	s	s/S
利根川	栗橋	1.26	5.74	0.14	4.56	0.39	5.60	4.17	0.74
淀川	枚方	0.87	5.58	0.08	3.81	0.29	5.50	3.52	0.64
富士川	清水端	0.12	4.70	-0.66	2.81	-0.30	5.36	3.11	0.58
桂川	羽東師	-0.05	5.15	-0.84	3.74	-0.57	5.99	4.31	0.72
宇治川	宇治	0.37	2.42	-0.67	1.58	-0.24	3.09	1.82	0.59
吉野川	川島	-0.33	6.97	-1.68	4.62	-0.10	8.65	5.72	0.66
揖斐川	今尾	1.65	7.76	0.39	5.20	0.90	7.37	4.30	0.59

1.3 水位と日數との對照

1年間の觀測水位中、最高水位から最低水位まで適當の差(例へば 10cm) 毎に、之に應ずる日數を數へ、其の水位と日數とを縦横軸にとつて圖示すると、第24圖 AA の如く公算曲線に類似の結果を得る。之を水位の**頻度曲線** (Frequency curve) といふ。



第24圖 水位と日數 (エレベ河)

又或水位と、最高水位から其の水位までにある日數累計とを以てグラフにすると第24圖 BB の様な曲線になる。之を水位の**持續曲線** (Duration curve) と名づける。

水位の著しく高い日も著しく低い日も僅かなもので、大多數の日は水位に大した差のないことが分る。

頻度曲線上では、頂點Sの水位が最多水位を與へ、同曲線と縦軸とで包む面積を二等分する横線の高さ即ちM點の水位が年平均水位に當る。

又持續曲線上で横軸の中點(半ヶ年)に對する水位GGが、所謂平水位なることは明かである。是等三水位には概ね些少の差がある。第24圖の例では平均水位=2.60 m, 平水位=2.50 m, 最多水位=2.35 m になつて居る。

河水を發電其の他の實用に供する場合、水位が一定値 h よりも低くなると利用出來ないことがある。一年の内、水位が斯様な水位より高い日數を**可用日數** (Available days) といひ、それより低くなる日數を**不可用日數** といふ。

又1年中の最高水位が h_{max} 、最低水位が h_{min} 、平均水位が h_0 なる時、ドイツでは $h_1 = \frac{1}{2}(h_{min} + h_0)$ 以下の水位を**低水域** (Niederwasserbereich) 其の日數を低水日數といひ、 h_1 より $h_2 = \frac{1}{2}(h_0 + h_{max})$ までの水位を**中水域** (Mittelwasserbereich) 其の日數を中水日數と呼び、 h_2 以上を**高水域** (Hochwasserbereich) 其の日數を高水日數といひ、各域毎に水位差 10cm に應ずる日數を其の域の**持續率** といふことがある。是等は勿論同じ川でも年によつて多少の相違がある。例へばグラヴェリュースによるとライン河のマンハイムでは次の如くである。

第34表 ライン河の各水域持續率

1910年				1901—10年平均			
域	日數	持續率	域	日數	持續率		
低水	29 ^{cm}	7日	2.4日	低水	87 ^{cm}	92日	10.6日
中水	232	250	10.8	中水	232	241	10.4
高水	251	108	4.3	高水	145	32	2.2

1.4 呼應水位と水位の豫報

水位の動搖することは前述の如くであるが、然し其の中には又或期間引つゞき同一水位を持續することもないではない。かゝる場合には水位が**固定状態**にありといひ、増水時なら其の昇りつめたとき(洪水波の頂點の如き)、或は平日地下水の涵養が河の流出量と釣合つて居るとき等である。

固定状態にある川の上下各地點の水位を互に**呼應水位**(Corresponding W.L.)と稱する。平素或川の上流と下流とで同時觀測を行ひ、呼應水位の關係を實驗式なり曲線なりにして決定して置けば、以後は單に上流の觀測水位だけから下流の水位を豫知し得るわけである。例へばライン河の二地點アンデルナハ(Andernach)とキョルン(Köln)との呼應水位をA及びKとすると

$$K(m) = (1.08A - 0.57) \dots\dots\dots 1.47 < A < 2.82 \text{ のとき}$$

$$= (1.02A - 0.41) \dots\dots\dots 2.82 < A < 5.43 \quad \text{〃}$$

$$= (1.08A - 0.75) \dots\dots\dots 5.43 < A < 7.16 \quad \text{〃}$$

なる關係が見出されて居る。此の方法は、後に述べるやうに最も合理的な洪水豫報の一法として利用することが出来る。

第2節 水面の形状

2.1 縦断形状—落差と水面勾配

上記の呼應水位を連結した形が正常の水面縦断形状であるが、河水は河道の傾斜によつて流れるのであるから、其の水面の高低も大體に於ては河道のそれに伴ふけれども、然し完全に同一ではない。河底には種々複雑な凹凸起伏があつても、水面は一々それ等の小凹凸に追隨するのではなく、比較的大まかに滑かな面をなす。特に深い川ほどさうである。

或川の上下二地點に於ける水面の高さの差を**落差**(Fall of level)といひ、落差を其の間の川の長さで割つた比を**水面勾配**(Slope)といふ。普通1000分の1單位をとり、「長さ1軒につき落差何米の割合」といふやうに言ひ表はす。

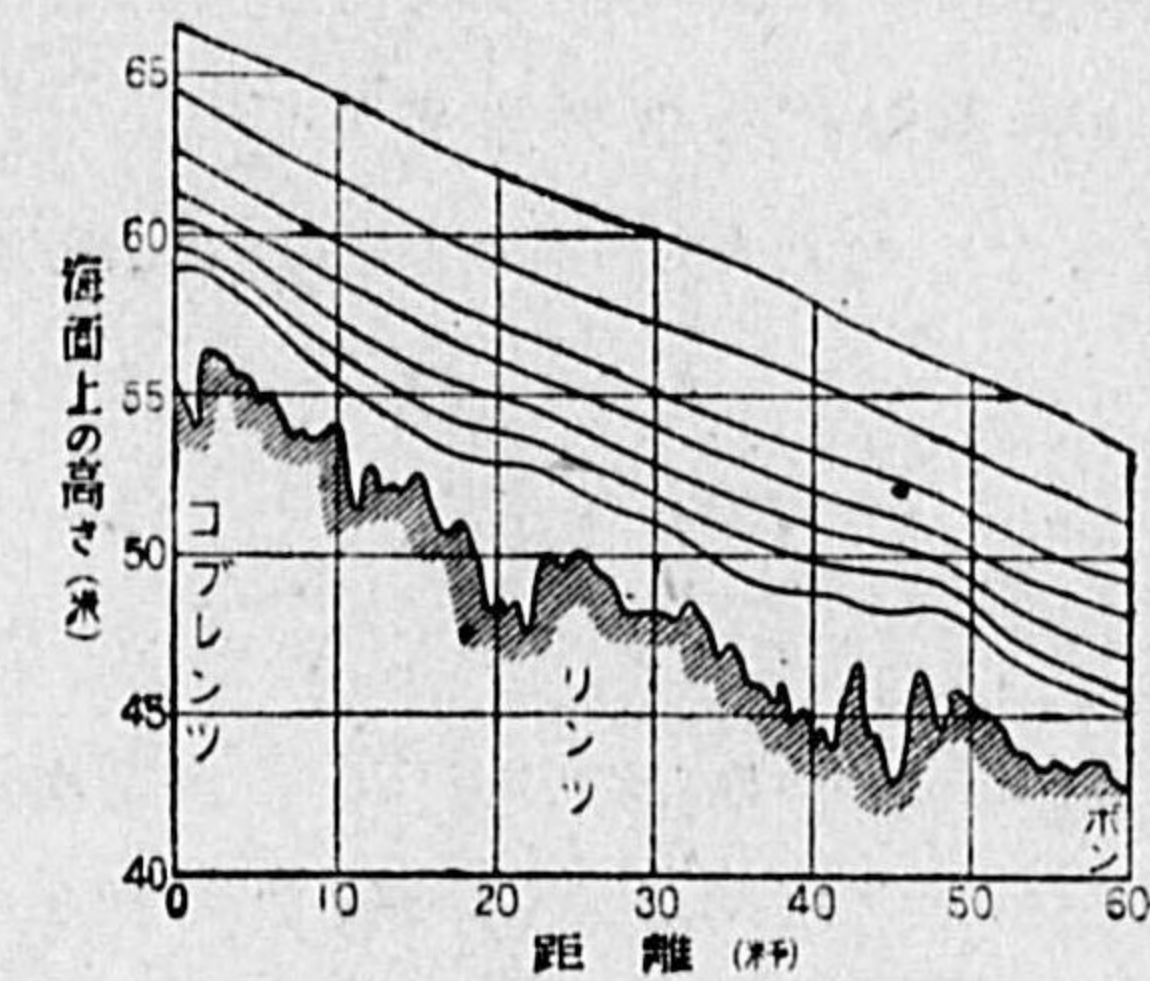
水面勾配は川によつて違ひ、一般に大河ほど緩かである。又同一の川では上流山間部が勾配急で、下流程緩かなことはいふまでもない。實例を次表に掲げて其の程度を示す。

第35表 水面勾配の數例

アマゾン	下流平均	0.002	信濃川下流	76 km平均	0.210
ヴォルガ	全平均	0.032	富士川	70	3.00
コロラド	全平均	1.42	利根川	86	0.028

2.2 水面勾配と水位 一定地點では水位が同じなら水面勾配も亦一定である。

然し**水位が變れば水面勾配も明かに變る。**水位が非常に下つて水が極く淺くなれば、水面にも河底の凹凸が如實に現れ、區域區域で勾配の相異が著しく、之に反して水量が増して河が頗る深くなると、河底の凹凸は陰蔽されて水面は長い距離の間均一勾配にならうとする傾向がある(第25圖)。



第25圖 水面勾配と水位 (ライン河)

2.3 水面勾配の階段性

水量の多い長大な河では、水面勾配が前記の如く或區域間殆んど均一になるが次の區域は又それとはつきり違つた別の均一勾配になるといふ場合に、水面勾配が判然と階段的に違ふ數區域に分れる傾きを示す。例へばローヌ河でリヨン以下スージャン附近までは略と均一勾配1/3846であり、スージャン以下は又約1/4300の均一勾配である。之は河底を流下する砂礫の粒の大きさに關係することであるが、其の説明は後章に譲る。(第四章第3節第3項)

2.4 水面の横断形状

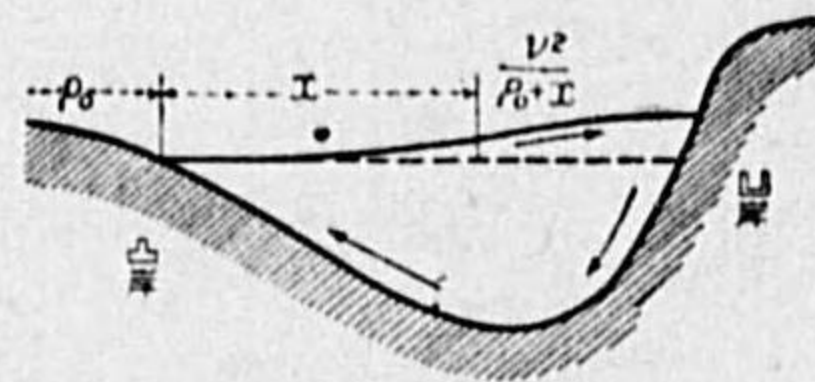
昔から水面の横断形状に就いては異説紛々で或人はベルヌーイ法則から考へ、兩岸よりも流れの速い中央部が表面膨出して高いに相違ないといふし、又或人は云ふ、いや水は川筋に沿うて縦に流れるばかりでなく、幾分横にも垂直にも流れるものである。即ち表面では兩岸から中央に進み、其處で沈む。河底では反對に中央から兩岸へ流れて行き、其處で上昇する。此のため兩岸では水面が高く、中央が低からうと。

然し實際の觀察によると、ナイヤガラの瀧下の急流は著しく中央が高いので有名であるが、普通の河では、河道の直線な部分なら、平素は殆んど水平に近く、水平との差は問題にする程のものでない。但しどの川でも洪水の増水期には肉眼でも認められるほど中央が高く、減水期には却つて中央が低くなる



第26圖 直線河道の水面横断形状

(第26圖). 之はルブレヒト氏によると洪水波が下流へ傳はつて行く速度は水深の大きなほど速い理であるから、真直な川では洪水波は浅い兩岸よりも深い中央部を幾らか早く通る。其の結果増水期には中央部が早く高まり、減水期には早く低まるのだといふ。従つて、水泡や塵埃などの浮游物は、増水期には岸に近づき、減水期には中央に集まつて流れる。



第27圖 彎曲部の水面

も一つ例外なく認められる事實は、川筋が曲がつて居る彎曲部の水面は、其の凹岸(川の中から見て凹なる岸)の方が凸岸よりも高いことである。之は勿論水流の彎曲に對する遠心力の作用に基づく。第27圖に於て凸岸に於ける河道の曲率半徑を ρ_0 とし、之より凹岸に向ひ x の距離に於ける水面の上昇を y とし流速を v とすれば、水面は重力と遠心力との合力に直角なる傾斜面となる筈であるから、

$$\frac{dy}{dx} = \frac{v^2/(\rho_0+x)}{g} \quad \text{或は} \quad dy = \int_0^x \frac{v^2}{g} \frac{dx}{\rho_0+x} \quad (2.1)$$

若し流速 v が河の横断線上到る處一定ならば、(2.1)式は直ちに積分して

$$y = \frac{v^2}{g} \log(1+x/\rho_0) \quad (2.2)$$

となる。之が普通使用される式であるが、此の式が示す曲線は上方に凸なる單純曲線であつて、實際は凸岸に近い部分が上向に凹状をなし横断曲線はS字状なることと完全には一致しない。そこで久永勇吉氏は、上の缺點は流速 v を一定と見做したるため、 v を x に對し拋物線的關係ありとし

$$v = v_0 + bx + ax^2 \quad (2.3)$$

と置いて(2.1)式を積分し

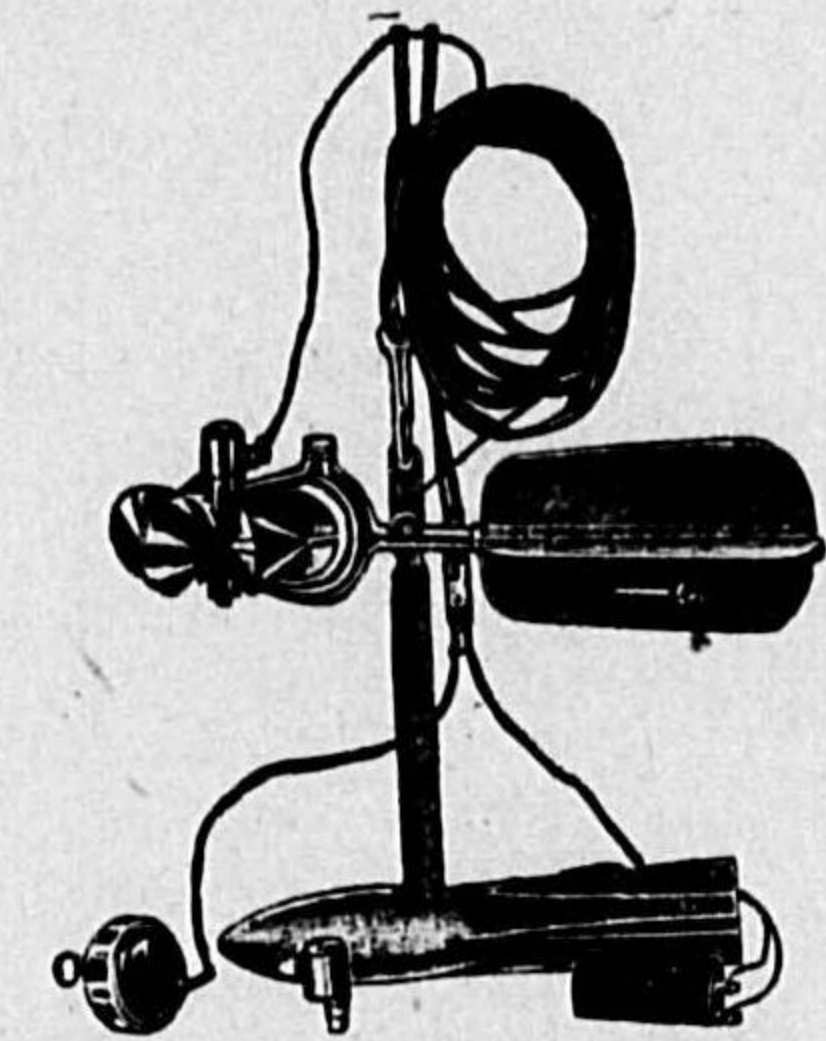
$$y = Ax^4 + Bx^3 + Cx^2 + Dx + \frac{v_0^2}{g} \log(1+x/\rho_0) \quad (2.4)$$

なる結果を得た。之を阿武隈川其他二つの例について適用し、實際上妥當なることを示して居る。

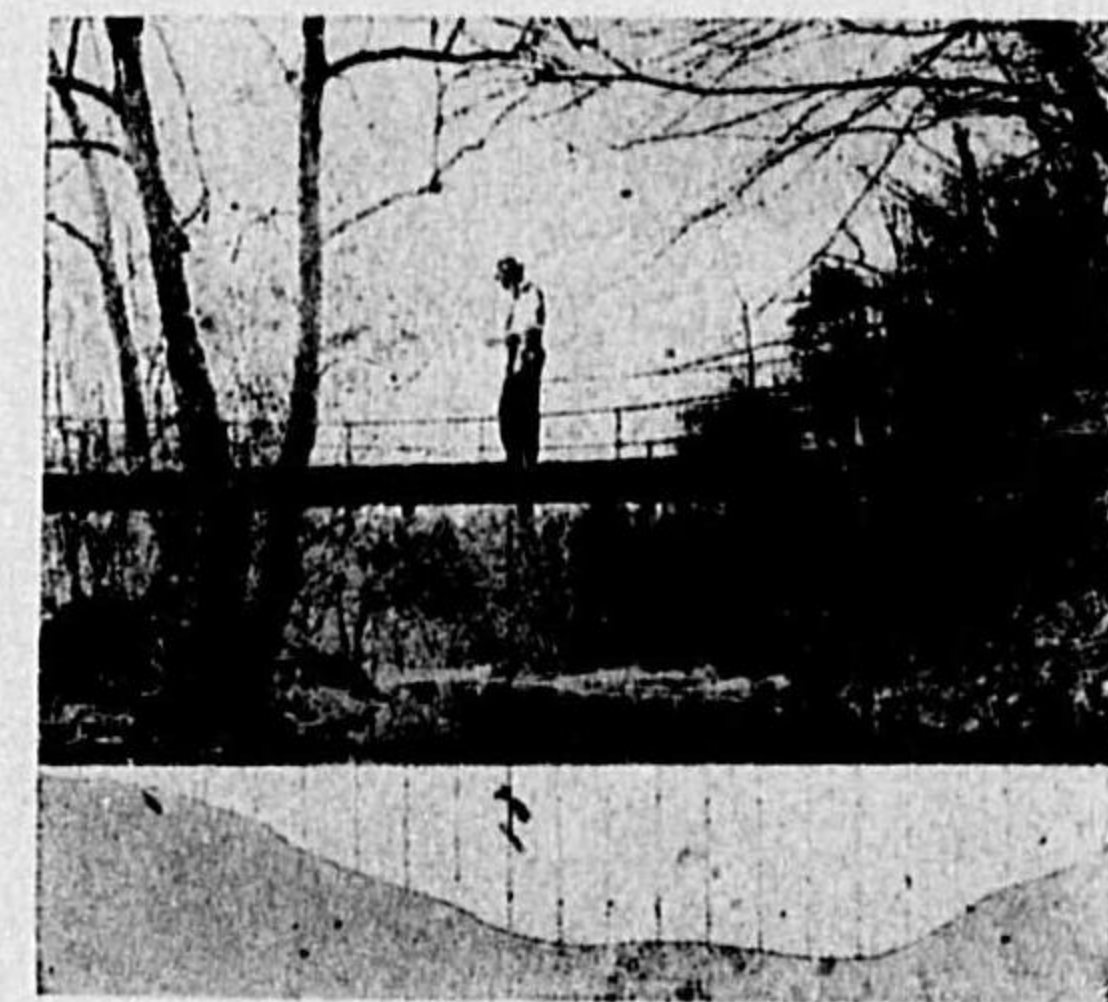
第3節 流速

3.1 流速の分布 川の流速を實測するには、浮子を水中に浮べてそれが一定距離を流下する時間からきめたり、或は風力計類似の流速計(Current-meter)と稱する器械やピトー管などを用ひて之を行ふ。第28圖は流速計の一例で、第29圖は測定の有様である。

また極めて小さい川では、浮子の代りに色素や食鹽水などを流し、其の最大濃度の中心の移動を電流計や色度計で觀測することもある。又野瀬正人氏は、錘を附けた一條の綱を河中に下ろし流によつて傾いた綱の水面での傾角と張力とを測つて流速を出す方法を述べ、流速の垂直分布を拋物線と假定した場合の理論式を作り、之を實驗に徴した。宮城音五郎氏は、普通の流速計が感ぜぬ様な遅い流れは、底より空氣泡を放出しそれが水面に上昇する間の水平變位により測定し得べきことを模型實驗で確めた。



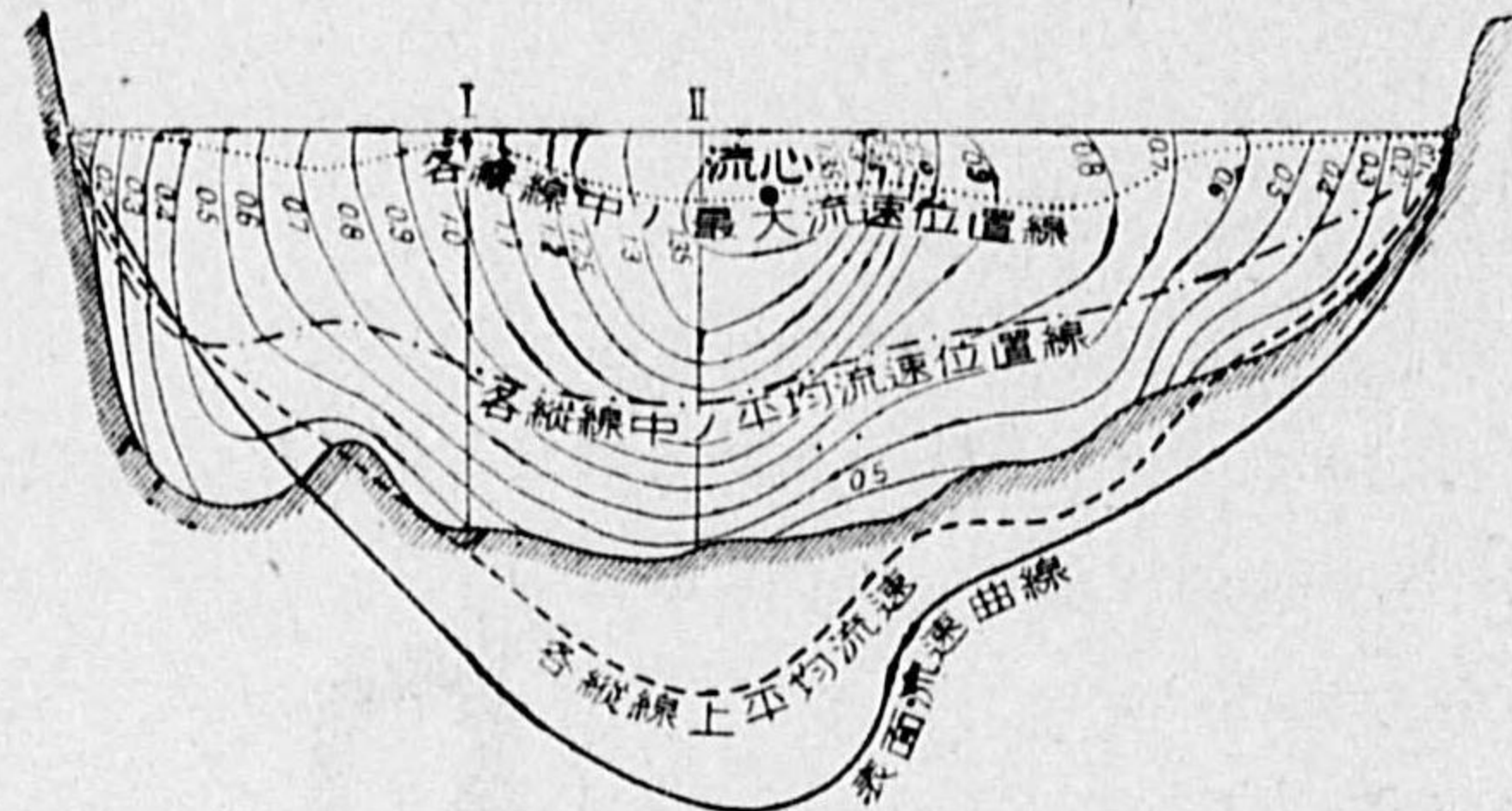
第28圖 フライス型流速計



第29圖 橋上より流速測定

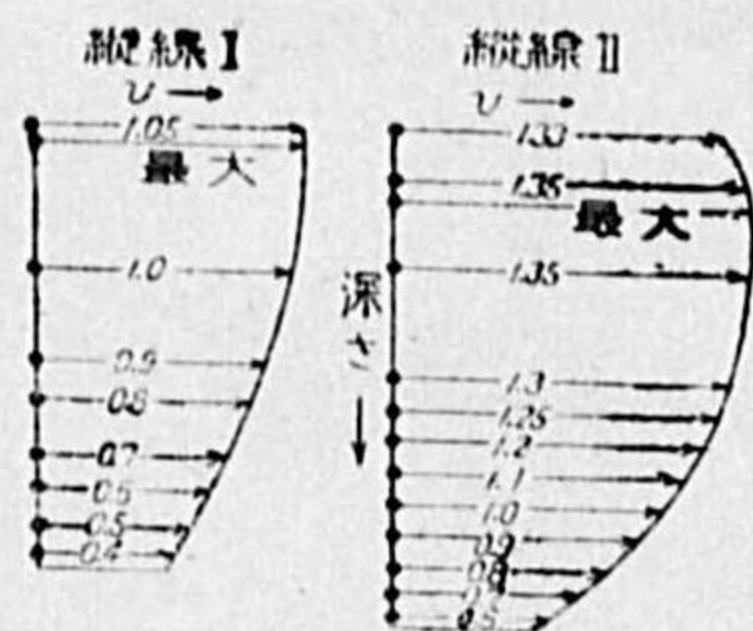
流速は同じ川でも場所によつて速ひ上流に速く下流に遅く、表層は速く底層は遅い。又兩岸は遅く、最大流速は、河

道が真直な所では其の中央線上に、彎曲した河道では凹岸に近い所にある。之を河の流心といふ。第30圖は或川の一横断面上で實測した流速の分布圖で、等速度の點を連ねた所謂等速度線が引いてある。第31圖は其の中の二垂直線上に於ける流速と深さとの關係を示した曲線で、最大流速は表面よりも



第30圖 横断面流速分布例 (単位は毎秒呎)

若干下にある。多くは水深の $\frac{1}{10}$ 乃至 $\frac{4}{10}$ の處である。第31圖の様な流速の垂直分布曲線は拋物線と見る人(ハンプレイス)もあり、又對數曲線と見る人(オスムンダベル)



第31圖 流速垂直分布例

ル)もある。それ等の理論は後に譲る。見も角かやうな流速分布圖を知れば、それから各垂直線上の平均流速でも、横断面全體の平均流速でも容易に算定することができる。而して水面に於ける速度を水面速度、水底に於けるを水底速度と稱へる。前者は後者の約2倍に等しい。

[注意] 垂直分布曲線を拋物線とすると、其の

平均流速は數理上、表面から水深の10分の2.1及び7.9の二箇處の流速の和の半分に相當し、又10分の6の處の流速に略ぼ近い筈である。故に短時間に横断面上の平均流速を知りたい場合には、往々各垂直線上水面から10分の2と8の二箇所だけ測つたり、一層簡単に10分の6の處だけ測つたりする。又、若し都合によつて表面流速のみを測つた場合には、各垂直線の平均速度は其の表面速の0.85~0.91倍に當り、横断全體の總平均速度(v_m)は最大表面流速(v_0)の0.8倍に當ると見て大差ない。勿論精しくいへば川によつて多少の相違はある。例へば第36表の通りである。又ワグナーが諸川での觀測によると

$$v_m = 0.705 v_0 + 0.001 v_0^2$$

第36表 平均速度と表面速度との比

出所	Prony氏 小木桶實驗	セイヌ河 實測	ネバ河 實測	Bollean氏 溝渠實驗	ガロンヌ河 實測	Cunningham 氏實驗
$\frac{v_m}{v_0}$	0.8164	0.62	0.78	0.82	0.80	0.823

平均流速は、よく流れる川で通例毎秒0.5~1.5 m位、速いので毎秒3 m程度である。但し急な瀬などは之よりもずつと速く、毎秒10 mにも達する。

3.2 水流の種類 通俗には急流と緩流との區別ははつきりしないが、學術的には次の様に明瞭に區別する。

水深 h なる處の波の速度は最大限度 \sqrt{gh} な筈である。茲に g は重力加速度を表はす。そこで今川の平均流速が \sqrt{gh} よりも大ならば波は決して溯上することなく、下流の水に種々擾亂を與へても其の影響は上流に及ぶことが出来ない。かゝる川を急流(Bach)といふ。之に反し平均流速が \sqrt{gh} より小なる川を緩流(Fluss)と稱し、下流に擾亂を與へるとそれが上流へ影響する。かくの如く定義すれば、急流と緩流との別は河川工學上頗る大切な意味を持つことになる。急流ならば下流に堰を設けなどしても上流の水流には影響せぬし、海の潮浪も溯上することは出来ない。

又水流の各點に於ける流速が大きさも方向も時間によつて變らず常に一定なるときには、之を定流(Steady flow)といひ、之に反して流速が時間と共に變るものを不定流(Unsteady flow)といふ。河川は出水時には著しい不定流である。平時と雖も嚴密に云へば不定流なるも、其の變化は極めて緩慢であるから、實用上には定流として取扱ふ場合が多い。

定流の内でも、水路の各断面の平均流速が同一である場合には之を等流(Uniform flow)といひ、断面により異なるものは不等流(Non-uniform flow)と呼ぶ。

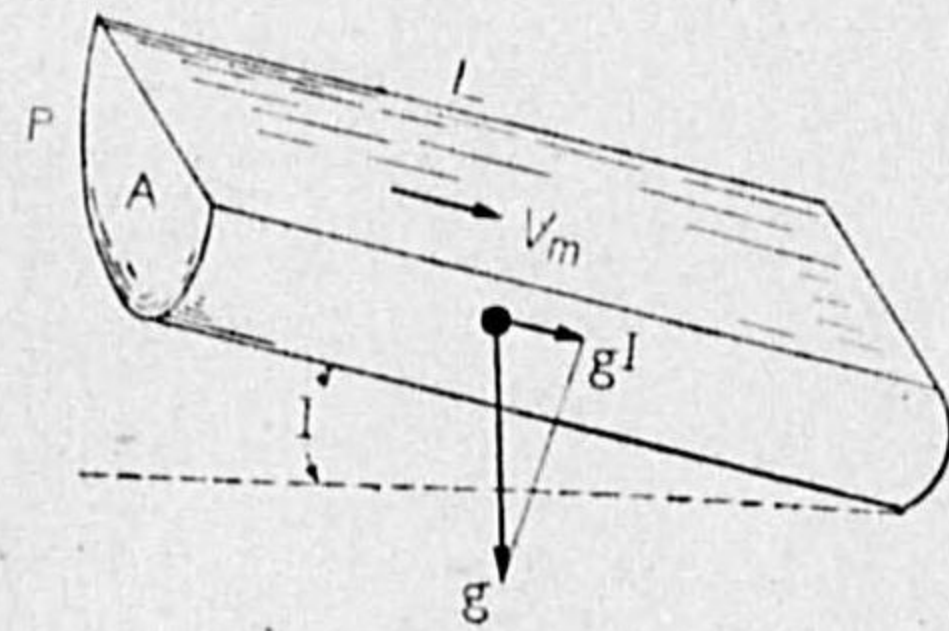
3.3 流速と水面勾配及び水深 水が流れるのは勾配があればこそで、川の流速が水面勾配の大なる程速いのは云ふまでもない。又同一勾配なら水深の大なる程流速も大である。これは河底及び河岸の摩擦抵抗が深い川ほど水量の割合には少いわけであるからである。次に是等の關係を今少しく詳述しよう。

毛細管内の極く緩慢な流れはボアジュイユの法則に従ひ、平均流速は勾配に比例するのであるが、實際の川では所謂亂流(Turbulent flow)をなして無數の小さい渦動を含み、ために流速は絶えず分秒の短週期で小變動をなし、恰も脈

搏の如く所謂脈動的 (Pulsatory) である。上流部ほど特に著しい。前に言つた定流なるものも實は時間的平均に於て流速が一定だといふに外ならぬ。斯様な流れで我々の實測し得るものは畢竟是等の變動をおし均したものに過ぎない。そして3分間にも互つて測れば、實際上それ等の脈動的變化は平均されてしまふ。河川に於ける水流の動因は重力であるから、其の流速は第一に水面勾配に支配されるのは勿論であるが、其の外河の深さや幅並びに河床の状態によつて違ふ。此等の關係を示したものにシェーギー公式

$$v_m = C\sqrt{RI} \quad (3.1)$$

がある。こゝに、 v_m は水路断面の平均流速、 I は水面勾配である。又 R は徑深



第 32 圖

(Hydraulic radius) と稱し、水路の横断面積 A を其の潤周 P (断面上、水路壁の水に接せる部分の長さ) にて除したる商をいひ、河では其の平均深度と見ても差支ない。此の式は定常流に限るもので之を導くには第 32 圖に於て長さ L だけの河水全體を考へ

る。之に働く重力の分力と河床の摩擦とが釣合つて定常流をなして居ると見れば、單位面積の摩擦係数を f とし

$$A \cdot L \cdot g \rho I = f P \cdot L \cdot v_m^2$$

$$\therefore v_m = \sqrt{\frac{gP}{f}} \sqrt{\frac{A}{P} I}$$

で (3.1) 式となるのである。シェーギー (Chezy) 氏自身は C を水路の床面のみに關する常數としたが、其の後の一層精密な實驗研究によると、深さ或は水面勾配にも幾らか關係がある。例へば v_m を m/sec, R を m, I をラヂアンで測ると、バザン (Basin) は

$$C = 87 \left\{ 1 + \gamma \sqrt{R} \right\}$$

だと云ひ、又クッター (Kutter) は

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{I}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{I} \right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \quad (3.2)$$

だといふ。こゝに γ 或は n は水路の床面の状態に關する常數であつて、之を粗度係數 (Roughness coefficient) と名づける。その程度は次表の通りである。

第 37 表 粗 度 係 數

河 川 状 況	クッター氏の n				バザン氏の γ
	完全	良好	中位	不良	
(1) 整正なる直線河道、深淵や淺堆なし	0.025	0.0275	0.030	0.033	1.75
(2) 同上、但し多少の草や石塊がある	0.030	0.033	0.035	0.040	2.00
(3) 彎曲河道、淵や堆がある	0.033	0.035	0.040	0.045	2.20
(4) 溪 流	0.050				3.35

其の後多くの人の經驗に徴するに、バザン式は運河や小規模の川に用ひてよく、クッター式は普通の河川に適する。それで今日では歐洲及び我國の學者は殆んど皆シェーギー・クッター式を採用して居る。然しクッターのは單なる實驗式でありながら餘りに複雑で實用上にも又理論計算上に適用するにも不便である。それで直木倫太郎氏はシェーギー式 $v = C\sqrt{RI}$ に捉はれることなく、寧ろ GAUCKLER 等に従ひ $v = \alpha R^m I^n$ の如くして、 α, m, n を定むるの合理的なるを論じ、市瀬恭次郎氏は北上川及び下關海峡の實測調査から

$$v = C\sqrt{RI}, \quad C = \alpha + \beta \sqrt{I}$$

なる關係あるを認め、クッター係數の代りに用ふべき式として提唱した。

又米國學者は殆んど皆英人マンニング (MANNING) の公式なるものを使用する。それは v を呎/秒, R を ft で測れば

$$v = \frac{1.486}{n} R^{2/3} I^{1/2} \quad (3.3)$$

といふのである。 n は前同様の粗度係數を意味する。我が國でも米秒單位を使用し、溝江昇氏は模型實驗で、セメント水路だと $v = 175 R^{0.7} I^{0.50}$ となつたが、之に砂を敷くと $v = (150 - 11840 I^{0.793}) R^{0.7} I^{0.50}$ となるし、更に之を頭に置いて自然の河川につき多數の實例を整理すれば、次の式が成立するといふ。

$$v = (90 - 122 I^{0.180}) R^{0.7} I^{0.50}$$

兎も角シェーギー式にせよ、マンニング式にせよ流速は水面勾配のみなら

す水深にも関係があるので、同一河川でも流速は水位と共に時によつて違ひ、洪水時には平素より遙かに速く平素の緩流も急流に化することが多い。一時間 40 km にも達することも珍しくない。

或川の平均流速と水位(従つて水深 R)との関係を曲線に現はしたものを、平均流速曲線(Mean velocity curve)といふ。之は河川調査上極めて重要なものである。尙ほ河流の石礫轉流等の問題には平均流速よりも底流が必要になる。河底流速を v_b とすると、平均流速 v_m や水面流速 v_0 との間には次の様な関係がある。

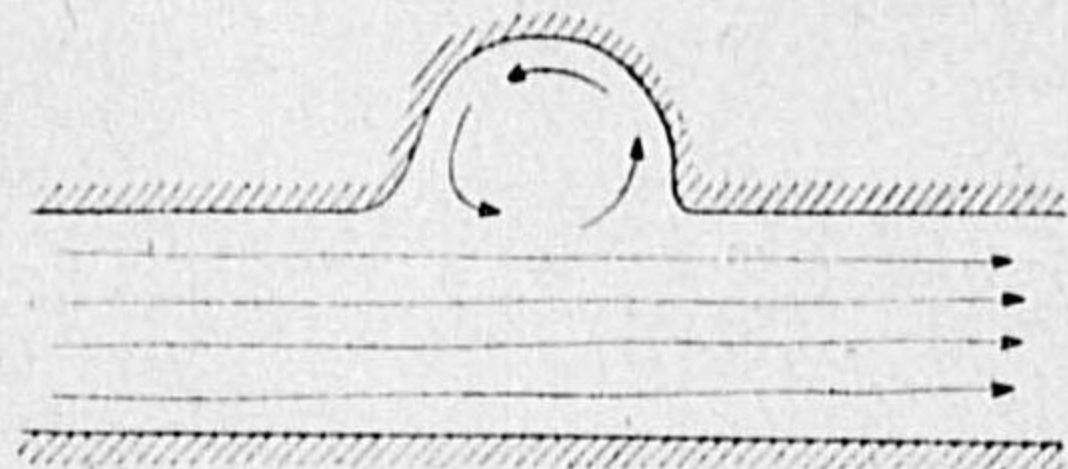
ダルシー(Darcy) $v_b = v_m - 11\sqrt{RI}$

クリスチヤンゼン(Christiansen) $v_0 - v_b = v_m/2$

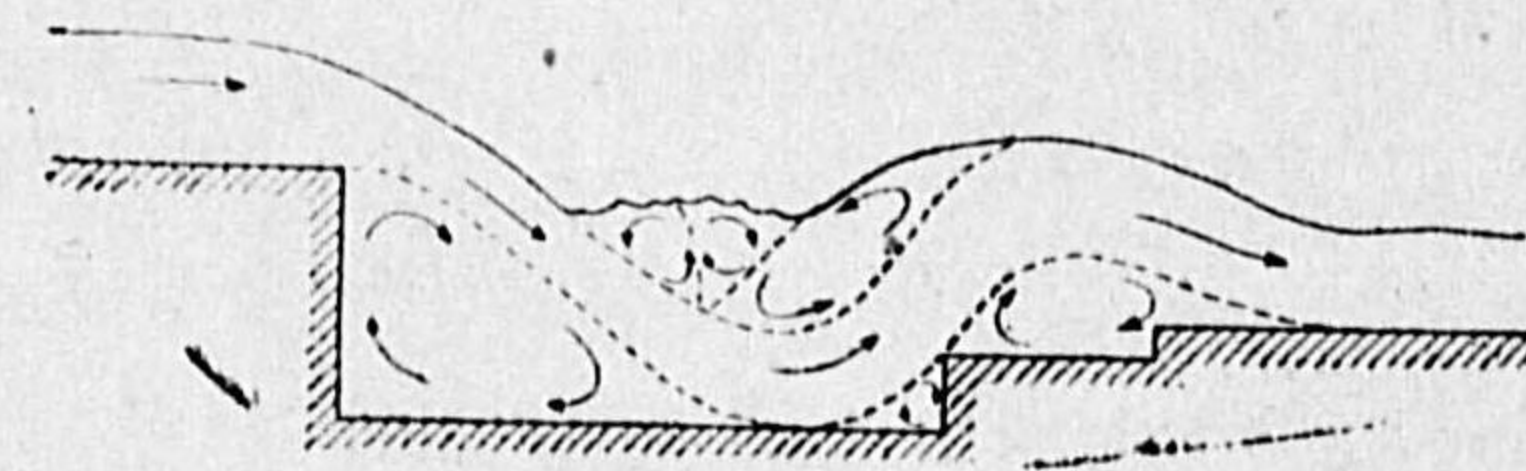
デュピュイ(Dupuit) $v_b = v_m / (1 + 0.0073R)$

3.4 渦巻きと渦動交換 河水は上流から下流へ流れるのが順であるが、時には其の一部が逆流をして、河の中に明瞭な渦巻きを形成することがある。

(1) 渦動の種類 この渦流に二種類ある。第一種は移動性渦流で、或軸の周りに圓形を描いて廻轉する渦動が、其の軸従つて渦動全體として次第に



第 33 圖 河岸渦流



第 34 圖 河底の凹みによる渦流

下流に移動し行くものである。第二種は不動渦流で、河岸や河底に急な引込みがあつたり、河道が急轉回する内側の下流では、其の中の水が同じ場所で何度もくるくる廻轉し、その渦流軸は不動で其

の位置は變らぬ。水分子軌道は必ずしも圓形でなく、其の河岸や河底の地形如何で色々になる。第 33 圖は河岸の引

込みによる渦流。第 34 圖は河底の凹みによる渦流の有様である。前者は廻轉軸が垂直で水分子は廻りながら下へ吸込まれる傾きがあり、後者の軸は水

平である。

不動渦流内の水はどうしても永く同じ場所に滯溜する傾向があるから、之を死水といふこともある。

(2) 擾亂交換と渦動粘性 上記の如く一見して分る程の大きな渦流を別にしても、河流には一般に無数の小渦流を含むもので、整正な直線河道内の穩かな流れであつてもそれは學問上に所謂整流(Laminar flow)ではなく、亂流(Turbulent flow)に屬することは既に述べた所で、河流の流速が脈動的なることもその現はれの一つである。亂流内では水がそれ等の大小渦流によつて掻き混ぜられるから、河水の持つて居る凡ゆる物質乃至性質は其の濃度の異なる層から小なる層へ移動し、全體均一にならうとする傾向が生ずる。この作用を擾亂交換作用(Austausch)といふ。河水の流速も表層と底層とで違ふから、此の擾亂交換作用によつて運動量が大なる處より小なる處に移されんとし所謂渦動粘性(Eddy viscosity)を生じ、普通の分子粘性(Molecular viscosity)と類似の作用を呈する。即ち深さ z の層の流速が v で、其の下 dz の層の速度が $v+dv$ で、兩層の間に dv だけの速度の差があつて相對的に滑りがあると、渦動粘性は此の滑りを阻止せんとして單位面積毎に剪斷力(Shearing stress) $\tau = -\mu \frac{dv}{dz}$ が働くことになる。この μ を渦動粘性係數といふ。普通の分子粘性係數は大約 0.014 C. G. S. に過ぎないのに、渦動粘性係數は、東中秀雄氏が揚子江で出したのを見ると 408 といふやうに數百乃至數萬倍もあるのである。従つて河川問題を論ずる時には渦動粘性に對し分子粘性は全く無視して差支ない。

亂流は川に限らず、水道管内の水流でも、風でも海流でも、皆然りで、其の性質を闡明することは一般水力学・氣象學乃至海洋學上にも極めて大切なものであるが、次には河川學の立場から必要な程度に擾亂交換の理論を紹介して置く。

1) 整流とは、水流中に微小なる範圍の任意の一群の水分子をとり、それ等の分子が互に前後左右上下の相互位置を亂すことなく一團をなして流るゝものを云ふ。之に反して分子の相互序列が變つて亂雑になるものを亂流と名づける

河川の方向を x , 水面から下方を z , 側方を y 軸とし, 先づ最も簡單なる場合として, 河水が平均して x 方向のみに v なる速度で流れ, 横流も上下流もない場合の渦動粘性から説明しよう. この場合各水粒子は亂流によつて平均速度 v とは多少違つた速度をもつて居る. 其の違ひを各座標軸方向に夫夫 v'_x, v'_y, v'_z とし, 之を變動速度 (Fluctuating velocity) 或は偏速 (Deviation) といふことにする. 變動速度は多數の水粒子中には互に相等しくして方向反對なる對があつて, 相當の時間 T , 面積 A を取れば其の中の全平均では時間 (t) 的にも空間 (A) 的にも 0 となるべきものである. 即ち

$$\left. \begin{aligned} 0 &= \frac{1}{T} \int_0^T v'_x dt = \frac{1}{T} \int_0^T v'_y dt = \frac{1}{T} \int_0^T v'_z dt \\ 0 &= \frac{1}{A} \int_0^A v'_x dA = \frac{1}{A} \int_0^A v'_y dA = \frac{1}{A} \int_0^A v'_z dA \end{aligned} \right\} \quad (3.4)$$

そこで, 水中或深さ z の處に水平面積 A をとり, 此の面を通じ上下水層間に行はれる運動量の交換を考えると渦動粘性が導ける. 即ち x 方向の運動量が此の面 A を上から下に通るものは正の v'_x にて運ばれ, 下より上へは負の v'_x にて運ばれ, 差引き其の代數和

$$\int_0^A \rho(v+v'_x)v'_z dA = \rho v \int_0^A v'_z dA + \rho \int_0^A v'_x v'_z dA = \rho \int_0^A v'_x v'_z dA \quad (3.5)$$

が單位時間に z の正方向に通過する. 茲に ρ は水の密度を表はし, 又 (3.4) 式により $\int_0^A v'_z dA = 0$ とした. 然るに單位時間に物體の一部に附與する運動量はそれに働く力に等しいから, (3.5) 式は A 面の上部が下部の水に働く力を表はす. 依つて之を面積 A にて割れば, 單位面積に働く力即ち剪斷力 τ に當るわけで

$$\tau = \rho \overline{(v'_x v'_z)}, \quad \text{但し} \quad \overline{(v'_x v'_z)} = \frac{1}{A} \int_0^A v'_x v'_z dA \quad (3.6)$$

かくて, 變動速度 v'_x と v'_z との積の平均値 $\overline{(v'_x v'_z)}$ に ρ を掛けたものが剪斷力を與へることが分る.

プランドル (PRANDTL) 氏は或位置で運動量の濃度 ρv を持つて居た水粒子が亂流によつて或距離 l を動く間は, 他の水と混ざらず元の運動量を維持し, 新位置に来て初めて其處の水と混合し新運動量になると考へ, かゝる距離 l

を亂流の混合徑路 (Mischungsweg) と名づけた. ガス分子飛動説に於ける自由徑路 (Free path) に相當するものである. 然るときは平均流速 v のものが變動速度 v'_z を生ずるのは上下の水粒子が混合徑路 l を畫いて互に交換混合するからで, l の z 分値を l_z とすれば, v'_z は上下距離 l_z の間の平均流速 v の差に外ならぬ. 即ち

$$v'_z \approx \frac{\partial v}{\partial z} l_z \quad (3.7)$$

之を (3.6) 式に代入して

$$\tau = \rho \overline{(l_z v'_z)} \frac{\partial v}{\partial z} \quad (3.8)$$

茲に $\overline{(l_z v'_z)}$ は z 方向の混合距離と變動速度との積の平均値である.

然るに粘性係数 μ なる液體に $\frac{\partial v}{\partial z}$ なる速度傾斜があるときの剪斷力は $\tau = \mu \frac{\partial v}{\partial z}$ で表はされるから, (3.8) 式は亂流によつて

$$\mu = \rho \eta_{zz} \quad \text{但し} \quad \eta_{zz} = \overline{(l_z v'_z)} \quad (3.9)$$

なる渦動粘性係数をもつこととなる. 尙 $\frac{\mu}{\rho}$ を動粘性係数 (Coefficient of kinematic viscosity) といふから, η_{zz} は動粘性係数に當る.

類似の説明は水中の鹽分・濁り・熱其他任意の量にも適用出来る. 即ち或量の濃度換言すれば單位體積に含まるゝ其の量を θ とし, 之が z 方向に違つて居ると, 亂流によつて或點 z に於ける濃度は θ を平均値として脈動的に變化し θ' なる偏差を生ずる. 従つて亂流交換によつて水平断面 A を z 方向に通過する量は單位時間に

$$\int_0^A (\theta + \theta') v'_z dA = \theta \int_0^A v'_z dA + \int_0^A \theta' v'_z dA = \int_0^A \theta' v'_z dA \quad (3.5)'$$

故に單位面積當りでは

$$\frac{1}{A} \int_0^A \theta' v'_z dA = \overline{(\theta' v'_z)} \quad (3.6)'$$

茲に $\overline{(\theta' v'_z)}$ は偏動量 θ' と v'_z との積の平均値の意である.

而して θ の變動 θ' の發生は亂流により上下の水が交換混合するによるが, 混合徑路 l の間には水粒子が他の水と混ぜず元位置の濃度を維持し, l の終端で初めて其處の水と混合し新濃度となるものとせば, 當然

$$\theta = l_z \frac{\partial \theta}{\partial z} \quad (3.7)'$$

としてよい。茲に l_z は l の z 方向の分値である。之を (3.6)' 式に入れると

$$\frac{\partial \theta}{\partial z} = \eta_{zz} \frac{\partial \theta}{\partial z} \quad \text{但し} \quad \eta_{zz} = (v_z/l_z) \quad (3.9)'$$

は単位時間に単位面積を通じ θ が z 方向に傳はり行く量を與へる。係數 η_{zz} は一般に交換係數 (Austausch coefficient) と稱せられ、水の場合には密度 ρ が 1 に近いから、動粘性係數と殆んど同一値になる。ブランドルは更に v_z' も v_z と同一原因で發生するから數値も同じと見て

$$\eta_{zz} = l_z^2 \left| \frac{\partial v}{\partial z} \right|$$

とした。 $\left| \frac{\partial v}{\partial z} \right|$ は $\frac{\partial v}{\partial z}$ の絶對値を示す。

以上は θ が z 方向のみに違つて居る場合を論じたが、 x 及び y 方向にも差がある場合も、同様の交換作用が働くのである。

3.5 河川の運動方程式と流速分布の理論 河川流速分布の實狀は既に第一項で説明したが、本項では之に對する理論を述べよう。

(1) **横断面上の流速分布** 河川が全く横流なく、且つ深さに比して幅が甚だ大で流速の水平差は垂直差に比し極めて微小なる場合には、水分子の運動方程式は次の如くして得られる。深さ z に於ける微小體積 $\delta x \delta y \delta z$ の水分子に働く力は重力分力 $g\rho I \delta x \delta y \delta z$ (I は水面勾配) と渦動粘性による抵抗である。渦粘性抵抗は上面から河川方向 x に働く剪斷力 $-\mu \frac{\partial v}{\partial z} \delta x \delta y$ 、下面から反對に働く $+\left\{ \mu \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left(\mu \frac{\partial v}{\partial z} \right) \delta z \right\} \delta x \delta y$ との代數和 $+\frac{\partial}{\partial z} \left(\mu \frac{\partial v}{\partial z} \right) \delta x \delta y \delta z$ である。故にニュートンの運動第二則を式にすれば

$$\rho \frac{dv}{dt} \delta x \delta y \delta z = g\rho I \delta x \delta y \delta z + \frac{\partial}{\partial z} \left(\mu \frac{\partial v}{\partial z} \right) \delta x \delta y \delta z$$

$$\therefore \frac{dv}{dt} = gI + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial z} \left(\mu \frac{\partial v}{\partial z} \right) \quad (3.10)$$

(3.10) 式はブランドル流に水分子が混合徑路 l の間元の運動量を維持するとして擾亂粘性抵抗を出したのであるが、テラー流に渦度 (Vorticity) を一定に維持すると假定して見ると渦粘性抵抗は單位體積につき $\mu \frac{\partial^2 v}{\partial z^2}$ となる。

之が河水の運動方程式である。先きのシェーゲー法則は $\frac{dv}{dt} = 0$ 即ち定常状態の場合に限り而も河水全體を一括した平均流速に就ての略近式に外ならぬ。従つて流速の垂直分布や洪水時の不定常状態などを論ずるには、どうしても (3.10) 式を出発點とせねばならぬ。

例へば μ が一定の場合に定常等流状態の流速垂直分布を求めるには、 $\frac{dv}{dt} = 0$ であるから (3.10) 式より

$$\frac{d}{dz} \left(\mu \frac{dv}{dz} \right) = -g\rho I \quad (3.10')$$

水面勾配 I は深さ z には勿論無關係であるが、 μ も亦一定ならば、(3.10') 式は其のまま z に就き二回積分することが出来る。即ち二つの積分常數を B 、 v_0 とすれば

$$v = -\frac{g\rho I}{2\mu} z^2 + Bz + v_0 \quad (3.11)$$

となり、 v は z に對し拋物線的關係にあるべきことになる。 v_0 は表面流速、 B は $z=0$ に於ける $\mu \frac{\partial v}{\partial z}$ の値に當る。ミシシッピー河に於ける流速分布は事實拋物線關係にあることが、ハンフレイ (HUMPHREY) 氏等によつて實證された。

又クレイ (H. KREY) 氏はヤスムンド等の河川流速調査を参考にし

$$\mu = kz(h-z), \quad h = \text{水深}, \quad k = \text{常數}$$

と假定した。かかる μ なら、(3.10') 式は一回積分して

$$kz(h-z) \frac{dv}{dz} = -g\rho I z$$

今一回積分して

$$v = v_0 + \frac{g\rho I}{k} \log \left(1 - \frac{z}{h} \right)$$

となり、流速は對數分布をすることゝなる。

速水頌一郎博士はゲーベライン (H. GEBELIN) の二平行板内の亂流理論に於ける其の下半分が河川の場合に相當すると考へ、 μ の近似値として

$$\mu = k \frac{(h^2 - z^2)^2}{h^2 + z^2} \left| \frac{\partial v}{\partial z} \right| \quad (\text{但し氏は } z \text{ を河底より上方にとつた})$$

と假定し、且つ水面の空氣抵抗を無視して $\left. \mu \frac{\partial v}{\partial z} \right|_{z=h} = 0$ なる條件の下に (3.10') を解き

$$v = v_0 - \sqrt{\frac{gIh}{k}} \phi(\xi), \text{ 但し } \phi(\xi) = \int_0^\xi \sqrt{\frac{\xi(1+\xi^2)}{1-\xi^2}} d\xi, \quad \xi = z/h$$

を得、且つ $\phi(\xi)$ の數値を ξ の種々の値につき計算表示し、實用に便して居る。

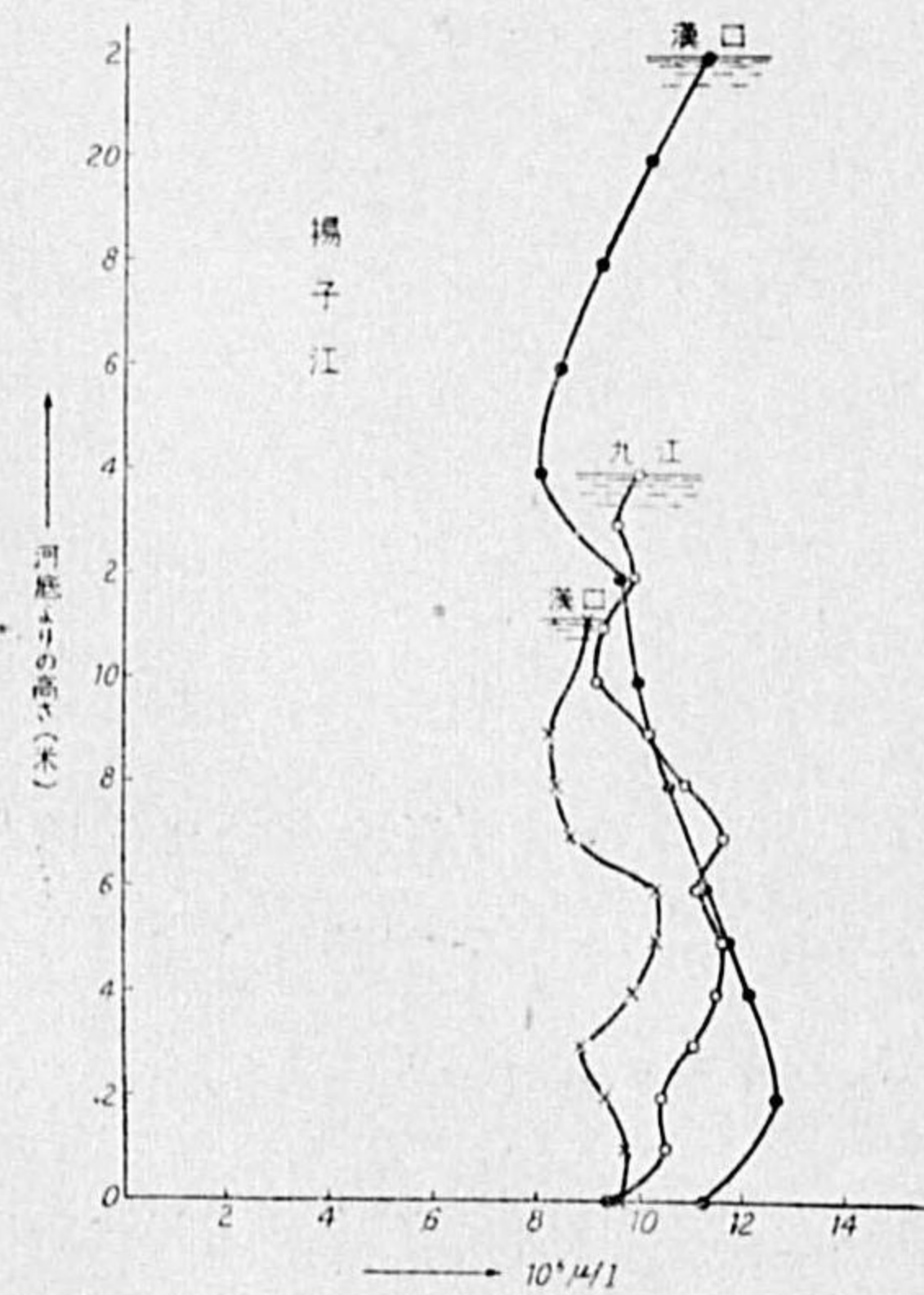
然し一般には μ は一定でもなく、又クレイやゲーベラインの假定の様にもなつて居ない。かゝる場合に私は流速の垂直分布及び水面勾配を實測して逆に渦動粘性係數 μ を出すのに (3.10) 式を利用した。即ち μ が z の函數であつても 1 回だけは直ちに (3.10) 式を積分して

$$\mu \frac{dv}{dz} = g\rho I(z_0 - z), \quad z_0 = \text{積分常數} \quad (3.12)$$

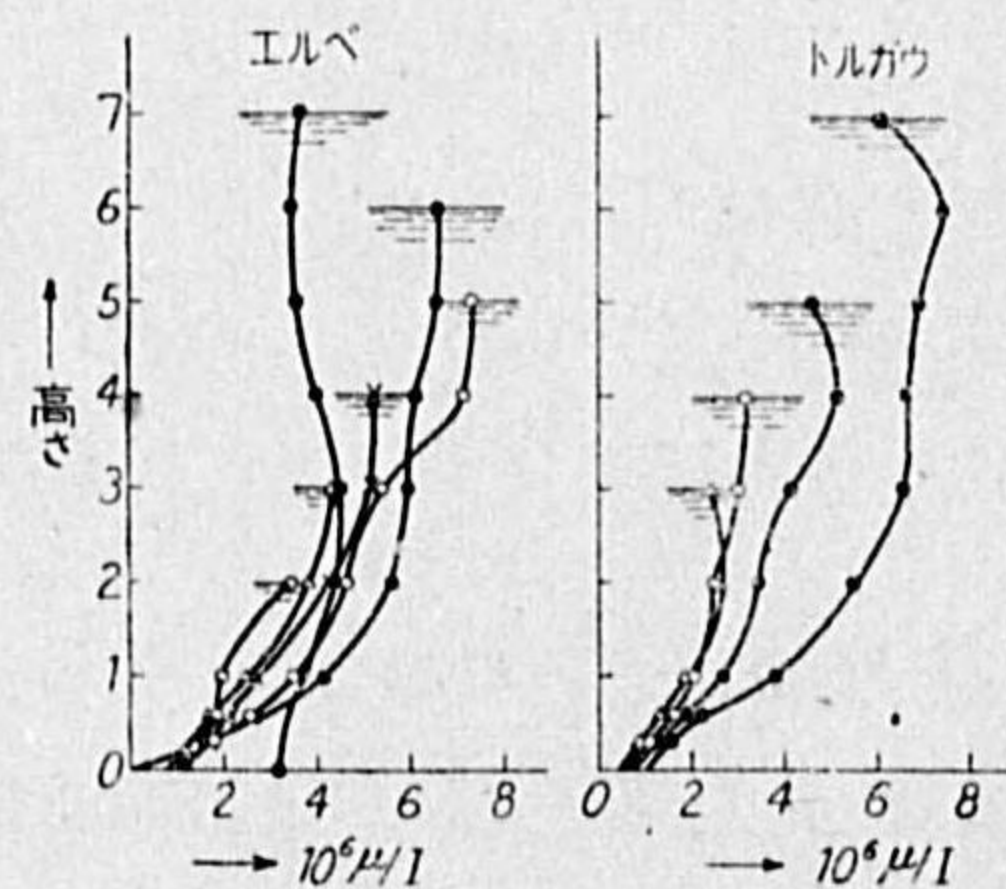
然るに積分常數 z_0 は $\frac{dv}{dz} = 0$ に相當する z の値なるを要するから、實測の流速垂直分布圖について極大流速點の深度を決定すればよい。尤も水面下に事實極大流速點があれば問題はないが、然らざる場合には分布曲線の趨勢から $\frac{dv}{dz} = 0$ の點を推定する。兎も角 z_0 がきまれば、次に各深度 z に於ける $\frac{dv}{dz}$ を實測の流速分布曲線から計算し、既知の水面勾配と共に (3.12) 式の變形

$$\mu = \frac{g\rho I(z_0 - z)}{dv/dz} \quad (3.13)$$

に入れて、 μ を算定するのである。此の方法で米國のミシシッピー河、ドイツの諸川、支那の揚子江等に於ける粘性係數の垂直分布を算出して見ると第35圖の



第 35 圖 諸川の μ 分布



如くで (i) 十數米乃至數十米の深さを有する河では低層 1~2m を除けば粘性係數は一様に近い。(ii) 底層 1~2m の部分、特に全深度が數m を出でない浅い川の底層 1m 程は粘性係數が餘程小さい。(iii) 凍結した河の表層は粘性係數に關する限り底面と類似の効果がある。(iv) 外の事情が同じなら、河が浅い程粘性係數は小さい。(v) 浅い川では粘性係數の垂直分布曲線は大體として著しく上方へ concave で、(vi) 底層 1m 位を除けば流速の二乗に比例する様である。

尙ほクリスチアンゼン (CHRISTIANSEN) 氏は水面より河底までの平均粘性係數を出す爲には μ 一定なる場合の流速分布式を使ふことにした。且つ水面での空氣摩擦を無視して $\left. \mu \frac{\partial v}{\partial z} \right|_{z=0} = 0$ なる條件下に (3.11) 式を

$$v = v_0 - \frac{g\rho I}{2\mu} z^2 \quad (3.11')$$

とし、之を河底 ($z=R$) の流速 v_b に應用し

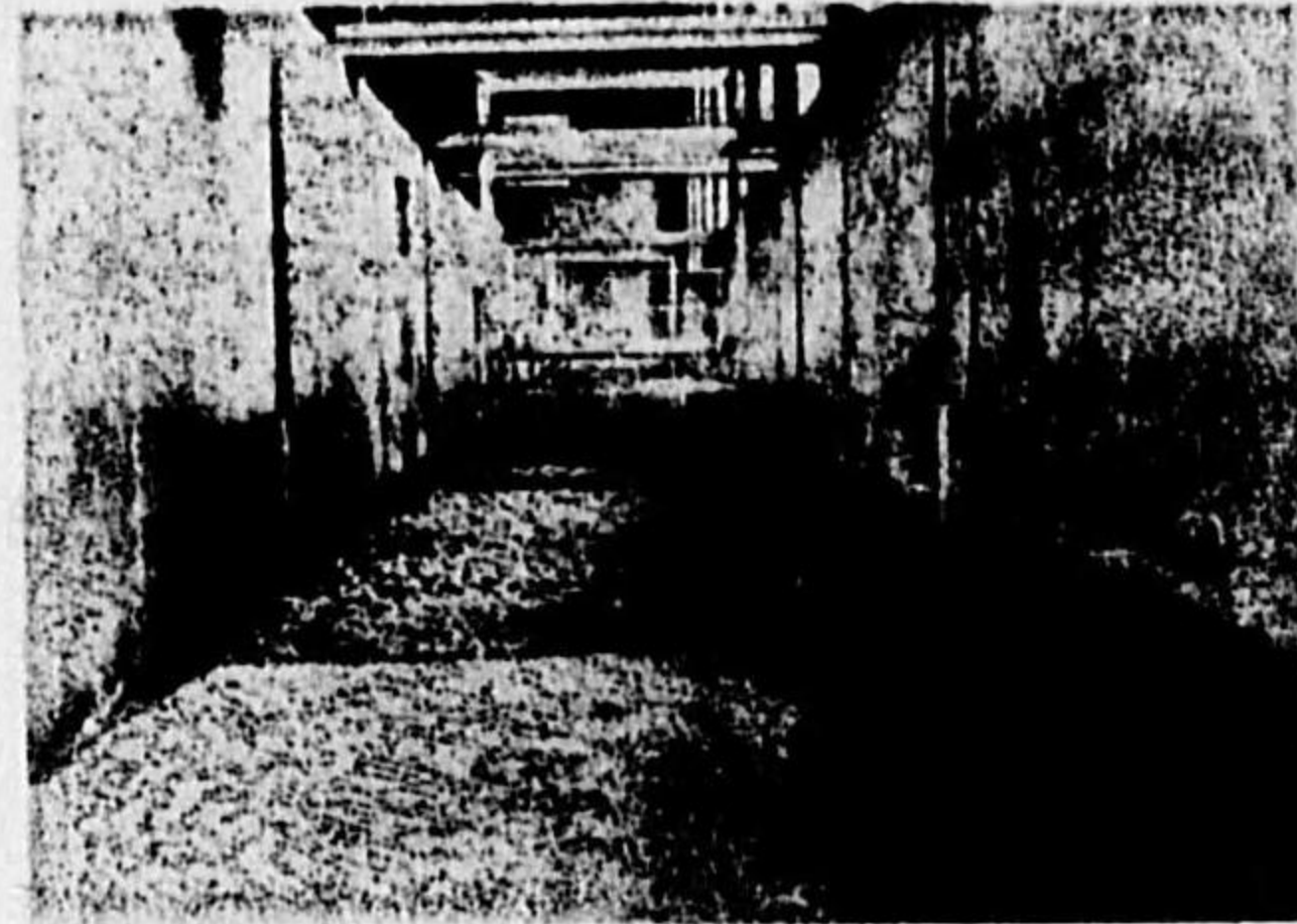
$$v_b = v_0 - \frac{g\rho I}{2\mu} R^2 \quad \therefore \mu = \frac{g\rho I R^2}{2(v_0 - v_b)}$$

茲で水面より河底までの平均流速 V を一方では $2(v_0 - v_b)$ と見做し他方ではシェーゲー法則を用ひ $V = C\sqrt{RI} \approx 2(v_0 - v_b)$ として、前式を書きかへ

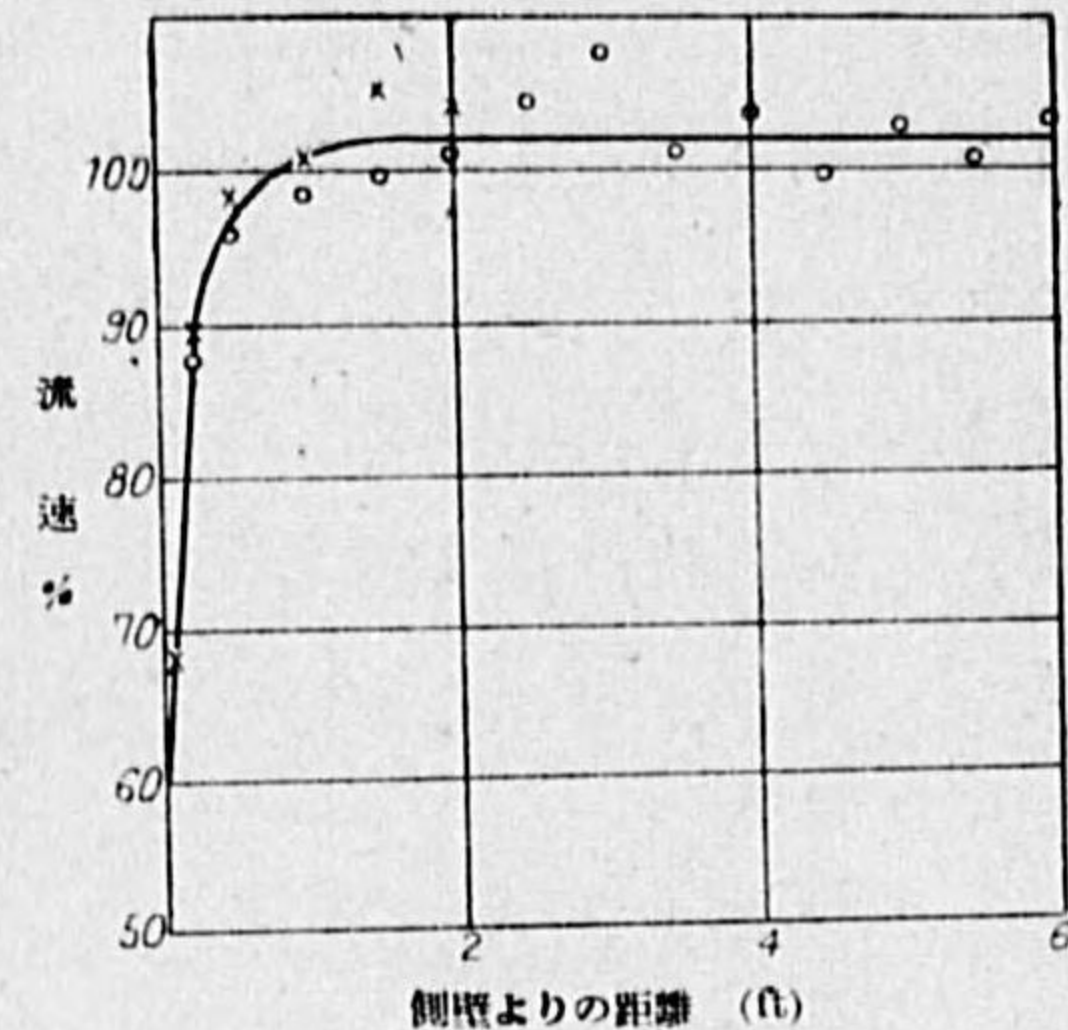
$$\mu = \frac{g\rho I R^2}{V} = \frac{g\rho}{C^2} R V \approx \frac{g\rho}{C^2} q \quad (3.13')$$

とした。茲に $q \approx RV$ は河幅 1 を流るゝ流量で、上下平均の渦粘性係數は流量に比例する傾向があると云ふ。

以上は河幅が水深に比して著しく大なる場合の中央部附近に適合すべき理論であるが、河岸のすぐ傍や、水深に比し河幅が左程大ならざる場合は、兩岸の摩擦によつて垂直方向のみならず水平方向にも流速の著しい變化がある。かゝる場合の流速分布は一方では河川模型で盛んに實驗的に研究されて居る。第36圖 (a) は米國標準局のコンクリート製長方形河川模型實驗装置で、第36圖 (b) は之によりピアース (C. H. PIERCE) 氏が岸壁の流速分布に及ぼす影響を實驗し、同一深度に於ける流速が岸壁からの距離により變化する模様を測つた結果である。側壁より約 1ft の處までは著しく減速して居る。



(a) 河川模型



(b) 流速水平分布

第 36 圖

又一方では、完全な理論は出来ないが、圓筒内を充滿流動する場合の理論を適當に變形して略近的に河川の流速分布に適用せんとする試みがある。圓筒内の流水に就きては次式が成立つとされて居る。

$$\frac{(V-v)}{V\tau_0/\rho} = \frac{1}{K} \left\{ \ln \left(1 - \sqrt{1 - \frac{y}{r}} \right) + \sqrt{1 - \frac{y}{r}} \right\} \quad (3.14)$$

或は
$$\frac{(V-v)}{V\tau_0/\rho} = \frac{1}{K} \ln \frac{r}{y} \quad (3.14')$$

茲に V =最大流速, v =管壁より距離 y に於ける流速

τ_0 =管壁に於ける剪断應力, K =常數で 0.4 とされる。

ρ =水の密度, r =管の半径

オブリエン (M. P. O'BRIEN) 氏は (3.14) 式を, テーラー (E. H. TAYLOR) 氏は (3.14')

式を河床壁から y_1, y_2 なる二點につき使用して流速 v_1, v_2 の差をとり

$$\frac{v_2 - v_1}{V\tau_0/\rho} = \frac{1}{K} \left\{ F\left(\frac{y_1}{R}\right) - F\left(\frac{y_2}{R}\right) \right\}, \text{但し } F\left(\frac{y}{R}\right) = \ln \left\{ \left(1 - \sqrt{1 - \frac{y}{R}} \right) + \sqrt{1 - \frac{y}{R}} \right\} \quad (3.15)$$

$$(v_2 - v_1) / V\tau_0/\rho = \frac{1}{K} \ln \frac{y_2}{y_1} = 5.75 \log \frac{y_2}{y_1} \quad (3.15')$$

が河岸或は河底より餘り遠くない範圍では成立つと假定し、實測値との照合をして居る。

次に最大流速點が水面下にある理由を考へよう。古くは此の理由として空氣の抵抗により水面の流れを引止めようとするからだと解せられたが、然

し量的に考へて見ると空氣抵抗は微弱なもので到底現實に見るほど水面流を減速せしめる力はない。況んや河下に向ふ風が或程度吹いて居ても最大流速點は水面下にあるので、空氣抵抗では説明がつかない。然らば他に如何なる理由があるか。

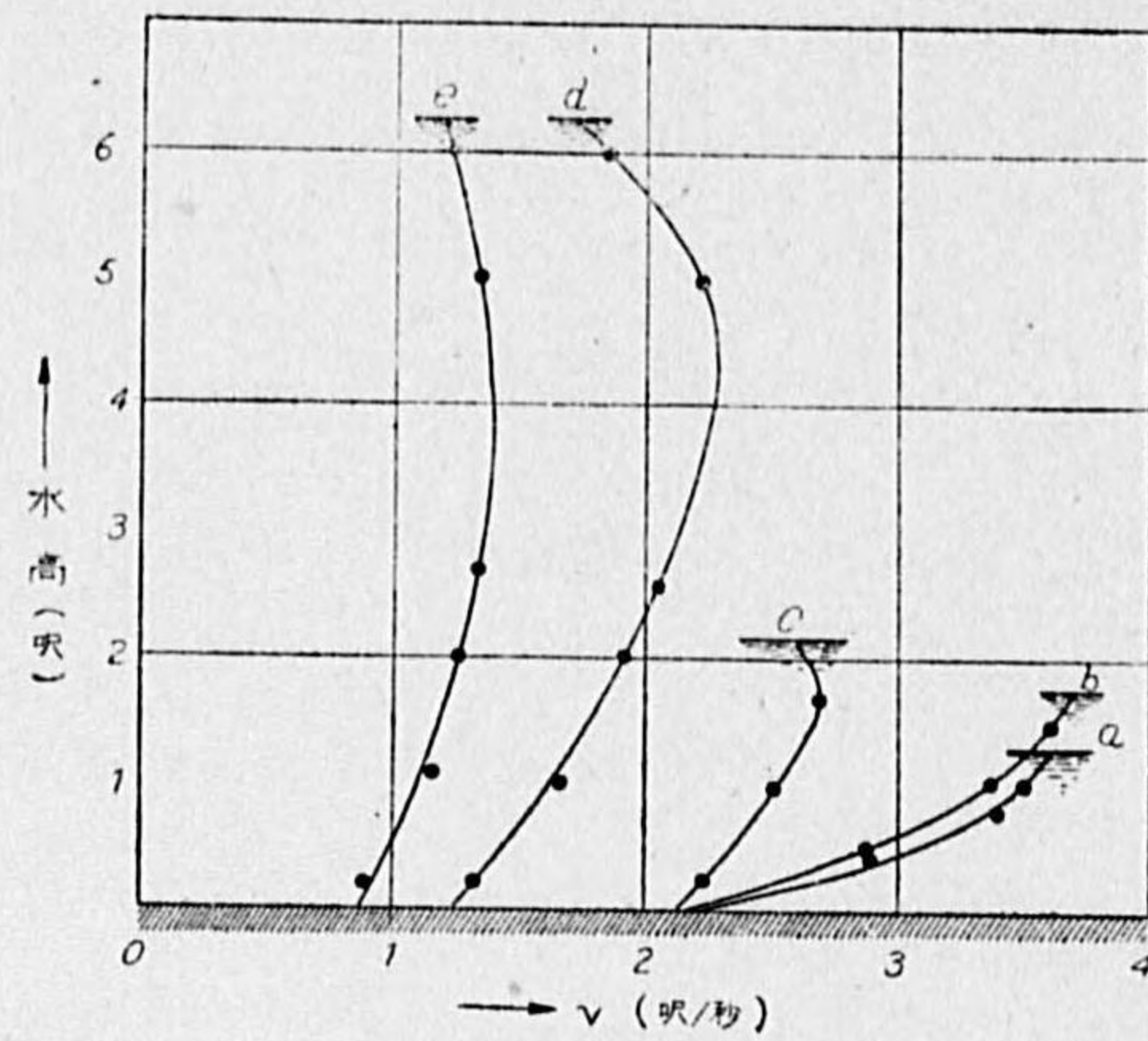
此の難問に解決を與へたのはステアーンズ (F. P. STEARNS) とギブソン (A. H. GIBSON) 氏で、河には縦流の外に横流があつて所謂螺旋流 (Helical flow) をなす爲であつた。ギブソン氏によると、渦動が河底に發生すると同様、河岸でも垂直軸を持つたものが發生し、順次河の中央に向つて移動する。渦動は其の遠心力のため内部の壓力が普通よりも低減するから、底の方では水が流れ込み



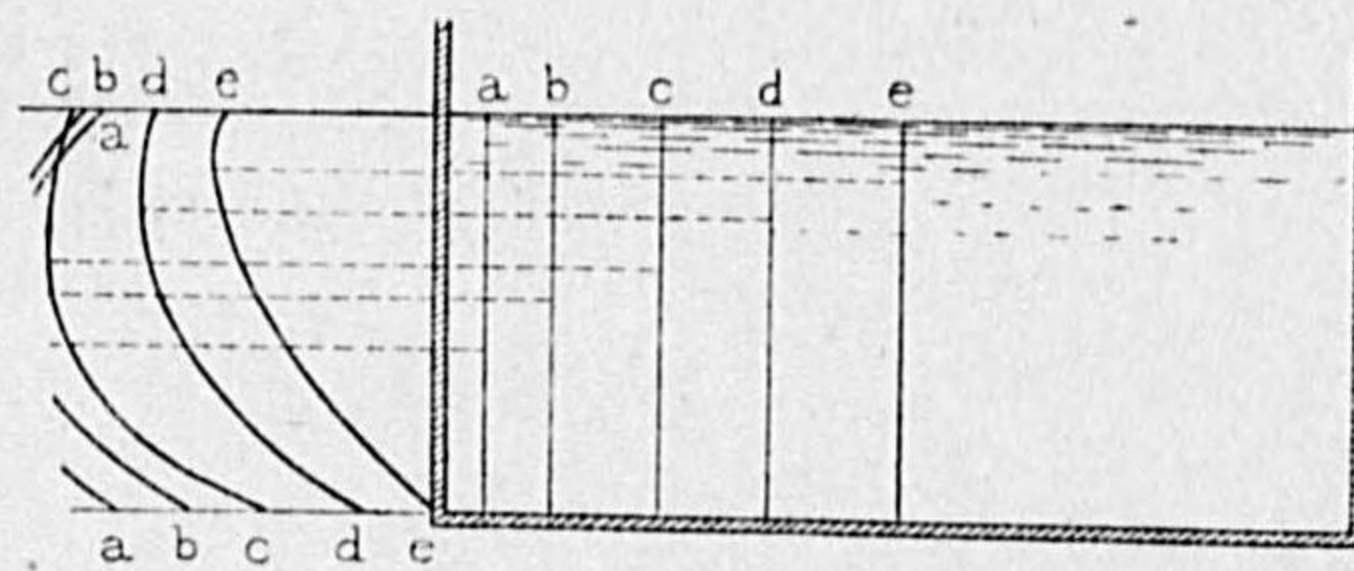
第 37 圖 河の横流

あることは、大氣中の低氣壓に於ける氣流の出入にも見られる通りである。かくて河の直線部でも、表面では兩岸から中央へ、底層では中央部より兩岸へ流るゝ横流があつて、第37圖の様な環流を作らうとする。之が縦流に加はつて結局二組の螺旋流をやることになる。

然るに縦流速度は一般に河岸に遅く中央部に速い。従つて横流により河岸から流速の小なる水を河の中央部に運べば、中央部では表面が比較的緩速度となり、最大流速は水面より若干下にあるのは當然だといふのである。而して氏は模型實驗は勿論實際の河についても、色素や浮子や木葉、或は側壁に一端を止めた細紐などにより二重螺旋運動の存することを實證した。更に最大流速點が第38圖の米國地質調査所やダルシイ (DARCY) 氏實驗に見る如く兩岸に近いほど、又河幅の割に水深の大なる川ほど比較的深部に存し、又河幅に比して浅い川の中央部ほど水面に近く最大流速點がある事實なども、畢竟此の説を支持する材料となるのである。なぜなら最大流速點を沈降せしむる原因は横流であるが、其の横流は河岸に發生する渦動に由來するから、結局河岸の影響を受くる程度の比較的著しい處ほど最大流速點が割合下になる筈だからである。



(a) 米國地質調査所實驗



(b) ダルシ-實驗

第 38 圖 最大流速深度實驗

じたのであるが、河流の縦方向に於ける速度變化を論ずるには有益な基礎として二通りの方法がある。

ベルヌーイ (BERNOULLI) 法則. 之は定常流にエネルギー不減則を適用したものに過ぎない。第 39 圖に於て河水中に流線にて囲まれた小管を考へ、其の上下流二點に於ける断面積を A_1, A_2 、或基準水平面 OO' からの高さを h_1, h_2 、流速を v_1, v_2 、壓力を p_1, p_2 とすれば、單位時間に A_1 及び A_2 を通過する水量は勿論

* $\frac{\partial v}{\partial x}$ がある場合には亂流交換が x 方向のみならず z 方向にも行はれるから嚴密には (3.10a) の右邊には $\frac{\partial}{\partial x} \left(\mu \frac{\partial v}{\partial x} \right)$ なる項をも入れねばならぬが 然し普通の川では $\frac{\partial v}{\partial x}$ は $\frac{\partial v}{\partial z}$ に比し甚だ小である爲、實用上は $\frac{\partial}{\partial x} \left(\mu \frac{\partial v}{\partial x} \right)$ は $\frac{\partial}{\partial z} \left(\mu \frac{\partial v}{\partial z} \right)$ に對し省略してもよいのである。

次に流速が上下流一樣でない場合の垂直分布を

論ずるには、(3.10) 式の $\frac{dv}{dt}$ をオイラーの考へにより

二部分に分ち

$$\begin{aligned} \frac{dv}{dt} &= \frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} \\ &= gI - \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial z} \left(\mu \frac{\partial v}{\partial z} \right) \end{aligned} \quad (3.10a)^*$$

特に定常状態では

$$v \frac{\partial v}{\partial x} = gI - \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial z} \left(\mu \frac{\partial v}{\partial z} \right) \quad (3.10'a)$$

として使はねばならぬ。

速水博士はかゝる場合の研究に着手して居る。

(2) 河川縦方向の速度變化

以上は河川の一断面に於ける速度分布を論

等しいから

$$A_1 v_1 = A_2 v_2 = Q \text{ (一定)} \quad (3.16)$$

而して單位時間に A_1 より入り A_2 より出るエネルギーの差は水の密度を ρ とすると

$$\rho Q \left\{ gh_2 + \frac{1}{2} v_2^2 \right\} - \rho Q \left\{ gh_1 + \frac{1}{2} v_1^2 \right\} \quad (3.17)$$

而して之は p_1, p_2 なる壓力によつて單位時間に成される仕事の差

$$A_1 p_1 v_1 - A_2 p_2 v_2 = Q(p_1 - p_2) \quad (3.18)$$

に等しくなければならぬ。故に

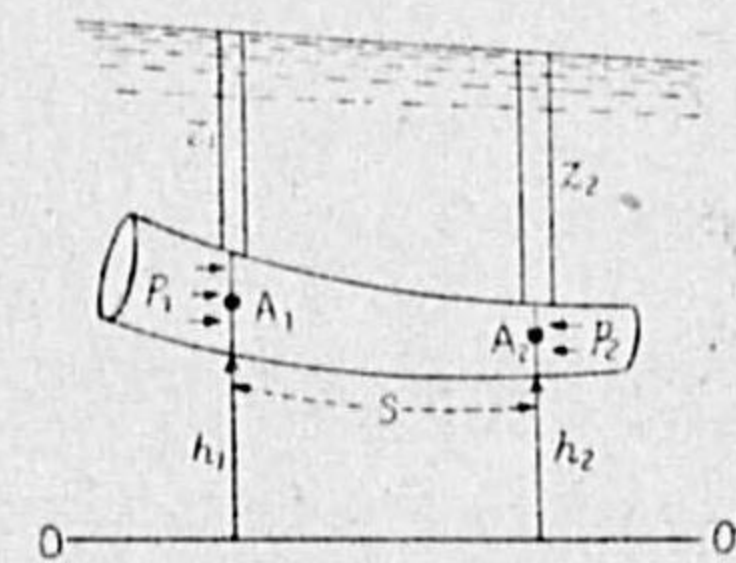
$$h_2 + \frac{v_2^2}{2g} - \left\{ h_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right\} = \frac{p_1 - p_2}{\rho g}$$

$$\therefore h_1 + \frac{v_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\rho g} = h_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\rho g} = E \text{ (一定)} \quad (3.19)$$

之が**ベルヌーイ法則 (Bernoulli theorem)**と云はれるものである。茲に $p_1/\rho g$ 、 $p_2/\rho g$ は壓力を水柱の重さにて表はすときの高さに相當する。然るに定常状態に於ける水中の壓力は其の水面からの深さ z_1, z_2 での水柱の重さと見てよ

$$\frac{v_1^2}{2g} + (h_1 + z_1) = \frac{v_2^2}{2g} + (h_2 + z_2) = E \text{ (一定)} \quad (3.19')$$

とかいてもよい。 h_1, h_2 は之を**位置水頭 (Position head)**、 $\frac{p_1}{\rho g} = z_1$ 、 $\frac{p_2}{\rho g} = z_2$ は之を**壓力水頭 (Pressure head)**といふ。其の和 $Z_1 = z_1 + h_1$ 、 $Z_2 = z_2 + h_2$ は基準面 OO' から測つた壓力計水面の高さに外ならぬ。又 $v_1^2/2g$ 、 $v_2^2/2g$ を**流速水頭 (Velocity head)**、三水頭の和 E を**全水頭**或は**勢力水頭 (Total or energy head)**といひ、水の單位質量當り各種エネルギーを重力單位で測つたものに相當する。故にベルヌーイ法則は「**勢力水頭は一定なり**」といふに歸する。 A_1, A_2 に於ける $Z = z + h$ と A_1 點の流速を知れば、 A_2 點の流速は (3.19') 式で計算出来るわけである。



第 39 圖

尙ほ (3.19') 式を極めて近い二點に適用し、其の距離を ds とすれば其の間の $Z = z + h$ も v^2 も微小なる差があるだけになるから

$$d\left(\frac{v^2}{2g}\right) = -d(z+h) = -dZ$$

兩邊を ds で割りて

$$-\frac{dZ}{ds} = I = \frac{d}{ds}\left(\frac{v^2}{2g}\right) \quad (3.20)$$

この I を **動水勾配** (Hydraulic gradient) といひ、壓力計水面の勾配を表はす。従つてベルヌーイ法則は又「**動水勾配は流速水頭の増加率に等しい**」と言ふことも出来る。而して河川に於ては其の水面勾配を以て直ちに動水勾配と見て大差ない。

以上は水を完全流體と見ての論であるが、實際の河水は著しい粘性を有するから、流下中に力學的エネルギーの一部は熱に變じ、従つて水頭の損耗となり全水頭は一定でなく、 A_2 點では A_1 點よりも或量 h_r だけ減少する。即ち

$$z_1 + h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + h_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_r \quad (3.21)$$

この h_r を **損失水頭** (Head loss) と云ふ。損失水頭を推算するには v_1, v_2 を河川横断面の平均流速とし、河全體について A_1 より A_2 に流下する河床の摩擦による仕事を計算すればよい。即ち (3.17) 式のエネルギー差は壓力による仕事 (3.18) の外に河床面の摩擦による單位時間の仕事となつて居るわけである。 A_1 より A_2 に至る距離 s の間の平均潤周を P 、徑深を R 、斷面積を A 、流速を v 、流量を Q とすれば、シェーギー法則を出した場合と同様摩擦は $fPsv^2$ で、單位時間には v だけの距離を動くから其の間の仕事は

$$fPsv^2 \times v = f \frac{s}{R} v^2 A v = f \frac{s}{R} v^2 Q \quad (3.22)$$

故に (3.18) 式と (3.22) 式の和を (3.17) に等しと置き兩邊を gpQ で割れば

$$h_1 + \frac{v_1^2}{2g} + \frac{p_1}{gp} = h_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \frac{p_2}{gp} + \frac{sv^2}{C^2R} \quad (3.23)$$

を得る。之即ち (3.21) 式に相當するもので粘性のある實際の河川に擴張されたベルヌーイ法則である。茲に C はシェーギー公式の C と同一の係數で、損失水頭は

$$h_r = sv^2/C^2R \quad (3.24)$$

である。

(3.23) 式を極めて近い二點に使用し (3.20) 式に應ずる式を作れば

$$I = \frac{d}{ds}\left(\frac{v^2}{2g}\right) + \frac{dh_r}{ds} = \frac{d}{ds}\left(\frac{v^2}{2g}\right) + \frac{v^2}{C^2R} \quad (3.25)$$

となり、シェーギー公式の擴張となる。即ちシェーギー式は上下流とも速度が均一な場合に成立つもので、流速が縦方向に變化する場合には (3.25) 式を使はねば精確といへぬ。

以上は普通の水理學書に記載する處であるが、近年クック (H. L. Cook) 氏は従來運動エネルギー中に亂流の渦動エネルギーを度外視せるの不備を指摘し、全エネルギー E (重力單位) は前記の各種エネルギーの外に更に擾亂エネルギー T (重力單位) を加へて

$$E = (h+z) + \frac{v^2}{2g} + T$$

とすべく、更に之を微小距離 $-ds$ で微分し **全エネルギー勾配** (Energy slope) I_e は

$$I_e = -\frac{dE}{ds} = I - \frac{d}{ds}\left(\frac{v^2}{2g}\right) - \frac{dT}{ds} \quad (3.26)$$

となるといふ。 I は前同様水面勾配 $-\frac{d(h+z)}{ds}$ である。

故にエネルギー勾配は一般には水面勾配と同一でない。然し特に河底が一定勾配で且つ等流なる場合には、 v も T も上下流不變であるから $I_e = I$ となつて、エネルギー勾配も水面勾配も河底勾配も皆一致することとなる。

エネルギー勾配の物理的意義は川の單位距離 ($ds=1$) 下る毎に費される全エネルギー損耗 ($-dE$) を重力單位で測つたもので、其の實前項の dh_r/ds に外ならぬ。故に河の断面平均流速 v に就いての (3.25) 式は其の實

$$I = \frac{d}{ds}\left(\frac{v^2}{2g}\right) + \frac{dT}{ds} + \frac{v^2}{C^2R} \quad (3.25')$$

とするが一層精確なわけである。

河川不定流の運動方程式 前記 (3.10) 又は (3.10a) 式はまた縦方向の運動方程式としても極めて一般的な公式ではあるが、然し水粒子毎に考へてあるから、河川出水などの不定流に使用するには餘りに複雑となり困却する。依つて河川の場合には各断面の水は一括して其の平均流速 v につき運動式を

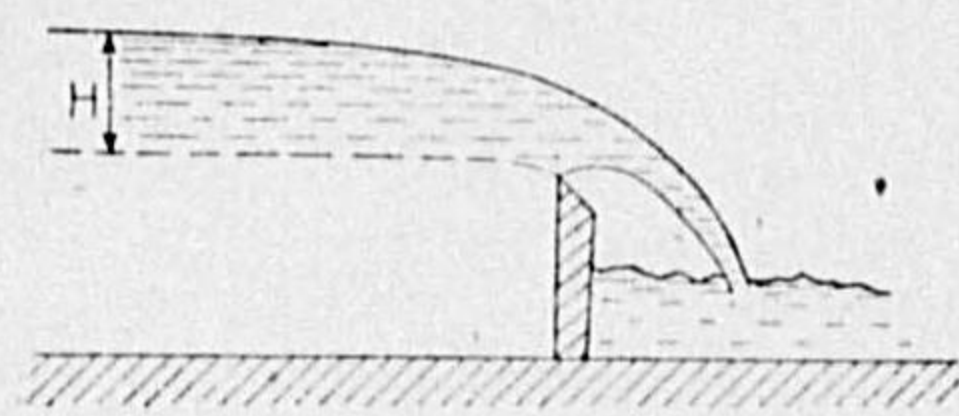
作ることが多い。即ち定常等流の場合にシェーギー式を得たと同じ様に河川方向(x)にdxだけの長さの水體を考へ、之に働く重力の分力と河床摩擦とが其の加速度を作るとして、オイラー流の運動方程式を書き下せば

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} = g \left(I - \frac{v^2}{C^2 R} \right) \quad (3.27)$$

茲にC及びRはシェーギー法則の場合と同じ意味の量である。此の式の實地適用例は後章所々に出て居るから茲には略する。

第4節 流量

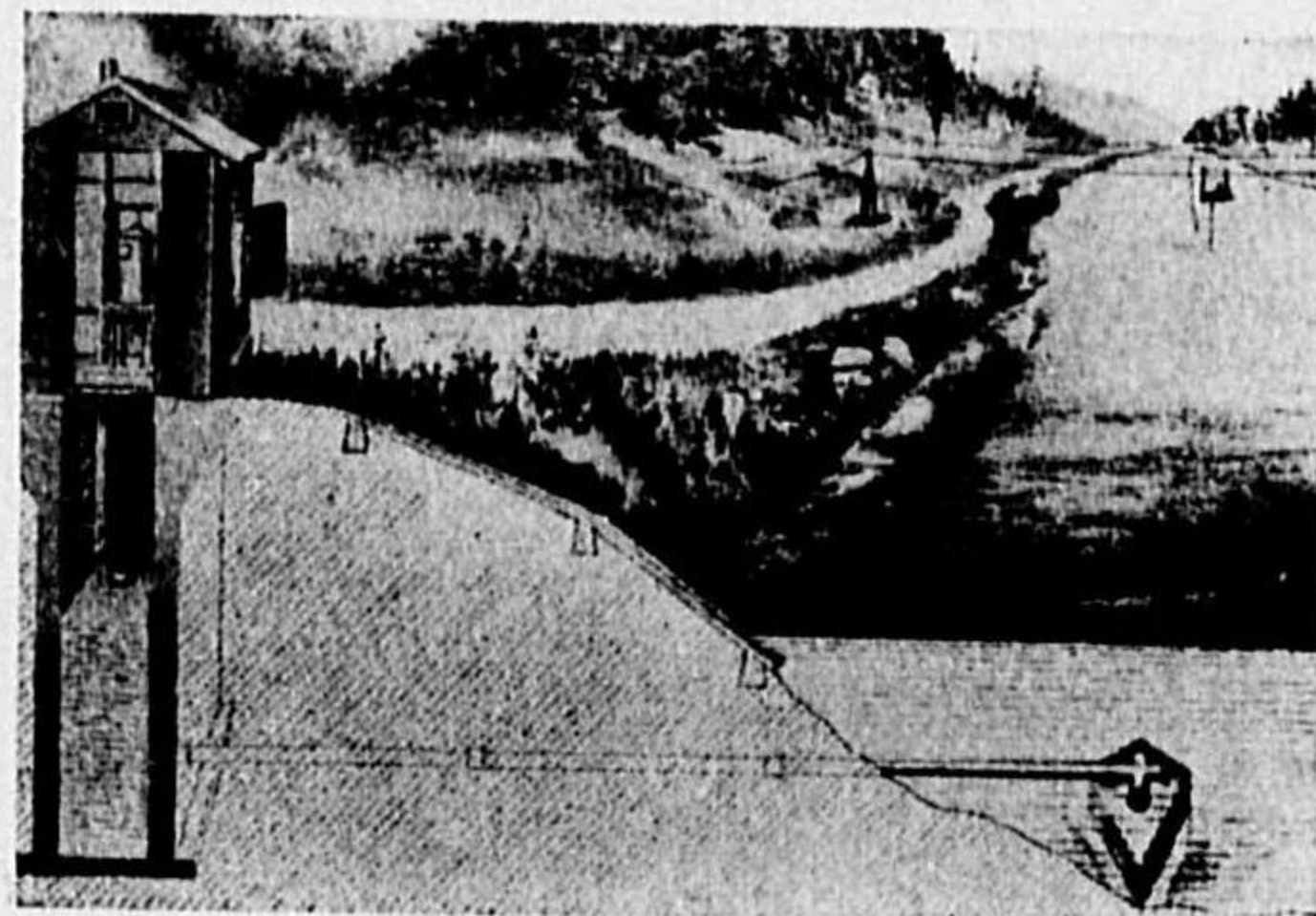
4.1 流量と其の測定 水を利用する上に先づ最も重要な要素は水量と水質である。河の某地點に於ける**流量**(Discharge)とは、其の地點の横斷面を單位時間毎に流過すべき水の體積をいひ、普通毎秒立方米又は毎秒立方尺



第40圖

を單位とし、特に毎秒立方尺のことを我が國では「個」と呼ぶことが多い。例へば流量120個とは、毎秒120立方尺の割にて流るゝ水量をいふ。

流量を實地に決定する法には次の如く種ある。



第41圖 流速測定斷面と量水所

(1) **堰測法** 極めて小さい川なら、堰を設けて直接其の全流量を實測することもある。之は川幅りに互り第40圖の如く堰を作り其の上より溢流させると、堰頭から其の影響の及ばない水面までの高さHを測れば $Q = 1.85 b H^{3/2}$ (米秒單位)とし

てよい。

(2) **流速法** 之は其の斷面上數多の流速測定を行ひ、平均流速を求めてそ

れに斷面積を乗するのである(第41圖)。

(3) **水位法** 少くとも附近二ヶ所の水位觀測によつて、水面勾配Iと徑深Rとを求め、シェーギー公式によつて平均流速を算定し、之に斷面積を乗じてもよい。

(4) **指薬法** 極めて小さい川では又、濃度の知れた食鹽水其の他の適當な藥品溶液を一定量づゝ絶えず河流に注加し、若干下流で最早や充分藥品が河流全體に萬遍なく混和したと見られる邊から河水を汲み上げ、其の中の藥品の濃度を定量すれば、それから河の流量が割出せる譯である。藥品の定量は化學分析の外、電氣傳導度測定などによることもある。

4.2 各種の流量及び河況係數 流量は水位と同様降雨により又季節によつて變化する。日變化や年變化もあれば、永年變化もあるのである。従つて各種の水位に準じ、流量にも**濁水量、低水量、平均水量、高水量、洪水**

第38表

量さては、**平水量、最多水量**などといふ言葉を使ふ。尤も是等の各種水

川名	淀川	利根川	九頭龍川	庄川
洪水量 (百立方尺秒)	20	13.5	15	13

量は、同名の各種水位に應ずる日の水量と其の値が極めて近いには近いが、必ずしも全く同一値にはならない。我が國の諸川下流の洪水量を表示すると第38表の如くである。

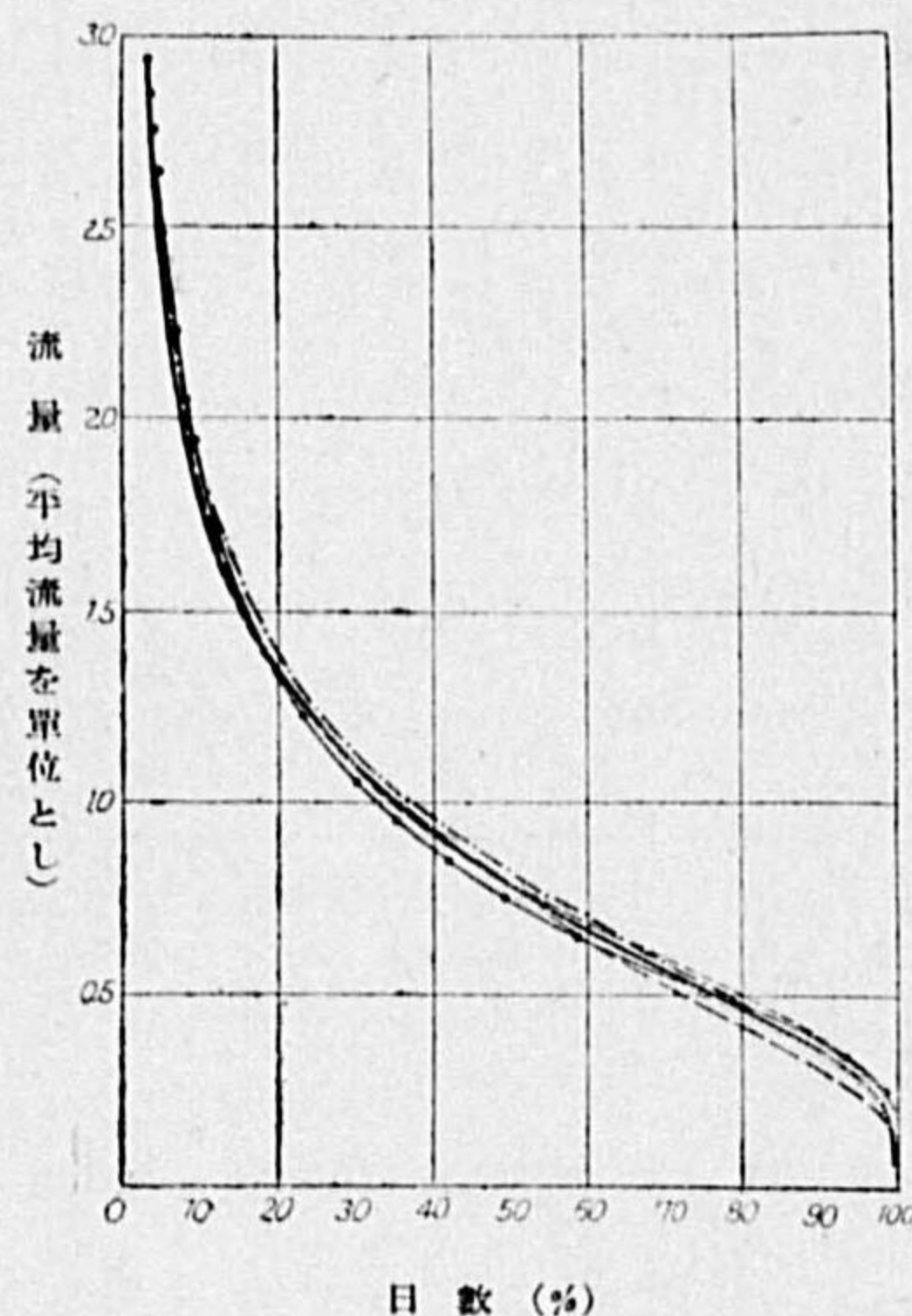
流量と1年中の之に應ずる日數とを圖にすれば、第24圖に類似の曲線を得ることは申すまでもない。それが流量の頻度曲線及び持續曲線である。只茲に一言注意して置きたい事がある。それは縦軸に流量そのものをつた持續曲線は個々の川で著しい相違を示すのであるが、流量を平均流量に對する比で表せば、各河川の持續曲線は驚くべき程近似し來り、同じ地方では川による相違が極めて僅かとなることである。其の僅かな差は地形、地質、支流の配列、植生、氣候等による。此の事實は米國のハーゼン(A. HAZEN)が始めて唱導し、次でバローズ(H. K. BARROWS)氏が之を支持して各河川とも一定の式

$$\log Q = (2.40 - 0.11T)$$

に歸着すといふ。こゝにQは流量の平均流量に對する百分比、Tは繼續日

数の全期間に對する百分比である。次でサヴィル (T. SAVILLE) 氏も北カロライナ州諸川に同様の事實を確認したが、其の曲線式はバロー氏のものに多少の修正をなし

$$Q = 187.3e^{-0.017T} + 237.8e^{0.22T} - 0.00000027e^{0.18T}$$



第 42 圖 イリノイ州諸川の(Q, T) 曲線

とするがよいといふ。モルガウ (J. H. MORGAN) 氏もイリノイ州の諸川につき同様の事實を認めた。第 42 圖は其の例である。

次に 1 年中の最大流量と最小流量との比を其の川の河況係數 (Coeff. of river regime) と稱する。之が 1 に近い程河況が良好な川で、之が大なるほど狂暴な萬事に都合の悪い川である。第 39 表に其の數例を掲げる。

沙漠地方の川は河況係數最も大で、平素は全く流水なく、豪雨のとき一時的に大河となるのが多い。又半沙漠地や石灰岩地

第 39 表 河況係數

川名 (地點)	北上川 (登米)	雄物川 (秋田)	最上川 (新潟)	荒川 (川口)	富士川 (鮎澤)	天龍川 (天龍橋)	木曾川 (犬山)	淀川 (牧方)	紀ノ川 (岩田)
河況係數	223	169	303	149	400	114	108	67	400

川名 (地點)	新宮川 (高田)	山良川 (福知山)	圓山川 (豊岡)	吉野川 (河口)	緑川 (釋迦堂)	大淀川 (宮崎)	大野川 (川添)	信濃川 (熊ノ森)	石狩川 (對雁)
河況係數	1100	436	348	207	176	110	500	19.3	32

川名 (地點)	ライン (バーゼル)	ドナウ (ウィーン)	セーヌ (パリ)	エルベ (ドレスデン)	オーデル (プレスラウ)	オハイオ (ピッツブルグ)	ミシシッピ (ミネソタ)	テムズ (ロンドン)
河況係數	14	3.6	34	82	111	364	119	8

方では河水が途中で全く地下に没し伏流となり、遙か隔てた地に再び地表へ出現する川もある。北支には斯様な川が稀でない。古代の濟河は「三伏三見」と稱し其の點で最も有名であつた。

又年流量も年々によつて違ふが、其の變動の程度を數量的に表はすには、永年の觀測により其の全平均年流量 \bar{Q} と各年の流量との差 δQ を求め、それら偏差の自乗平均の \bar{Q} に對する比

$$\frac{1}{\bar{Q}} \sqrt{\frac{\sum \delta Q^2}{n-1}}, \quad n = \text{觀測年數}$$

を以てし、之を年流量の變動率 (Coefficient of variation) といふ。ヘンショー (F. F. HENSHAW) 氏によれば、南部アラスカ 8 川の年流量變動率は 0.10~0.15 に過ぎない。之は同地方の水源地が數千呎の高山で年中積雪があるためと解される。米國ワシントン州及びオレゴン州の 40 川に就ては變動率が 0.13~0.60 もあつて相當大きい。但し兩州でも年雨量の變化が少く且つ流域の大なるカスケード山脈西側諸川は 0.19 の變動率である。其の他米國太平洋岸諸州の平均變動率は第 40 表の通りだといふ。

第 40 表 年流量の平均變動率

地 方	Alaska	British Columbia	Washington	Oregon	California
觀測年數	12.8	17.2	21.1	27.6	29.0
年流量變動率	0.120	0.220	0.241	0.327	0.562

一つの川の流量は上下流必ずしも同一ではなく、一般には上流に少く下流に多い。而して所謂固定状態に於ける各地の流量を互に呼應流量 (Concordant discharge) といふこと、水位の場合と同じ。平素上下流の呼應流量を測つて其の關係を定めて置けば、出水時に上流の流量を知れば下流の流量を豫知して洪水豫報の一法とすることが出来るのも、水位の場合と同段である。

4.3 水 年 流量其の他、河水に關する問題を調査研究するには、普通の曆年よりも寧ろ地上地下共に水の貯藏が 1 年中で最少な時期を 1 年の初めとした水年 (Water year) なるものを使ふが便利である。我が國では曆の 12 月 1 日を水年の初めとし、11 月末日を其の終りとする。ドイツでは 11 月 1 日に

始まる水年を、又北アメリカでは所により8月、9月又は10月に始まる水年を採用する。

4.4 流量と流域—比流量 流量は一般に流域の大なる川に大きく、従つて又同じ川では、水源から河口に下るに従ひ増加する。そして支流の打出す毎に流域も流量も飛躍的に増大するのは勿論である。但し洪水の様な急激な出水は上流ほど急突であるため、其の最大流量は往々下流の方が却つて小で、其の代り長い時間続く場合がある。之は上流で出た大水が途中に滞溜して徐々に流下し、出水を引延ばすからである。

或川の流量を其の流域面積で割つたものを**比流量** (Specific discharge) といふ。我が國諸川の流量其の他河川調査は、内務省が明治7年淀川及び利根川の改良工事に着手して以來今日まで多数の河川改修を行ふ準備として實行して來て居るし、又一方、水力電氣の發達に伴ひ、逓信省では「第1次臨時發電水力調査」を明治43年より大正2年(1910-1913)まで、「第2次電氣工業用發電水力調査」を大正7年より同11年(1918-1922)まで行つた。河川數280に達し我國の主要な河川は殆んど網羅して居る。是等も亦河川學の流量問題に資する處多く、之に基いた研究發表もなされてゐる。

朝鮮總督府でも朝鮮内の「發電水力調査書」を大正7年に、「一般水力調査書」を昭和5年に、「河川調査書」を昭和10年に刊行し、尙ほ昭和3年以來「朝鮮河川調査年報」を出して毎年の雨量、水位、流量、洪水等を報告して居る。是等の資料による各川の流量を一々掲載することは勿論出來ないから、其の概要を知る爲に全國を12區に分けた各地方別の比流量(3ヶ年平均)を1方里宛立方尺/秒にて表はし第41表に示す。

第41表 我國地方別流域1方里當り比流量(個)

地 方	北海	東北	奥羽	關東	北陸	東山	東海	山陰	内海	南海	北九州	南九州	全國
湯水量	6.7	8.3	9.9	10.4	14.3	11.1	10.7	6.5	6.9	8.5	9.0	9.9	9.6
低水量	9.9	12.4	15.4	14.8	24.3	17.1	17.4	11.4	11.5	15.5	13.7	15.5	15.2
平水量	15.1	17.3	23.6	22.7	37.0	25.8	27.2	18.2	17.6	24.2	19.7	24.7	23.0
低水量/湯水量	1.53	1.59	1.65	1.50	1.77	1.58	1.68	1.90	1.71	1.84	1.58	1.66	1.64
平水量/湯水量	2.41	2.27	2.59	2.42	2.79	2.41	2.69	3.09	2.68	3.00	2.34	2.85	2.56

以上の結果に大正8年乃至昭和4年に至る10箇年間の結果をも加味して菊池英彦氏は全國の平水量分布圖、湯水量分布圖、地方別分布詳細圖等を作製して居る。特に九州河川の流量に就ては阿部謙夫氏も第二次水力調査に關與した關係で詳論して居るが其の内注意すべき點を掲ぐれば、火山灰地方を流るゝ川と然らざるものとの差異である。即ち平水量の分布は主として年雨量の分布に伴つて増減して居るが、湯水量の分布は年雨量との關係薄く寧ろ主として地形地質によつて違ひ、火山灰地方の川に湯水量多く然らざる地方に少い。

又比流量の月別變化に就ては前記逓信省の水力調査によると全國の平均比流量は1方里當立方尺秒にて測れば

第42表 全日本平均比流量の月別變化

月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	全年
平均比流量	19.4	18.2	29.4	60.6	57.3	50.6	53.7	52.7	47.6	32.3	24.5	21.5	38.98

比流量は或川で實測不可能か或は實測前大體の流量を知りたい場合等に利用し得るもので、附近類似の川の比流量に問題の川の流域面積を乗じただけでよい。又比流量は地質の滲透性其の他の水理學的性質を示す指標としても役立つもので、河川の重要な一要素たるを失はない。

4.5 流量と水位 各河川の流量は一般に水位の昇降に伴つて増減し、兩者の間には一定の關係がある。蓋し流速はシェーゲーの公式に従ふのであるが、同一地點では川の徑深 R も水面勾配 I も水位の變化につれて一定の變化をするから、自然、流量そのものと水位との間にも一定の關係がある筈である。故に平素豫め此の關係を定めて置けば、爾後は單に水位觀測だけから、其の流量を隨時算定し得ることになる。流量 Q と水位 h との關係を表はす曲線を**流量水位曲線** (Discharge stage curve) といふ。普通拋物線形狀であるから實用上

$$(i) Q=a+bh+ch^2 \text{ 或 } (ii) Q=a'(b'+h)^n$$

かの形に纏めて居る。指數 n は多く2を採つて居るが、それでは納まらず多

少違つた数値のものもある。Qを尺³/秒、hを尺単位で測つたときの我國諸川の各常数は第43表の通りである。

第43表 流量水位関係常數表

川名	a	b	c	備考	川名	a'	b'	n	備考
阿寒	48.89	177.55	144.01	横断面 長方形	馬淵	37.8	0.348	2	横断面 梯形
荒川	5.4	37.9	21	〃 〃 〃 〃	安比	44.48	1.520	2	〃 〃 〃 〃
千曲	2233.6	2236.1	114.1	〃 〃 〃 〃	磐井	31.70	0.400	2	〃 〃 〃 〃
宮川	-210.76	333.88	172.17	〃 〃 〃 〃	桂川	68.456	0.26	2.194	〃 〃 〃 〃
九頭龍	346.12	7290	152.77	〃 〃 〃 〃	三刀屋	131.252	-1.12	2.02	〃 〃 〃 〃
高見	95.71	-144.74	66.75	〃 〃 〃 〃	根尾川	59.533	-0.75	1.9212	〃 〃 〃 〃
芦田	30	-106.6	83.3	〃 〃 〃 〃	信濃川	422.549	1.139	2	〃 〃 〃 〃
杖立川	77	98	50	〃 〃 〃 〃	雄物川	487.4	-3.623	2	〃 〃 〃 〃
				〃 〃 〃 〃	瀬田川	174	3.096	2	〃 〃 〃 〃

本表中著者名のないのは總て逓信省の調査結果によつたものである。

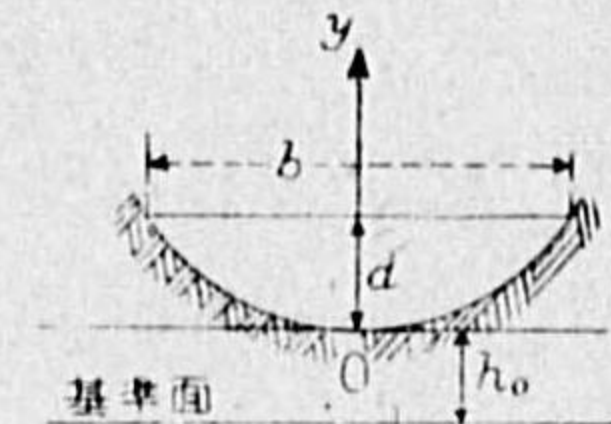
尙ほ流量水位関係式は同一河川の同一地點でも年月と共に變化し、特に大洪水や改修工事のため河底の状況變化により自然と變化することや、洪水の場合の増水時と減水時で異なることなどを實證したのものもある。例へば武田繁後氏は根尾川で昭和7年までは上表にある通りのものが昭和8年8月大出水後は米単位で $Q=47.317(h-0.70)^{2.1037}$ となり、昭和9年3月出水後は $Q=45.403(h-0.70)^{2.0929}$ と變り、同年6月出水後は $Q=48.945(h-0.70)^{2.0929}$ となりたることを示し、金森敏太郎氏は瀬田川にて洗堰工事中其の進捗程度に應じ毎月毎月流量水位関係式が著しく變化することを示し、菊池英彦氏の益田川に關する論文にも其の實例が掲つて居る。

同一河川でも上流と下流とでは流量水位関係式を異にするは當然であるが、然し兩者の間には或關係があつても然るべきである。金森氏は雄物川に就き上流點椿川にては尺単位で $Q=196.757(h+5.196)^2$ 又川尻では $Q=487.4(h'-4.514)^2$ であるが、兩者の連絡をなすものは所謂呼應水位で、 $h'=0.667h+82.451$ を使用すれば一方の流量水位式から他方のそれを計算して得らるゝことを示した。

流量水位曲線が大體 (i) 又は (ii) 式の形となるべきは理論上から推定出来る。蓋し流量は断面積と平均流速の積に等しいが、平均流速はシェーゲー法則に従ふとすれば、断面形状の如何によつてそれに應じた流量水位關係が定められるのである。次に若干の例を述べよう。

(1) 拋物線断面 河床が河底中心を原點として $y=px^2$ の如き拋物線なる場合には、水面幅 b と最大水深 d 及び断面積 A との間には次の關係がある。

$$b = \frac{2}{\sqrt{p}} d^{\frac{1}{2}}, \quad A = \frac{2}{3} bd = \frac{4}{3\sqrt{p}} d^{\frac{3}{2}}$$



第43圖 拋物線断面

而して普通の河川では d は b に比して甚だ小さいから潤周 P は殆んど b に等しく従つて徑深 R は

$$R \approx \frac{A}{b} = \frac{2}{3} d$$

故に平均流速 v はシェーゲー法則によると

$$v = CV\sqrt{RI} = CV\sqrt{T} \cdot \sqrt{\frac{2}{3}} d^{\frac{1}{2}}$$

$$\therefore \text{流量 } Q = vA = CV\sqrt{T} \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot \frac{4}{3\sqrt{p}} d^2 = ad^2 \quad (4.1)$$

$$\text{但し } a = CV\sqrt{T} \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot \frac{4}{3\sqrt{p}}$$

然るに量水標の水位 h の基準面は一般に河底中心と一致せず、上又は下に h_0 の差があるとすれば $d = (h \pm h_0)$ と置いて (4.1) 式に代入し

$$Q = a(h \pm h_0)^2 \quad (4.1')$$

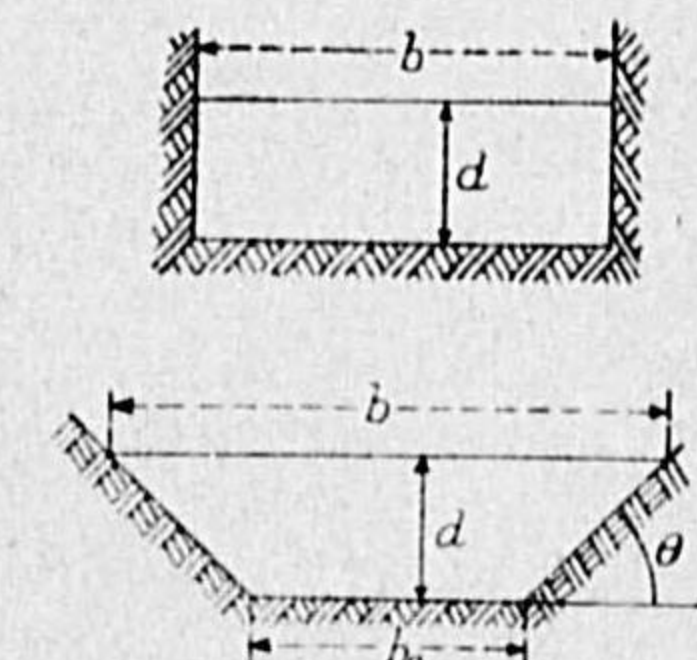
獨逸では實際の河川につきても主として此の形を採用する。

(2) 矩形断面 底幅を b 、水深を d とし、 $b \gg d$ とすれば潤周は b と大差なく

$$A = bd, \quad R = A/(b+2d) \approx d \quad v = CV\sqrt{RI} = CV\sqrt{T} d^{\frac{1}{2}}$$

$$\therefore Q = vA = CV\sqrt{T} \cdot bd^{\frac{3}{2}} = ad^{1.5}, \quad \text{但し } a = Cb\sqrt{T}$$

水位基準面が河底に一致しない場合は



第44圖 矩形及び梯形断面

$$(4.2)$$

$$Q = a(h \pm h_0)^{1.5} \quad (4.2')$$

佛國では實際の河川でも大抵此の形を採用する。

(3) 梯形断面 底幅を b_0 , 兩岸の水平面となす角を θ , 水面幅 $b \gg$ 水深 d とすれば

$$b = b_0 + 2d \cot \theta, \quad A = (b_0 + d \cot \theta)d$$

$$R = A / (b_0 + 2d \operatorname{cosec} \theta) \approx d$$

$$v = C\sqrt{RI} \approx C\sqrt{Id}^{\frac{1}{2}}$$

$$\therefore Q = vA = C\sqrt{I} (b_0 + d \cot \theta) d^{\frac{3}{2}} = a(1 + a_1 d) d^{\frac{3}{2}} \quad (4.3)$$

$$\text{但し } a = Cb_0\sqrt{I}, \quad a_1 = \frac{\cot \theta}{b_0}$$

$$\text{従つて } Q = a[1 + a_1(h \pm h_0)] (h \pm h_0)^{\frac{3}{2}} \quad (4.3')$$

(4) 三角状断面 兩岸の傾斜角を θ とすれば, 水面幅 b , 最大水深 d , 断面積 A との関係は

$$b = 2d \cot \theta, \quad A = \frac{1}{2}bd = d^2 \cot \theta$$

$$\therefore R = \frac{d^2 \cot \theta}{2d \operatorname{cosec} \theta} = \frac{1}{2}d \cot \theta \sin \theta$$

$$\therefore Q = vA = C\sqrt{RI} \cdot A = ad^{\frac{5}{2}} \quad \text{但し } a = C\sqrt{\frac{I \cot^3 \theta \sin \theta}{2}} \quad (4.4)$$

$$\text{或は } Q = a(h \pm h_0)^{\frac{5}{2}} \quad (4.4')$$

以上は皆水面勾配 I は水位に関係なく一定としたが, 實際の河川でも河底に凹凸がなく平坦なものならば大體然るべきであるけれども, 淵や淺瀬があり複雑な河床では, 水位と共に水面勾配も多少變るであらう。それで是等の理論は完全に成立するとは限らない。さればこそ實際の流量水位曲線は既述の様に指數を種々にとらぬと合はぬのである。

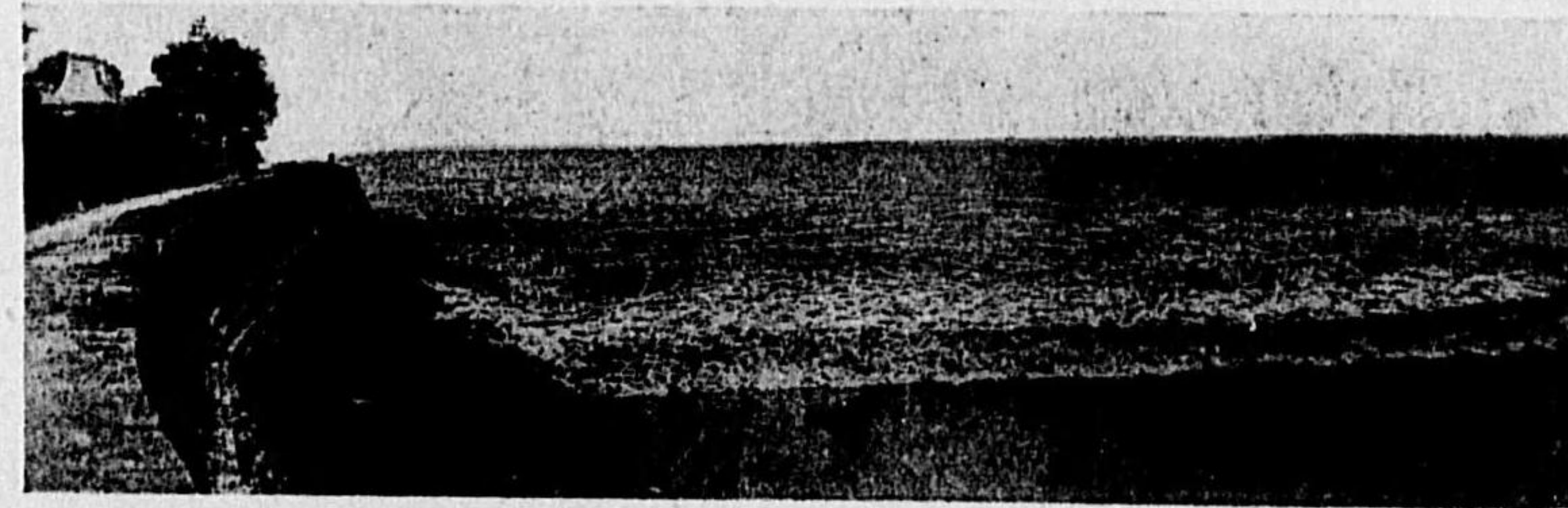
第5節 河口と感潮河川

河口附近の水流は外海特にその潮汐作用に影響を受けるから特別に考究せねばならぬ。

5.1 感潮河川と其の特性一般 河口は勿論であるが, 川によると相當上流までも外海の潮汐に影響され, 水の鹽分や水位特に流速に顯著な週期的變化を見ることがある。かやうに潮汐の影響を感じる河川, 或は其の部分有感潮河川 (Tidal river) といふ。感潮の度合は勾配の緩かな大河に強く, 勾配の急な急流ほど小さい。揚子江では漢口までも影響があり, Humber 河では70哩上流まで, テームス河でも20數哩まで感潮するといふ。鹽分の變化は勿論比較的下流部のみに限られ, 水位や流速變化の方が遙かに上流まで及ぶ。

潮汐のエネルギーは一部を摩擦や粘性のために消費せられる外, 漸次水を高處に運び行くための仕事にもなつて, 上流になるほど感潮度は弱くなる。ハンバー河での調査によると, 鹽分が上流22哩の地點では河口の半分となり, 35哩では $\frac{1}{10}$ に減ずる。然し他方河幅が狭くなる處ではエネルギーが集約されて感潮度を増し, 下流よりも却つて潮汐作用が大きい處もある。例へばテームス河ではロンドン橋附近が下流の Nore よりは潮差が4ftも大きい。特に途中で一部分だけくびれた狹路をなして居る處があると, そこで約6時間毎に上流及び下流に方向を反轉する瀧を生じ, 所謂交互反轉瀧 (Reversible water-fall) なる珍現象を呈することがある。米國ニュー・ブルンスウィックのセント・ジョン河は其の例で, 上げ潮のときは狹路の下流が却つて水位高く瀧を成して上流に向つて流込む。下げ潮のときも亦其上流の退水が下流の水の様に自由に流れぬため狹路兩端の水位差6~12ftにも及ぶといふ。

河口が喇叭狀で其の前が廣い遠淺の而も潮の強い海である場合には, 大規



第46圖 錢塘江の潮津浪

模の磯浪のやうに、潮は其の高さが次第に増し形も次第に變つて前面が急になり第46圖のやうに水壁をなして川を溯上する。之を潮津浪 (Tidal bore) といひ、支那の杭州灣に注ぐ錢塘江では、水壁の高さ3mにもなり、世界に最も名高く、佛國のセーヌ河、英國のセヴァーン河などが之に亞ぐ。

其の他感潮河川の一般的通性としては

(1) 上げ潮の時間は短く、下げ潮の時間が長い。 これは(イ)河川には勾配があるから上げ潮には水を高處に運ぶため運動エネルギーを減少し、下げ潮には反對に増加すること、(ロ)河固有の流れによつて上げ潮は妨害され、下げ潮は促進されるからである。従つて又同一理由により

(2) この上げ潮と下げ潮の時間の差は河の水量によつて増減し、増水時に大で渴水時に小である。

(3) 河川内の潮浪は進行性であるが、流速又は流量の極大極小は水位の最高最低即ち満干潮時と通例數時間の差がある。 例へば保原元二氏が北海道常呂川口に於て126回の横斷流速觀測を行つたものでは、最小流量は満潮前2時間に起り、最大流量は満潮後3~4時間(洪水には4時間、平水時には3時間)に起る。最大流量から暫くは流量急減し、満潮後8時間頃から減率俄に緩となり最小流量に近づく。この減率が俄に緩くなる處を轉移點(Transition point)と名づける。流量 Q の水位に対する關係は複雑であるが、河口水位 h のみならず潮汐影響の及ばぬ上流點と河口との間の落差 H にも關係があり、 $Q=a(h+b)^m H^n$ と假定して常數 a, b, m, n を定めた處第44表を得た。中間時刻の流量は以上3點の流量から推定することが出来る。

第44表 常呂川の諸常數

單位 尺/秒	a		b		m		n	
	洪水時	平時	洪水時	平時	洪水時	平時	洪水時	平時
最大流量時	0.073	1.748	1.81	2.2	2	2.177	3.465	1.5
最小流量時	0.0466	0.0103	1.18	24.90	1.026	2.632	4.456	1.087
轉移點	15.22	0.1514	1.05	29.11	2.002	1.955	1.147	0.8515

(4) 潮汐が川を傳はる速さは川の固有流速を u_0 、水深を h とすれば

$\sqrt{gh} - u_0$ に近い。

(5) 上げ潮では海水が河水よりも重いため楔状になつて河水の下を溯上し、表面は鹽分少く底層は鹽分が多い。但し海水の溯上は全感潮距離中の比較的下流部のみに限られ、且つ亂流によつて混合が行はれるから溯上するに従つて海水の楔状状態は消失する。

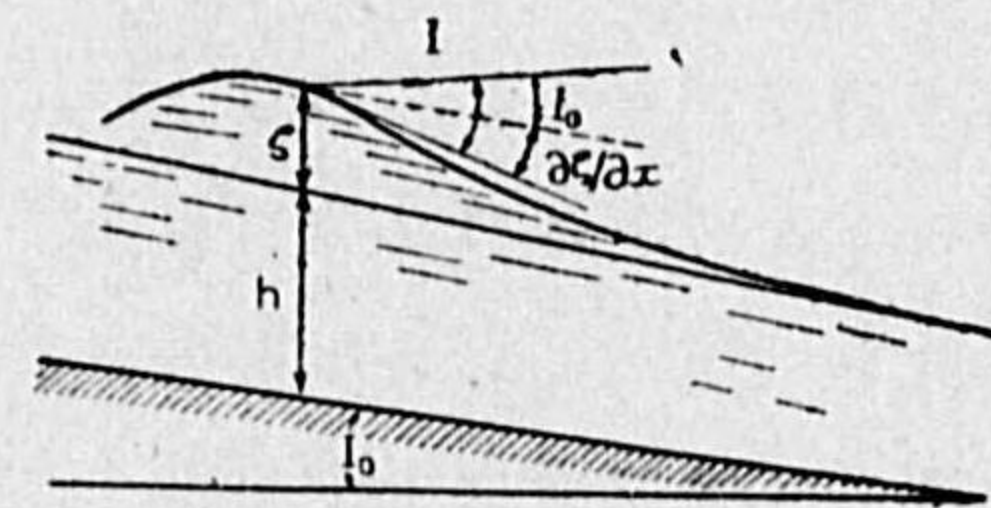
(6) 大きな河では兩岸の水位に多少の差があり、右岸が左岸よりも満干潮時とも幾分高い。之は地球自轉の影響で、ハドソン河では紐育附近で其の差1in.位あるといふ。

5.2 河川潮汐の理論 河口を原點とし上流に x 軸をとれば河川不定流の運動方程式は既述の如く

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} = -W - gI \tag{5.1}$$

である。ここに W は流水の受ける摩擦抵抗で普通は速度 v の二乗に比例すると考へられる。

今第47圖に於て潮汐なき場合には川は固有速度 u_0 、水面勾配 I_0 、水深 h を以て等流をなすものとし、潮汐による水面上昇を ζ 、溯上潮流を u にて表せば、



$$v = u - u_0, \quad I = I_0 + \frac{\partial \zeta}{\partial x}, \quad u_0 = CV\sqrt{RI_0}$$

又、連續方程式は、微少間隔 dx の二斷面間に流入する水量の差が其の間の水位を上昇せしむるといふこと、換言すれば質量不變の法則を式にして

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = -\frac{\partial}{\partial x} [(h + \zeta)v] \tag{5.2}$$

第一近似解 ハリス (HARRIS) は $v \frac{\partial v}{\partial x}$ を他の項に比し微小として省略し、且つ潮汐 ζ は水深 h に比しては甚小で、抵抗 W は固有流速 u_0 に應ずる gI_0 と殆んど相等しいと見たる

$$\frac{\partial u}{\partial t} = -g \frac{\partial \zeta}{\partial x} \tag{5.1a}$$

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = -h \frac{\partial u}{\partial x} \tag{5.2a}$$

に相當する式(即ち式(5.2a))を t で微分し、(5.1a)を代入して得らるゝ)

$$\frac{\partial^2 \zeta}{\partial t^2} = gh \cdot \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} \quad (5.3)$$

を河川潮汐論の出立點とした。

此の式は一の波動方程式で $ct-x$ の任意函數 $\phi(ct-x)$ にて満足される。即ち

$$\zeta = \phi(ct-x) \quad (5.4)$$

ϕ は河口($x=0$)での潮汐 $\zeta = \phi(ct)$ で定まり、傳播速度 $c = \sqrt{gh}$ にて溯上する。

然し河水全體が固有流速 u_0 で流下するから、地上から見た傳播速度は

$$\text{地上傳播速度} = c - u_0 = \sqrt{gh} - u_0 \quad (5.5)$$

次に潮流 u は(5.1a)或は(5.2a)に(5.4)を代入したる上で積分し

$$u = g \int \phi'(ct-x) dt = -\frac{c}{h} \int \phi'(ct-x) dx = \sqrt{\frac{g}{h}} \phi(ct-x) = \sqrt{\frac{g}{h}} \zeta \quad (5.6)$$

となる。潮流では時間 t 又は場所 x に無關係な流れはあり得ぬから、積分常數は當然0とした。(5.6)式は潮汐 ζ と潮流 u の關係を示すもので、何れか一方を觀測すれば他方は推算出来るわけである。

以上は潮流に對する抵抗を無視したことになるので、潮汐と潮流の關係や傳播速度は大體に於て實際に近いが、潮汐の振幅が上流まで少しも衰減しないといふ不合理がある。

第二近似解 楠宗道博士は此の不合理を除く爲に、潮流に對する抵抗を計算に入れた。抵抗 W は既述の如く實は流速の二乗に比例して

$$W = \frac{v^2 g}{C^2 R} \quad (5.7)$$

とすべきものであるけれども、それでは數式が複雑になるから便宜のため流速に比例するとして

$$W = fv \quad (5.7a)$$

と置くが、そのための誤差を小ならしめるには、 f の數値を適當に選んで、潮流の半週間に於けるエネルギー損耗が(5.7)式を使つても(5.7a)式を使つても同一値となる様なものにするのである。従つて運動方程式は $v \frac{\partial v}{\partial x}$ を $\frac{\partial v}{\partial t}$ に對し省略して

$$\frac{\partial v}{\partial t} + fv + g \left(\frac{\partial \zeta}{\partial x} + I_0 \right) = 0$$

更に v を固有流速 u_0 と潮流 u に分ち $v = u - u_0$ とし、且つ潮流なければ $fu_0 + gI_0 = 0$ なるに注意し

$$\text{運動方程式} \quad \frac{\partial u}{\partial t} + fu + g \frac{\partial \zeta}{\partial x} = 0 \quad (5.1b)$$

又潮高 ζ は川の徑深 R に比して甚小と假定し

$$\text{連續式} \quad \frac{\partial \zeta}{\partial t} + R \frac{\partial u}{\partial x} = 0 \quad (5.2b)$$

とした。(5.1b)式を $\frac{\partial}{\partial t}$ し(5.2b)式を $g \frac{\partial}{\partial x}$ して相減じ ζ を追出せば

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - gR \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + f \frac{\partial u}{\partial t} = 0 \quad (5.3b)$$

を得る。茲で河口($x=0$)の潮流

$$|u|_{x=0} = U \cos \sigma t \quad (5.8)$$

に應ずる(5.3b)式の解は

$$u = U e^{i\sigma t - (\alpha + i\beta)x} \quad (5.9)$$

と假定して α と β とを適當に定むればよい。(5.9)を(5.3b)に代入し

$$(i\sigma)^2 - gR(\alpha + i\beta)^2 + i\sigma f = 0$$

之を實數部と虚數部に分てば

$$\left. \begin{aligned} \beta^2 - \alpha^2 &= \sigma^2 / gR \\ 2\alpha\beta &= \sigma f / gR \end{aligned} \right\}$$

此の二式より α^2 と β^2 とを定むるには、先づ $\alpha^2 + \beta^2$ を求むる爲

$$(\beta^2 + \alpha^2)^2 = (\beta^2 - \alpha^2)^2 + (2\alpha\beta)^2 = \left(\frac{\sigma^2}{gR} \right)^2 + \left(\frac{\sigma f}{gR} \right)^2 = \left(\frac{\sigma^2}{gR} \right)^2 \left(1 + \frac{f^2}{\sigma^2} \right) \quad (5.10)$$

便宜の爲

$$f/\sigma = \tan \theta$$

と置けば

$$\beta^2 + \alpha^2 = \frac{\sigma^2}{gR \cos \theta}$$

従つて

$$2\beta^2 = \frac{\sigma^2}{gR} \left(1 + \frac{1}{\cos \theta} \right) = \frac{2\sigma^2}{gR \cos \theta} \cos^2 \frac{\theta}{2}$$

$$2\alpha^2 = \frac{\sigma^2}{gR} \left(\frac{1}{\cos \theta} - 1 \right) = \frac{2\sigma^2}{gR \cos \theta} \sin^2 \frac{\theta}{2}$$

$$\left. \begin{aligned} \therefore \beta &= \frac{\sigma}{\sqrt{gR \cos \theta}} \cdot \cos \frac{\theta}{2} \\ \alpha &= \frac{\sigma}{\sqrt{gR \cos \theta}} \sin \frac{\theta}{2} \end{aligned} \right\} \quad (5.11)$$

但し $\theta = \tan^{-1} \frac{f}{\sigma}$

$$\therefore u = Ue^{-\alpha x} \cos(\sigma t - \beta x) = v + u_0 \quad (5.12)$$

即ち潮流は潮上するに従つて $e^{-\alpha x}$ に比例して減衰し、傳播速度は

$$c' = \frac{\sigma}{\beta} = \sqrt{gR} \cdot \frac{\sqrt{\cos \theta}}{\cos \theta/2}$$

又地上より見たる傳播速度は

$$c' - u_0 = \frac{\sqrt{gR \cos \theta}}{\cos \theta/2} - u_0 \quad (5.5b)$$

で、ハリスの場合の h は R と同意味であるから、 $\sqrt{\cos \theta} / \cos \frac{\theta}{2}$ なる修正係数を要することが分る。

次に ζ は (5.9) を (5.2b) 式に代入して

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = -R \frac{\partial u}{\partial x} = R(i\beta + \alpha) U e^{i\sigma t - (i\beta + \alpha)x}$$

之を積分して

$$\zeta = R \frac{i\beta + \alpha}{i\sigma} U e^{i\sigma t - (i\beta + \alpha)x} + C(x)$$

然るに ζ は平均水面よりの高低であるから、時間に無関係な積分常數 $C(x)$ は 0 でなくてはならぬ。

$$\zeta = RU \frac{\beta - i\alpha}{\sigma} \left\{ \cos(\sigma t - \beta x) + i \sin(\sigma t - \beta x) \right\} e^{-\alpha x}$$

その實數部のみを採用し、且つ (5.11) 式を參考して

$$\begin{aligned} \zeta &= \frac{RU}{\sigma} \left\{ \beta \cos(\sigma t - \beta x) + \alpha \sin(\sigma t - \beta x) \right\} e^{-\alpha x} \\ &= \sqrt{\frac{R}{g \cos \theta}} U e^{-\alpha x} \cos \left(\sigma t - \beta x - \frac{\theta}{2} \right) \end{aligned} \quad (5.6b)$$

之は河口潮汐 $|\zeta|_{x=0} = a \cos \left(\sigma t - \frac{\theta}{2} \right)$ の場合に相當し、又潮流と潮流との關係を示すもので、ハリスの (5.6) 式には多少の修正を要することが分る。即ち振幅に於て兩者の比には $\sqrt{\cos \theta}$ なる修正係数を要し、位相に於ても

$\frac{\theta}{2} = \frac{1}{2} \tan^{-1} \frac{f}{\sigma}$ の差があり、潮流の方が潮汐よりも數時間だけ進むのである。

楠宗道博士は以上の理論を茨城県濁沼川に適用した。尤も此の川は濁沼なる大水面から發して海に入るのであるから、其の沼での反射潮浪をも類似の理論によつて計算し、豊富な實測材料によつて檢證し良好な結果を得て居る。

岡本氏の解 以上は潮汐の昇降 ζ を水深 h に比し甚小としての解であるが、然し實際の感潮河川では水深數米に對し ζ が一米内外もあるといふのが少くない。かゝる場合の研究が物部長穂博士と岡本元治郎學士によつて行はれて居るが、前者は多少工學的な略式取扱となつて居るから、茲では後者の方法を紹介する。

岡本學士は抵抗 W を楠博士に倣ひ適當な f を選んで fv とする外は、(5.1) 及び (5.2) 式を省略なしに使用するのである。即ち運動方程式は

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} = -fv - g \left(\frac{\partial \zeta}{\partial x} + I_0 \right)$$

に於て、 v を固有流 $-u_0$ と潮流 u に分ち $v = u - u_0$ と置き、且つ潮流なきときは $fu_0 = gI_0$ なることに注意すれば

$$\frac{\partial u}{\partial t} + (u - u_0) \frac{\partial u}{\partial x} = -fu - g \frac{\partial \zeta}{\partial x} \quad (5.1a)$$

又連續方程式は

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = -\frac{\partial}{\partial x} [(h + \zeta)(u - u_0)] \quad (5.2a)$$

之を河口 ($x=0$) で

$$|\zeta|_{x=0} = a \cos \sigma t \quad (5.1b)$$

なる潮汐があり、遙か上流では全く衰滅して

$$|\zeta|_{x=\infty} = 0 \quad (5.14)$$

となる様に解くのである。

さすれば $u(x, t)$, $\zeta(x, t)$ は共に $e^{i\sigma t}$, $e^{i2\sigma t}$, $e^{i3\sigma t}$, …… 等の因子を有する項より成ると考へることが出来る。故に $T \equiv e^{i\sigma t}$ とすれば $u(x, t)$, 及び $\zeta(x, t)$ は夫々次の如く表はすことが出来る。

$$\begin{aligned} u(x, t) &= u_1(x, t) + u_2(x, t) + u_3(x, t) + \dots \\ &= \Re[\varphi_1(x)T + \varphi_2(x)T^2 + \varphi_3(x)T^3 + \dots] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \zeta(x,t) &= \zeta_1(x,t) + \zeta_2(x,t) + \zeta_3(x,t) + \dots \\ &= \Re[\psi_1(x)T + \psi_2(x)T^2 + \psi_3(x)T^3 + \dots] \end{aligned}$$

是等を微分方程式 (5.1e) 式及び (5.2e) 式に代入して、兩邊の T に就いての同次項の係数を比較すれば、 $\varphi_1(x), \varphi_2(x), \varphi_3(x), \dots; \psi_1(x), \psi_2(x), \psi_3(x), \dots$ 等を決定すべき微分方程式が次の通りに得られる。

$$(f+i\sigma)\varphi_1(x) - u_0 \frac{d\varphi_1}{dx} = -g \frac{d\psi_1}{dx} \quad (a_1)$$

$$i\sigma\psi_1(x) - u_0 \frac{d\psi_1}{dx} = -h \frac{d\varphi_1}{dx} \quad (b_1)$$

$$(f+i2\sigma)\varphi_2(x) - u_0 \frac{d\varphi_2}{dx} = -g \frac{d\psi_2}{dx} - \varphi_1(x) \frac{d\varphi_1}{dx} \quad (a_2)$$

$$i2\sigma\psi_2(x) - u_0 \frac{d\psi_2}{dx} = -h \frac{d\varphi_2}{dx} - \frac{d}{dx} [\varphi_1(x)\psi_1(x)] \quad (b_2)$$

$$(f+i3\sigma)\varphi_3(x) - u_0 \frac{d\varphi_3}{dx} = -g \frac{d\psi_3}{dx} - \frac{d}{dx} [\varphi_1(x)\varphi_2(x)] \quad (a_3)$$

$$i3\sigma\psi_3(x) - u_0 \frac{d\psi_3}{dx} = -h \frac{d\varphi_3}{dx} - \frac{d}{dx} [\varphi_1(x)\psi_2(x) + \varphi_2(x)\psi_1(x)] \quad (b_3)$$

次に $\psi_1(x), \psi_2(x), \psi_3(x), \dots$ 等が満足すべき境界条件は夫々に

$$\left. \begin{aligned} |\psi_1(x)|_{x=0} &= a, & |\psi_1(x)|_{x=\infty} &= 0 \\ |\psi_2(x)|_{x=0} &= 0, & |\psi_2(x)|_{x=\infty} &= 0 \\ |\psi_3(x)|_{x=0} &= 0, & |\psi_3(x)|_{x=\infty} &= 0 \end{aligned} \right\} (5.15)$$

である。是等が境界条件 (5.13) 式及び (5.14) 式を満足すること明である。

(i) 第一分素 $\zeta_1(x,t), u_1(x,t)$ の決定。

$$(f+i\sigma)\varphi_1(x) - u_0 \frac{d\varphi_1}{dx} = -g \frac{d\psi_1}{dx} \quad (a_1)$$

$$i\sigma\psi_1(x) - u_0 \frac{d\psi_1}{dx} = -h \frac{d\varphi_1}{dx} \quad (b_1)$$

なる聯立微分方程式を解く。

(a₁) 式を x に就いて微分して、それに (b₁) 式を代入し $\varphi_1(x)$ を消去すれば、 $\psi_1(x)$ の満足すべき微分方程式が得られる。即ち

$$\frac{d^2\psi_1}{dx^2} + \frac{u_0(f+i2\sigma)}{gh-u_0^2} \frac{d\psi_1}{dx} + \frac{\sigma^2-i\sigma}{gh-u_0^2} \psi_1(x) = 0. \quad (5.16)$$

之に $\psi_1(x) = B_1 e^{\lambda_1 x}$ として代入すれば

$$\lambda_1^2 + \frac{u_0(f+i2\sigma)}{gh-u_0^2} \lambda_1 + \frac{\sigma^2-i\sigma}{gh-u_0^2} = 0$$

$$\therefore \lambda_1 = -\frac{u_0}{2(c^2-u_0^2)} \left[(f+i2\sigma) \pm \sqrt{f^2 - \frac{4c^2}{u_0^2} \sigma^2 + i \frac{4c^2}{u_0^2} f\sigma} \right], \text{ 茲に } c^2 = gh$$

更に p_1, q_1 を共に正数として

$$f^2 - \frac{4c^2}{u_0^2} \sigma^2 + i \frac{4c^2}{u_0^2} f\sigma \equiv (p_1 + iq_1)^2 \quad (5.17)$$

と置けば

$$p_1^2 - q_1^2 = f^2 - \frac{4c^2}{u_0^2} \sigma^2, \quad 2p_1q_1 = \frac{4c^2}{u_0^2} f\sigma$$

である。依つて

$$\left. \begin{aligned} p_1^2 &= \frac{1}{2} \left[\left(f^2 - \frac{4c^2}{u_0^2} \sigma^2 \right)^2 + \left(\frac{4c^2}{u_0^2} f\sigma \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} + \frac{1}{2} \left(f^2 - \frac{4c^2}{u_0^2} \sigma^2 \right) \\ q_1^2 &= \frac{1}{2} \left[\left(f^2 - \frac{4c^2}{u_0^2} \sigma^2 \right)^2 + \left(\frac{4c^2}{u_0^2} f\sigma \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{1}{2} \left(f^2 - \frac{4c^2}{u_0^2} \sigma^2 \right) \end{aligned} \right\} (5.18)$$

感潮河川に於いては一般に $u_0 < \sqrt{gh}$ なる関係が満足されて居ると考へることが出来る。故に (5.18) 式より $p_1 > f$ なる関係が成立することが知られる。依つて

$$\left. \begin{aligned} \lambda_1' &= -\left[\frac{u_0}{2(c^2-u_0^2)} (p_1+f) + i \frac{u_0}{2(c^2-u_0^2)} (q_1+2\sigma) \right] \equiv -(\alpha_1 + i\beta_1), \\ \lambda_1'' &= \frac{u_0}{2(c^2-u_0^2)} (p_1-f) + i \frac{u_0}{2(c^2-u_0^2)} (q_1-2\sigma) \equiv \alpha_1' + i\beta_1' \end{aligned} \right\} (5.19)$$

と置けば、 $\alpha_1 > 0, \alpha_1' > 0$ である。

微分方程式 (5.16) の一般解は次の如く與へられる。

$$\psi_1(x) = B_1' e^{\lambda_1' x} + B_1'' e^{\lambda_1'' x}.$$

然るに境界条件 $|\psi_1(x)|_{x=\infty} = 0$ にして $\alpha_1' > 0$ であるから $B_1'' = 0$ 、又境界条件 $|\psi_1(x)|_{x=0} = a$ より $B_1' = a$ である。故に所要の解

$$\psi_1(x) = a e^{-(\alpha_1 + i\beta_1)x} \quad (5.20)$$

が得られる。従つて潮汐振動の第一分素は

$$\zeta_1(x, t) = \Re[ae^{-(\alpha_1 + i\beta_1)x} e^{i\sigma t}] = ae^{-\alpha_1 x} \cos(\sigma t - \beta_1 x) \quad (5.21)$$

となる。茲に α_1 及び β_1 は (5.19) 式にて與へられる。

(5.20) 式を (b₁) 式に代入して

$$\frac{d\varphi_1}{dx} = -[i\sigma + u_0(\alpha_1 + i\beta_1)] \frac{a}{h} e^{-(\alpha_1 + i\beta_1)x}$$

依つて之を積分して

$$\varphi_1(x) = \frac{i\sigma + u_0(\alpha_1 + i\beta_1)}{\alpha_1 + i\beta_1} \frac{a}{h} e^{-(\alpha_1 + i\beta_1)x} + C_1$$

が得られる。 $\psi_1(x)$ 及び $\varphi_1(x)$ は (a₁) 式を満足すべきであるから $C_1 = 0$ である。それ故に

$$\varphi_1(x) = \frac{i\sigma + u_0(\alpha_1 + i\beta_1)}{\alpha_1 + i\beta_1} \frac{a}{h} e^{-(\alpha_1 + i\beta_1)x} \quad (5.22)$$

である。従つて潮流の第一分素は

$$\begin{aligned} u_1(x, t) &= \Re\left[\frac{i\sigma + u_0(\alpha_1 + i\beta_1)}{\alpha_1 + i\beta_1} \frac{a}{h} e^{-(\alpha_1 + i\beta_1)x + i\sigma t}\right] \\ &= \frac{r_1}{h} ae^{-\alpha_1 x} \cos(\sigma t - \beta_1 x + \theta_1) \end{aligned} \quad (5.23)$$

となる。茲に $\frac{i\sigma + u_0(\alpha_1 + i\beta_1)}{\alpha_1 + i\beta_1} \equiv r_1 e^{i\theta_1}$ (5.24)

(ii) 第二分素 $\zeta_2(x, t)$, $u_2(x, t)$.

$$(f + i2\sigma)\varphi_2(x) - u_0 \frac{d\varphi_2}{dx} + g \frac{d\psi_2}{dx} = -\frac{1}{2} \frac{d}{dx} [\varphi_1(x)]^2 \quad (a_2)$$

$$i2\sigma\psi_2(x) - u_0 \frac{d\psi_2}{dx} + h \frac{d\varphi_2}{dx} = -\frac{d}{dx} [\varphi_1(x)\psi_1(x)] \quad (b_2)$$

なる聯立微分方程式を解く。(b₂) 式より

$$\frac{d\varphi_2}{dx} = -\frac{i2\sigma}{h} \psi_2(x) + \frac{u_0}{h} \frac{d\psi_2}{dx} - \frac{1}{h} \frac{d}{dx} [\varphi_1(x)\psi_1(x)]. \quad (b_2')$$

之を (a₂) 式に代入して

$$\begin{aligned} (f + i2\sigma)\varphi_2(x) + \frac{i2\sigma}{h} u_0 \psi_2(x) + \frac{gh - u_0^2}{h} \frac{d\psi_2}{dx} \\ = -\frac{1}{2} \frac{d}{dx} [\varphi_1(x)]^2 - \frac{u_0}{h} \frac{d}{dx} [\varphi_1(x)\psi_1(x)] \end{aligned}$$

が得られる。之を x に就いて微分して (b₂') 式を代入すれば $\psi_2(x)$ が満足す

べき微分方程式が得られる。即ち

$$\begin{aligned} (gh - u_0^2) \frac{d^2\psi_2}{dx^2} + u_0(f + i4\sigma) \frac{d\psi_2}{dx} + (4\sigma^2 - i2f\sigma)\psi_2(x) \\ = (f + i2\sigma) \frac{d}{dx} [\varphi_1(x)\psi_1(x)] - u_0 \frac{d^2}{dx^2} [\varphi_1(x)\psi_1(x)] - \frac{h}{2} \frac{d^2}{dx^2} [\varphi_1(x)]^2 \end{aligned} \quad (5.25)$$

先づ此の微分方程式の餘函數を求め。微分方程式

$$\frac{d^2\psi_2}{dx^2} + \frac{u_0(f + i4\sigma)}{gh - u_0^2} \frac{d\psi_2}{dx} + \frac{4\sigma^2 - i2f\sigma}{gh - u_0^2} \psi_2(x) = 0$$

に $\psi_2(x) = B_2 e^{\lambda_2 x}$ として代入すれば、 λ_2 を決定する二次方程式が得られる。それを解いて

$$\lambda_2 = -\frac{u_0}{2(c^2 - u_0^2)} \left[(f + i4\sigma) \pm \sqrt{f^2 - 16 \frac{c^2}{u_0^2} \sigma^2 + i8 \frac{c^2}{u_0^2} f\sigma} \right]$$

今簡単のため

$$f^2 - 16 \frac{c^2}{u_0^2} \sigma^2 + i8 \frac{c^2}{u_0^2} f\sigma \equiv p^2 + iq^2$$

と置けば

$$\begin{aligned} p_2^2 &= \frac{1}{2} \left[\left(f^2 - 16 \frac{c^2}{u_0^2} \sigma^2 \right)^2 + \left(8 \frac{c^2}{u_0^2} f\sigma \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} + \frac{1}{2} \left(f^2 - 16 \frac{c^2}{u_0^2} \sigma^2 \right) \\ q_2^2 &= \frac{1}{2} \left[\left(f^2 - 16 \frac{c^2}{u_0^2} \sigma^2 \right)^2 + \left(8 \frac{c^2}{u_0^2} f\sigma \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{1}{2} \left(f^2 - 16 \frac{c^2}{u_0^2} \sigma^2 \right) \end{aligned} \quad (5.26)$$

となる。上述の通り $u_0 < \sqrt{gh}$ なる関係が成立すると考へられるから、 $p_2 > f$ であることが知られる。従つて λ_2 の二つの値は

$$\begin{aligned} \lambda_2' &= -\left[\frac{u_0}{2(c^2 - u_0^2)} (p_2 + f) + i \frac{u_0}{2(c^2 - u_0^2)} (q_2 + 4\sigma) \right] \equiv -(\alpha_2 + i\beta_2), \\ \lambda_2'' &= \frac{u_0}{2(c^2 - u_0^2)} (p_2 - f) + i \frac{u_0}{2(c^2 - u_0^2)} (q_2 - 4\sigma) \equiv \alpha_2' + i\beta_2' \end{aligned} \quad (5.27)$$

となり、且つ $\alpha_2 > 0$, $\alpha_2' > 0$ である。

故に境界条件 $\psi_2(x)|_{x=\infty} = 0$ を満足する餘函數は次の如くである。

$$\psi_2(x) = B_2' e^{-(\alpha_2 + i\beta_2)x}$$

(5.20) 及び (5.22) 式より

$$\varphi_1(x)\psi_1(x) = \frac{i\sigma + u_0(\alpha_1 + i\beta_1)}{\alpha_1 + i\beta_1} \left(\frac{a}{h} \right) ae^{-2(\alpha_1 + i\beta_1)x}$$

$$\frac{h}{2} [\varphi_1(x)]^2 = \frac{1}{2} \left(\frac{i\sigma + u_0(\alpha_1 + i\beta_1)}{\alpha_1 + i\beta_1} \right)^2 \left(\frac{a}{h} \right)^2 e^{-2(\alpha_1 + i\beta_1)x}$$

であるから

$$\begin{aligned} (f+i2\sigma) \frac{d}{dx} [\varphi_1(x)\psi_1(x)] - u_0 \frac{d^2}{dx^2} [\varphi_1(x)\psi_1(x)] - \frac{h}{2} \frac{d^2}{dx^2} [\psi_1(x)]^2 \\ = -[i\sigma + u_0(\alpha_1 + i\beta_1)] [(f+i3\sigma) + 3u_0(\alpha_1 + i\beta_1)] 2 \frac{a}{h} e^{-2(\alpha_1 + i\beta_1)x} \end{aligned}$$

となる。故に微分方程式(5.25)の特解は $B_2'' e^{-2(\alpha_1 + i\beta_1)x}$ であることが知られる。

之を式(5.25)に代入して

$$B_2'' = - \frac{f+i3\sigma+3u_0(\alpha_1+i\beta_1)}{f} \left(\frac{a}{h} \right)^2$$

而して微分方程式の一般解は

$$\psi_2(x) = B_2' e^{-(\alpha_2 + i\beta_2)x} + B_2'' e^{-2(\alpha_1 + i\beta_1)x}$$

である。然るに境界条件 $|\psi_2(x)|_{x=0} = 0$ を満足するから

$$B_2' = -B_2'' = \frac{f+i3\sigma+3u_0(\alpha_1+i\beta_1)}{f}$$

従つて微分方程式(5.25)の一般解は

$$\psi_2(x) = \frac{f+i3\sigma+3u_0(\alpha_1+i\beta_1)}{f} \frac{a}{h} [ae^{-(\alpha_2+i\beta_2)x} - ae^{-2(\alpha_1+i\beta_1)x}] \quad (5.28)$$

となる。依つて潮汐振動の第二分素は

$$\begin{aligned} \zeta_2(x,t) = \Re \left\{ \frac{f+i3\sigma+3u_0(\alpha_1+i\beta_1)}{f} \left(\frac{a}{h} \right) \left[ae^{-(\alpha_2+i\beta_2)x+i2\sigma t} - ae^{-2(\alpha_1+i\beta_1)x+i2\sigma t} \right] \right\} \\ = r_2 \left(\frac{a}{h} \right) \left[ae^{-\alpha_2 x} \cos(2\sigma t - \beta_2 x + \theta_2) - ae^{-2\alpha_1 x} \cos(2\sigma t - 2\beta_1 x + \theta_2) \right] \quad (5.29) \end{aligned}$$

である。茲に

$$\frac{f+i3\sigma+3u_0(\alpha_1+i\beta_1)}{f} \equiv r_2 e^{i\theta_2} \quad (5.30)$$

次に式(5.28)を式(b_2')に代入すれば

$$\begin{aligned} \frac{d\varphi_2}{dx} = - \frac{[i2\sigma + u_0(\alpha_2 + i\beta_2)] [f+i3\sigma+3u_0(\alpha_1+i\beta_1)]}{f} \left(\frac{a}{h} \right)^2 e^{-(\alpha_2+i\beta_2)x} \\ + \frac{2[i\sigma + u_0(\alpha_1 + i\beta_1)] [(2f+i3\sigma+3u_0(\alpha_1+i\beta_1))]}{f} \left(\frac{a}{h} \right)^2 e^{-2(\alpha_1+i\beta_1)x} \end{aligned}$$

之を x に就いて積分して次の結果が得られる。

$$\begin{aligned} \varphi_2(x) = \frac{[i2\sigma + u_0(\alpha_2 + i\beta_2)] [f+i3\sigma+3u_0(\alpha_1+i\beta_1)]}{f(\alpha_2+i\beta_2)} \left(\frac{a}{h} \right)^2 e^{-(\alpha_2+i\beta_2)x} \\ - \frac{[i\sigma + u_0(\alpha_1 + i\beta_1)] [2f+i3\sigma+3u_0(\alpha_1+i\beta_1)]}{f(\alpha_1+i\beta_1)} \left(\frac{a}{h} \right)^2 e^{-2(\alpha_1+i\beta_1)x} + C_2 \quad (5.31) \end{aligned}$$

$\varphi_2(x), \psi_2(x)$ は (a_2) 式を満足すべきであるから積分常數 C_2 は零である。従つて潮流の第二分素は次の如く與へられる。

$$\begin{aligned} u_2(x,t) = \Re \left\{ \frac{[i2\sigma + u_0(\alpha_2 + i\beta_2)] [f+i3\sigma+3u_0(\alpha_1+i\beta_1)]}{(\alpha_2+i\beta_2)f} \left(\frac{a}{h} \right)^2 e^{-(\alpha_2+i\beta_2)x+i2\sigma t} \right\} \\ - \Re \left\{ \frac{[i\sigma + u_0(\alpha_1 + i\beta_1)] [2f+i3\sigma+3u_0(\alpha_1+i\beta_1)]}{(\alpha_1+i\beta_1)f} \left(\frac{a}{h} \right)^2 e^{-(\alpha_1+i\beta_1)x+i2\sigma t} \right\} \\ = r_3 \left(\frac{a}{h} \right)^2 e^{-\alpha_2 x} \cos(2\sigma t - \beta_2 x + \theta_3) - r_4 \left(\frac{a}{h} \right)^2 e^{-2\alpha_1 x} \cos(2\sigma t - 2\beta_1 x + \theta_4) \quad (5.32) \end{aligned}$$

茲に

$$\left. \begin{aligned} \frac{[i2\sigma + u_0(\alpha_2 + i\beta_2)] [f+i3\sigma+3u_0(\alpha_1+i\beta_1)]}{(\alpha_2+i\beta_2)f} &\equiv r_3 e^{i\theta_3}, \\ \frac{[i\sigma + u_0(\alpha_1 + i\beta_1)] [2f+i3\sigma+3u_0(\alpha_1+i\beta_1)]}{(\alpha_1+i\beta_1)f} &\equiv r_4 e^{i\theta_4} \end{aligned} \right\} \quad (5.33)$$

第三次以上の分素も上と同様の手續にて求めることが出来る。しかし夫れ等は非常に小であるから實用上は不要である。故に茲には夫等を求めることを省略する。

上に於て求めた解を纏めて書けば次の如くである。

$$\begin{aligned} u(x,t) = -u_0 + u_1(x,t) + u_2(x,t) + \dots \\ = -u_0 + \frac{r_1}{h} a e^{-\alpha_1 x} \cos(\sigma t - \beta_1 x + \theta_1) \\ + \frac{r_3}{h} \frac{a}{h} a e^{-\alpha_2 x} \cos(2\sigma t - \beta_2 x + \theta_3) - \frac{r_4}{h} \frac{a}{h} a e^{-2\alpha_1 x} \cos(2\sigma t - 2\beta_1 x + \theta_4) \\ + \dots \quad (5.34) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \zeta(x,t) = I_0 x + \zeta(x,t) = I_0 + \zeta_1(x,t) + \zeta_2(x,t) + \dots \\ = I_0 x + a e^{-\alpha_1 x} \cos(\sigma t - \beta_1 x) \\ + r_2 \frac{a}{h} [a e^{-\alpha_2 x} \cos(2\sigma t - \beta_2 x + \theta_2) - a e^{-2\alpha_1 x} \cos(2\sigma t - 2\beta_1 x + \theta_2)] \\ + \dots \quad (5.35) \end{aligned}$$

この内、第一次分素 ζ_1, u_1 は楠博士の解に相當し、而も潮汐と潮流との位相

差も振幅比も楠博士の解に若干の修正を要することが分る。第二次以上の分素 $\xi_2, u_2, \xi_3, u_3, \dots$ は所謂倍潮 (Over-tides) で、基本潮に比すれば極めて小さい。

尙ほ抵抗係数 f の数値を選定するには、潮汐一週期間の平均では、抵抗がシェージャー法則に従ふとしても速度の一乗に比例するとしても同じ平均流速と平均勾配を興ふる様にする。處で平均流速は結局河川の固有流速 u_0 であり、平均勾配は I_0 に外ならぬ故

$$u_0 = C\sqrt{hI_0} = \frac{gI_0}{f} \quad \therefore f = \frac{g}{C} \sqrt{\frac{I_0}{h}} \quad (5.36)$$

として、シェージャーの粗度係数 C に従つて f を決定すればよい。

5.3 感潮河口の形状 既に述べた如く掃流力も、又平均の渦動粘性も水深 h と流速 v の積に比例すると考へられるから、潮流の強い感潮河口は各断面が洗掘堆積の平均する様に等深等速にならうとする傾向があつて、それに應ずる川幅を有するのが最も安全だと考へられる。ハリス (HARRIS) は其の様な場合に感潮河口の形状を決定した。極めて粗つぽい計算ではあるが興味ある問題故紹介しよう。

先づ河幅 b 水深 h の處で、潮汐 $\xi = a \cos \frac{2\pi}{T} \left(t - \frac{x}{c} \right)$ が有するエネルギーは、一波長 $\lambda = c \cdot T = \sqrt{gh} \cdot T$ につき

$$\begin{aligned} \text{位置エネルギー} &= \frac{1}{4} \rho \lambda a^2 b, & \text{運動エネルギー} &= \frac{1}{4} \rho \lambda a^2 b \\ \therefore \text{全エネルギー} &= E = \frac{1}{2} \rho \lambda a^2 b \end{aligned} \quad (5.37)$$

である。故に若しエネルギーが衰減せずに傳はるならば潮差 $2a$ は $b^{\frac{1}{2}} h^{\frac{1}{4}}$ に反比例して變化すべきである。

然し實際は距離 dx の間に抵抗が潮流速度 u の二乗に比例して働き

$$\text{抵抗} = K \frac{\rho}{2} u^2 b dx \quad (5.38)$$

によつて、 dt 時間にはエネルギー損耗が

$$\text{抵抗} \times \omega dt = K \frac{\rho}{2} u^3 b dx dt \quad (5.39)$$

生ずる。然るに潮流と潮汐との間には近似的に

$$u = \xi \sqrt{g/h} \quad (5.40)$$

なる関係があるから、

$$dt \text{ 時間の勢力損耗} = K \frac{\rho}{2} \left(\frac{g}{h} \right)^{\frac{3}{2}} \xi^3 b dx dt \quad (5.41)$$

之を一週期 T の間積分すれば

$$K \frac{\rho}{2} \left(\frac{g}{h} \right)^{\frac{3}{2}} b dx \cdot 4 \int_0^T \xi^3 dt = \frac{\rho}{2} K \left(\frac{g}{h} \right)^{\frac{3}{2}} b dx \times \frac{4}{3} \frac{Ta^3}{\pi} \quad (5.42)$$

更に之を河口 ($x=0$) より上流 x 點まで積分すれば

$$\text{エネルギー消耗} = \frac{4T}{3\pi} K \frac{\rho}{2} \int_0^x a^3 b \left(\frac{g}{h} \right)^{\frac{3}{2}} dx \quad (5.43)$$

然るに之は河口と x との二断面に於けるエネルギー差に當るから、河口の川幅を b_0 、潮汐振幅を a_0 にて表せば

$$a^2 b + \frac{4K}{3\pi h^{\frac{3}{2}}} \int_0^x a^3 b dx = a_0^2 b_0 \quad (5.44)$$

今茲に潮流の洗掘作用により、水深 h も潮流 u も各断面一定となる様に川幅が調節されて居るとすれば、當然潮汐振幅 a も一定なるが故、前式を x にて微分し

$$\frac{1}{b} \frac{db}{dx} = -\frac{4}{3} \frac{K}{\pi h^{\frac{3}{2}}} a \quad (5.45)$$

を得る。之をときて

$$b = b_0 e^{-kx}, \quad \text{但し} \quad k = \frac{4}{3} \frac{K}{\pi h^{\frac{3}{2}}} a \quad (5.46)$$

ハリスは此の公式を Humber 河の川幅變化に適用し第 45 表の如く割合良好な一致を見た。

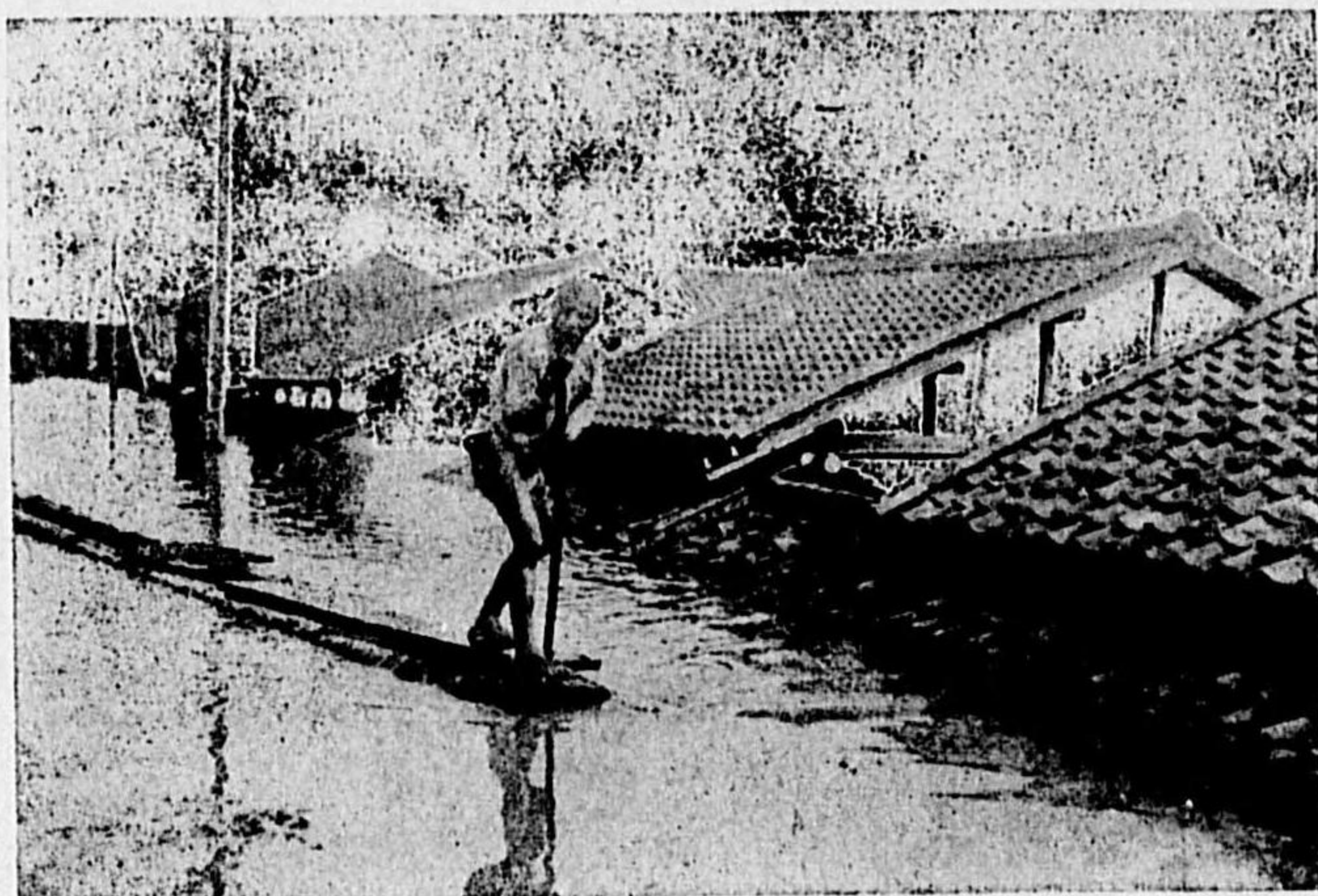
第 45 表 Humber 河口の形状

河口より距離 x (mi)		0	5	15	20	25	40	45
河幅 b (ft)	實測	18000	10800	7392	4950	3300	1320	924
	想定	18000	12042	6600	4810	3458	1285	924

第三章 出水

第1節 洪水現象

1.1 洪水の頻度 十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度位はきつ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圖)。我が國で最も古くから洪水の記録が歴史に残つて

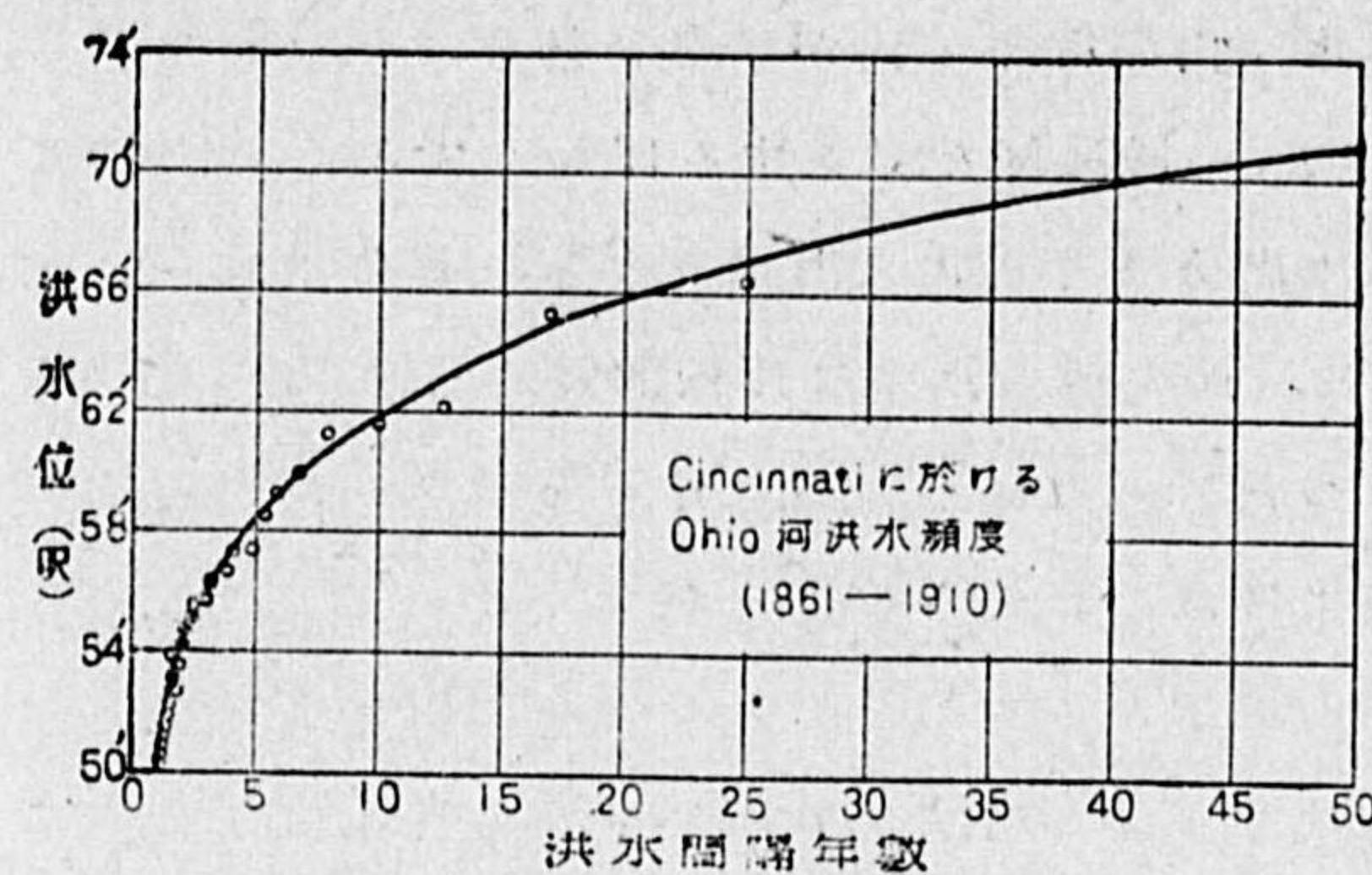


第48圖 淀川洪水高槻町浸水の光景(大正六年)

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、年數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



第49圖 洪水水位と洪水間隔年數(オハイオ河)

水位とそれに應ずる間隔年數を對照したものである。随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、毎年起的様な程度の洪水を Probable flood といひ、100年に1回起

第46表 黄河の洪水回数

時代	年數	洪水回数
禹時代以後	1676年間	7
第一遷後	613	15
第二遷後	1037	161
第三遷後	146	87
第四遷後	300	475
第五遷後	361	614
第六遷後	80	214
計	4213年	1573

る程度の最大洪水を 100 year flood といつて、夫々に應ず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為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、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濡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続時間と降雨區域の廣さ及び地質の透水性、降雨前の地濕狀態如何とに關する。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続くことになる。

(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、一般に不規則な昇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、氷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洲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。

我國は熱帯起原の颱風やアジア大陸起原の大陸旋風の通路に當り屢、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箇年の水害損失價額は第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眞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国的な洪水の年として著名である。

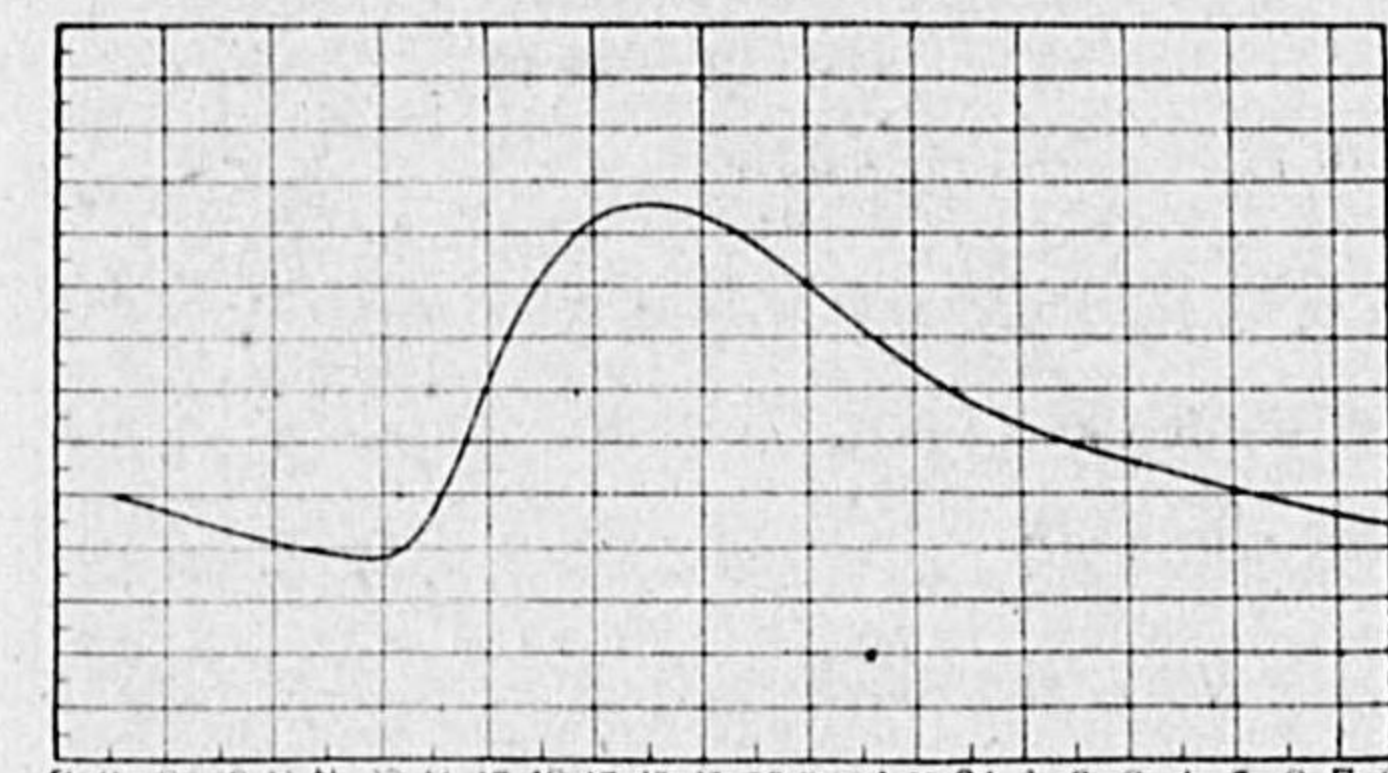
第47表 本邦水害損失價額 (單位千圓)

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	39,728	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

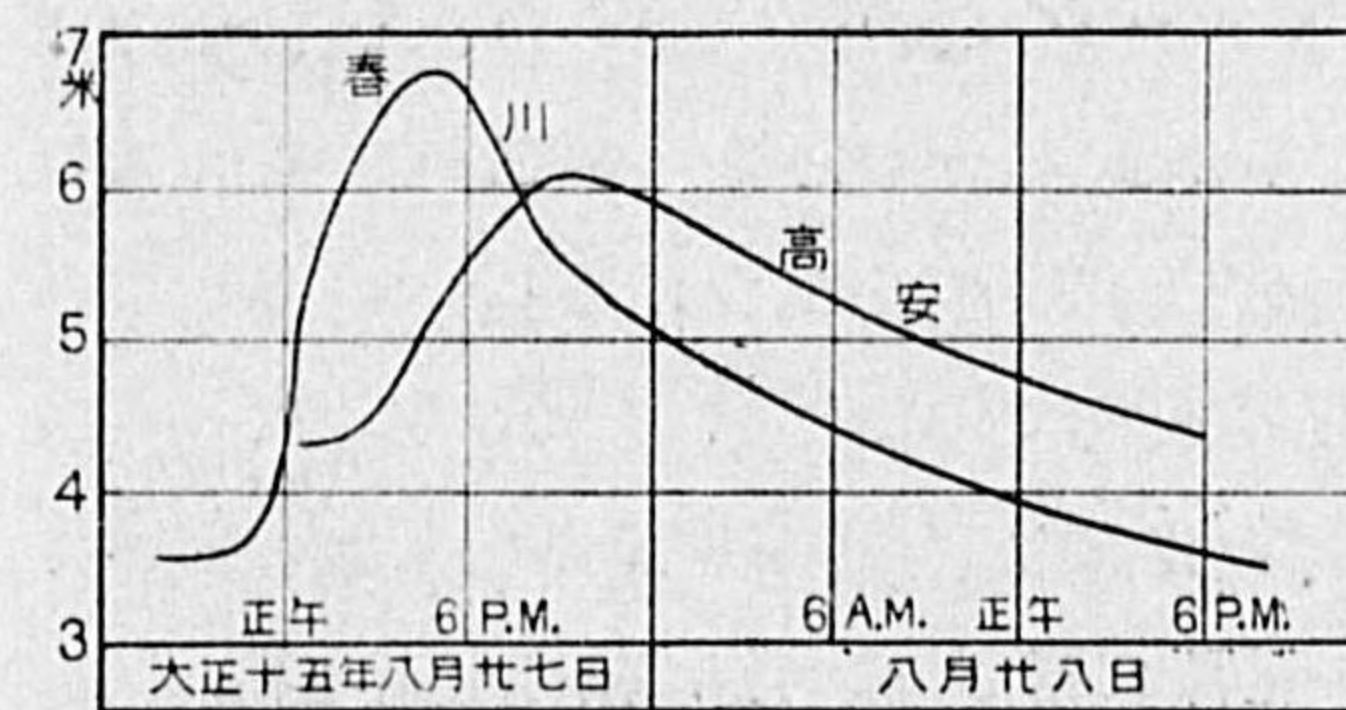
1.3 出水時の量水曲線 時々刻々の水位若くは流量を縦軸に時間を

横軸にした曲線を總稱して量水曲線 (Hydrograph) といひ、特に水位の場合には水位時間曲線 (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続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、比較的低下な波形となり、而も上昇部が急に、下降部が緩になつて波形は歪められる。減水中に再度の降



(a) 阿蘇黒川の出水位曲線 (昭和15年7月21~22日)



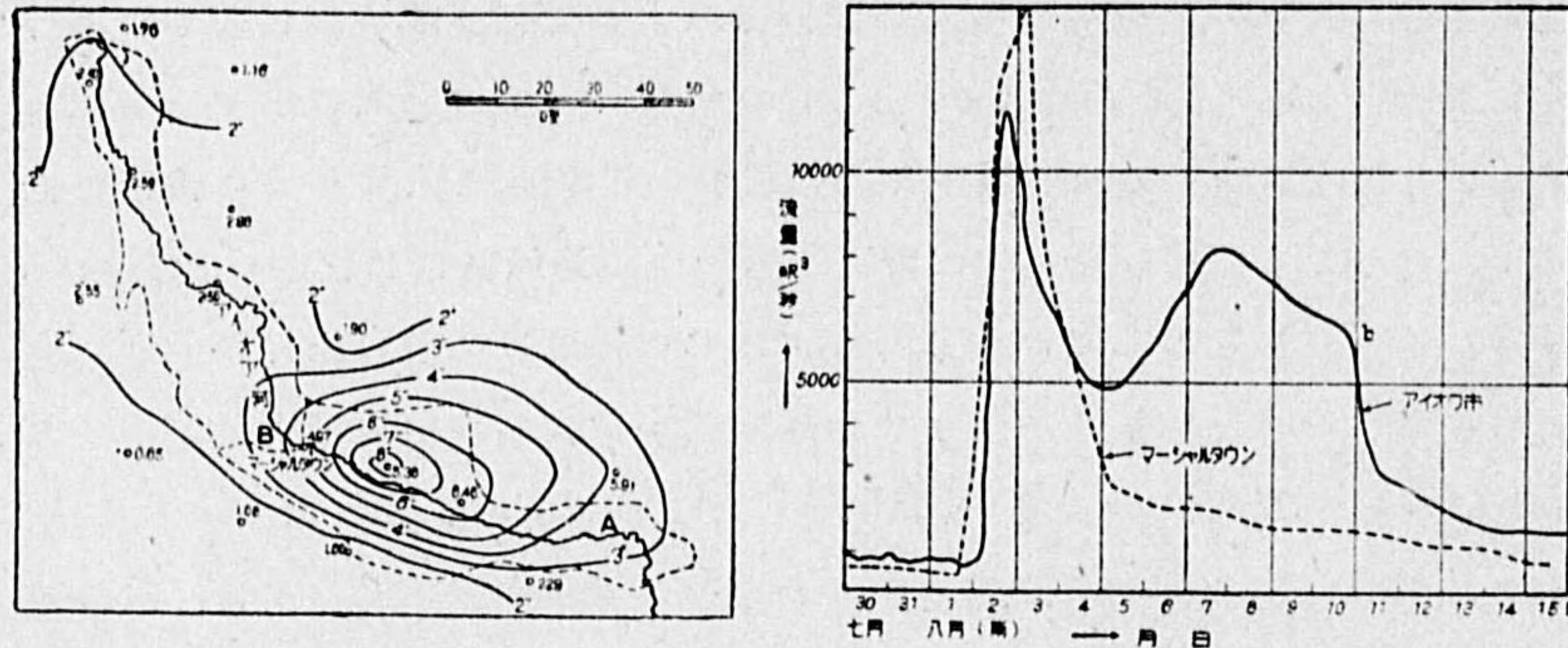
(b) 洪水時の水位曲線 (漢江) 第50圖

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。

第50圖(a)は吾々がとつた阿蘇黒川の出水位曲線、(b)は朝鮮總總府の得た漢江の水位曲線で、共に單一な波形をし、而も増水は急に減水は緩に行はれ、又漢江の上流點春川よりも下流點高安の方が洪水位は低くなつて居る代りに出水期間は延びて居ることが明かに見られる。

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喰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、アイオワ河では単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 日に數時間豪雨が降り、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点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) 単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途中に於て更に 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圍(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(圖のり點)の急變は如何にして起つたかといふに、それは圖のり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を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。同一地点で是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

$$v dA = dQ$$

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

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

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か若くは ds を隔てた上下流兩地点間に流量の差がないときである。上下兩地点に流量の差がないのは、最大流量が既に上流地点を通過して兩地点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、 $dQ/dt = 0$ 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、川の上下諸地点の水位曲線につき、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。之を洪水波 (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、多くは河の全長に亙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軒である。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 1.84 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

$$\text{矩形断面の川では } u = \frac{3}{2}v$$

$$\text{三角形断面では } u = \frac{5}{4}v$$

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

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を取れば、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

$$u = \frac{dQ}{b \cdot dh} = \frac{dQ}{dA} \left(= \frac{\text{流量變化}}{\text{河積變化}} \right) \quad (1.7)$$

之が洪水傳播速度の一般式である。洪水にもシェーゲ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

$$Q = vA = CbV\sqrt{I} \cdot R^3, \quad v = C\sqrt{RI}$$

であつたから、 $dh = dR$ に注意し

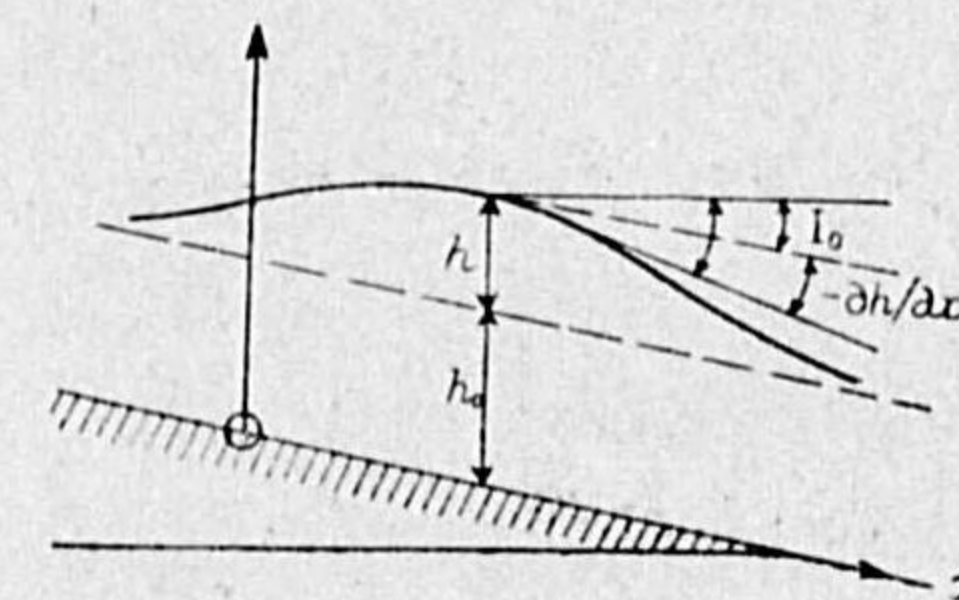
$$u = \frac{dQ}{b dh} = \frac{3}{2} C\sqrt{I} \cdot R^2 = \frac{3}{2} v$$

拋物線乃至三角狀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、シェーゲー公式より

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

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

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 が変化せずには 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

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

或は

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

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

$$1 - \frac{2u}{3v} = 0 \quad \text{或は} \quad u = \frac{3}{2}v$$

なるヤスムンドと同じ結果を得た。然し之は (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 洪水の防禦と計畫洪水量

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 我が國では仁徳天皇は皇紀 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湧を防がしめ給ふた。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、往々環狀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。又霞堤といつて、堤防を一續きにせず、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緑川に施行した轆轤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、洪水の難を少なくする所以である。川の疏通能は傾斜と河の斷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て勾配を増し、或は河幅を広げ河底を淺渌して深度を増して河の斷面積を擴大し、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、單に下流を淺渌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酌して、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數を少な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、禿山には殖林をなし、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。

かきうな目的の殖林や砂防工事は、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るかは言ふまでもなく、また揚子江水量に對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 佛國サウオイの段々堰



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 丸太橋下流防波堤 (3) 石垣壁 荒神橋下三本木 (4) 立木(樫) 府立病院裏 (5) 雑草 出町橋下東堤防 (6) 硝子戸 高野川三宅橋 (7) 硝子戸及び板壁 御園橋附近 (8) 腰板 川勝寺 (9) 上流壁 西京極 徳大寺園子田町 (10) 中流壁 花園橋前

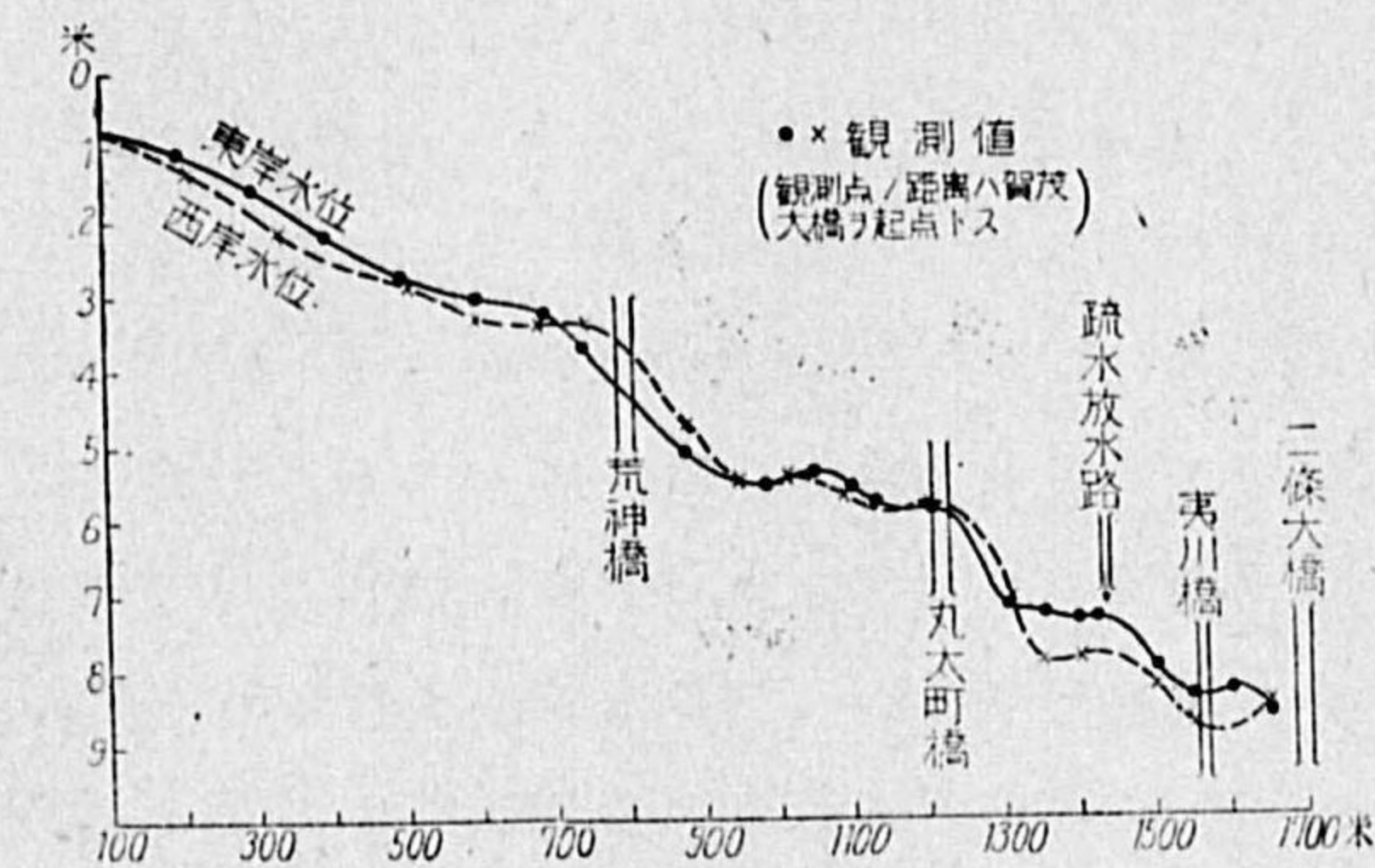
(1) 洪水時の水位及び水面勾配の決定 流量は川の断面積と平均流速との積であるから、何としても大洪水時の水位を知るのが第一である。而して洪水時の水位の決定は比較的容易である。

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月京都に大惨害を興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互つて調査した。第55圖は其の各種各様の例を一つづゝ示したものである。人家に残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中分なき明瞭な記しを興へ、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水位を教へて呉れるし、又石垣では下から上まで一連に纏はり生へた蔓や雑草も亦之にかゝるゴミの最高位によつて洪水水位を知るに充分である。また鱗の様に皮の

剥げかゝつた松や榎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水位が判断出来る。河川に沿うて各地點の洪水水位が分れば、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 55 圖 鴨川兩岸洪水水面形状

吾々は鴨川の東西兩岸に沿ひ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。又此の邊での斷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脹れ上がり、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對に水位を低下され、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・シェーゲー公式を用ひた。而して粗度係数は當時の河岸狀況より判断し $n=0.035$ 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、もし平素さう大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 (C. 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 (河底基準の)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挿外法を適用し、洪水流量を決定する。

(iii) 流速斷面積関係の外挿. 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、之を大洪水まで挿外法を適用して洪水時の流速を推定し、それに斷面積 A をかけて流量を得る。

(iv) 流量と $AV\sqrt{h}$ との關係による法. 平素の實測流量 Q と $AV\sqrt{h}$ 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、それより斷面平均流速を推定し、洪水時の斷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を目標として、改修其他の計畫洪水量が定められるのである。

2.3 洪水量の綜合實驗公式 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綜合法則を求めたいと考へるのは當然である。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部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 /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なる係數であるが、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・森相等に関する常數で、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 (R^3 /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と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 は地域の滲透性に関する常數で、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対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

$$\rho = C_2 \frac{3.204(1 - F_1/F)^{7.738}}{I^{0.0888}} I^{0.356} \quad (2.5)$$

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、 $I = R_8/R$ としたものである。又 C_2 は汎濫面積の廣狹、形狀、位置、河幅の廣狹及び一般土

地傾斜の緩急による係數で、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汎濫部を有する河幅廣き亂流河川で、一般の土地亦傾斜緩なるもの。
 $=1.2$ ……汎濫部なく河幅狹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方里の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 (呎³/秒) を流域面積 F (平方哩) と對比して、殆んど總てが

$$Q = 10,000 \sqrt{F} \quad (2.6)$$

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呎/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 (ft²) 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

$$F = 0V \sqrt{A}$$

としたのを、ジャーヴィス氏が $Q = F \cdot V$ に代入して係數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%、ポトマック河で49.0%、ミシシッピ河で21%、ダニューブ河で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 (呎³/秒/方哩) を與ふる實驗式として

$$q_T = C \frac{1+0.8 \log T}{F^{0.5}} \left(1 + \frac{2}{F^{0.3}}\right) \quad (2.7)$$

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。それでブチー(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状及び雨量を含み、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 20 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酌して、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では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) 上流水位の増高を根據とする法

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、淀川本川の大阪に近い牧方量水標での最高水位 h 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

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

と決定し、之によつて9時間前に豫報が出来る様にした。尚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時間前に豫報出来る様にもした。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 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

$$h = 0.0186(h_2^2 + h_1^2) + 10.962 \quad (\text{尺單位})$$

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益を興へた。

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參考に供して居たが、其の方法の一つには水位法も用ひられた。即ち上流智頭ちづつの水位 h_1 を知れば、下流鳥取市の水位 h は

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

で興へられ、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で、別に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にする。

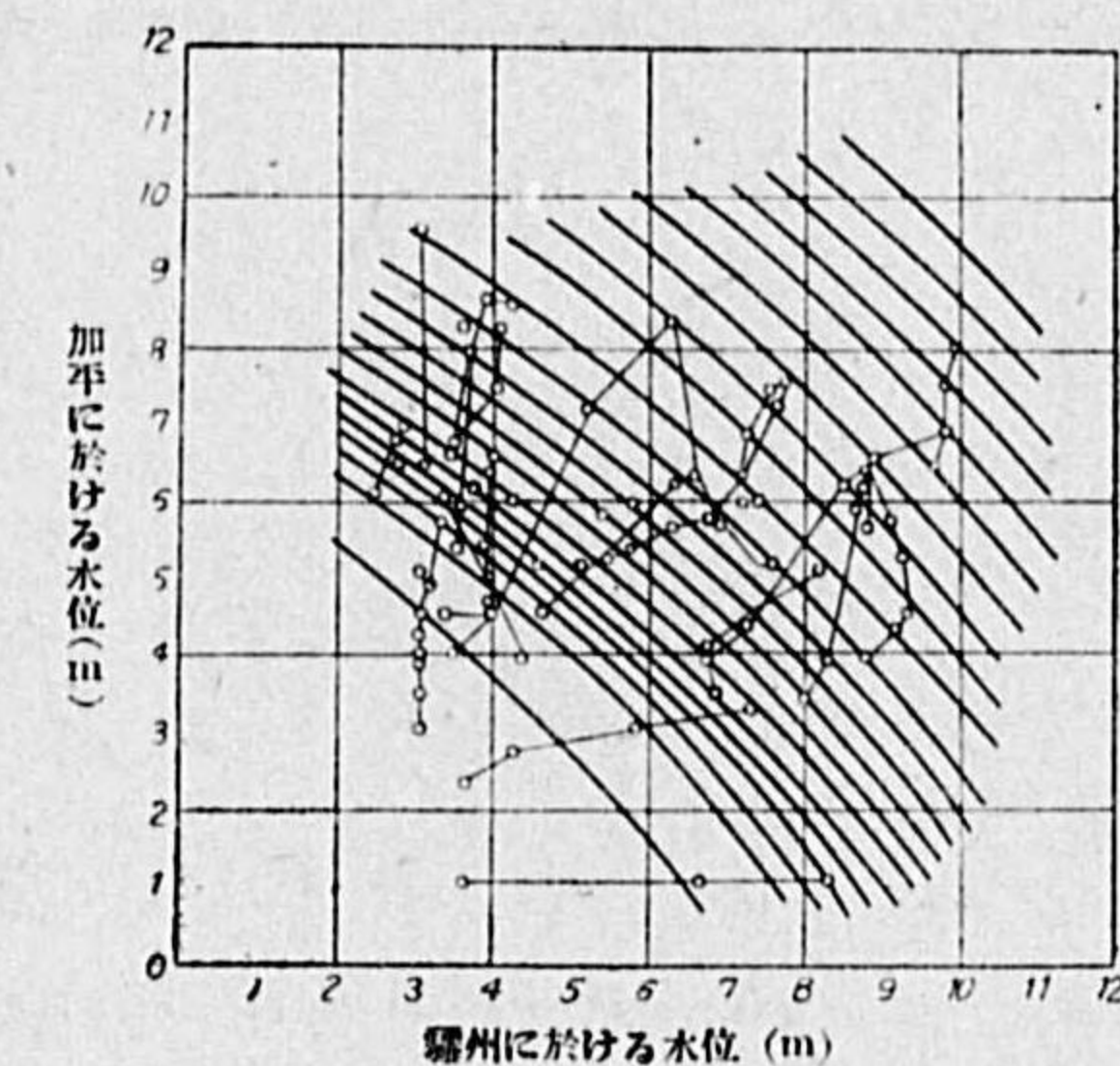
和田雄次博士は荒川(關東)筋各地點の最高水位間の關係を直線式にて求めた。其の内、東京鐘淵の水位 h と上流寺尾の最高水位 h_1 とは

$$h = 0.249 h_1 - 145.997 \quad (\text{尺單位})$$

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、

之に應ず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水位と加平、驪州の洪水水位との關係

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にないことである。即ち圖の Isocurves は直線ではなくて寧ろ同心

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 (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、

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

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秀則之氏が、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13回につき調査圖示するに直線的關係あることから

$$H = 0.025R_7 - 0.629 \quad (\text{平均誤差} = 14.6 \text{ cm})$$

$$= 0.025R_8 - 1.267 \quad (\text{平均誤差} = 13 \text{ cm})$$

を得、洪水豫報をすることにした。

上野已熊氏も亦筑後川(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、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

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

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

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

Base level 6.5尺~11尺のとき

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

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

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

Base level 11尺~15尺のとき

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

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

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

Base level >15尺のとき

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

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

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

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、出水前の土地乾濕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。斯くして前記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

件に該当するもの
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
土地乾濕狀況により5~10mm(地表貯水量及び土地濕潤の爲の消費量)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。

$$\begin{aligned}
 \text{加 茂} \quad H &= 0.7639 + 0.0755 R \quad \text{for} \quad 1 < r < 3 \\
 &= 0.5284 + 0.0832 R \quad 3 < r < 6 \\
 &= 0.4287 + 0.0930 R \quad 6 < r < 12 \\
 &= 0.7965 + 0.0974 R \quad r > 12 \\
 \text{天 龍 寺} \quad H &= -0.0716 + 0.0217 R \quad 1 < r < 3 \\
 &= -0.0062 + 0.0352 R \quad 3 < r < 12 \\
 &= 0.6416 + 0.0402 R \quad r > 12
 \end{aligned}$$

(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 筑後川危険川水降雨條件

場 合	區 分	主 條 件 8 時間雨量	副 條 件 (主 雨 前 の 雨 量)		
			前 24 時間 雨 量	同 48 時間 雨 量	同 72 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 總回数	久留米水位16尺 以上の有無		水位 14 尺以 上の有無	
		有(回数)	無(回数)	有(回数)	無(回数)
(A)	28	20	8	26	2
(B)	31	23	8	28	3
(C)	44	24	20	37	7

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
全域に互る雨量觀測が毎日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)にて表はすことにした。

扱て上流地域の雨が登米にて最大効果を示すのは通常滿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効率係数を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(尺)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関しても、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する
ものと假定する。かくして、登米附近に来る流量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(尺)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、之に應ずる最高
水位H(尺)は

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

$$\text{即ち} \quad H = \sqrt{Q/184.5 + 8.3} = \sqrt{(Q''+q)/184.5 + 8.3}$$

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。逓信局
水力課が作った水位流量關係式

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

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

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

と云ふ式をも作つたが、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、かゝ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 が分ればそれに應ずる 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。

水谷鑄氏は庄内川(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、

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

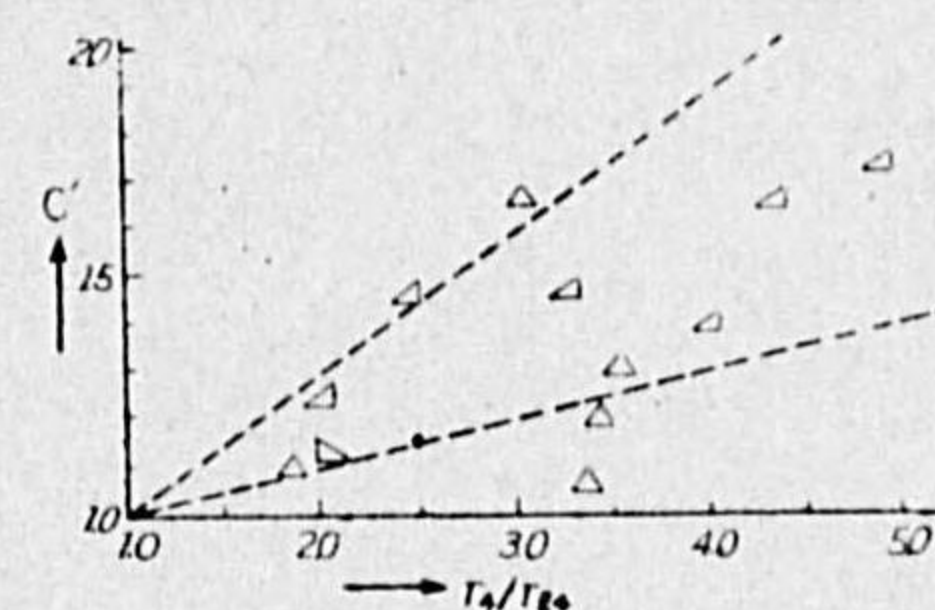
となつた。次に洪水のとき、若し流域内の最遠距離から量水所まで流下するに要する時間が t なるとき、流域面積 A 一面に一定強度の雨量 r が t 時間降り續くならば、觀測地點に於ける最大流量 Q は $Q = CrA$ なるべきことは明かである。ここに C は或る係數を表はす。實際の雨は時間的にも場所的にも一様でないけれども、全流域 t 時間平均の降雨強度を r_t とすれば最大流量は降雨始まつてから t 時間内に起り

$$Q = Cr_t A$$

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、 $t = 24$ 時間中の最強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_4 とし、 r_4/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 と降雨狀況との關係

$$C = 1 + 0.4 \frac{r_4}{r_{24}} \dots \dots \dots \text{強雨が} t \text{時間中の始又は中間にある場合}$$

$$= 1 + 0.65 \frac{r_4}{r_{24}} \dots \dots \dots \text{終期にある場合}$$

既に C が定まれば將來は r_{24} と r_4 とさへ分れば流量 Q は $Q = Cr_t A$ 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 を耗/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、之に應ず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 圖の分散状態を見れば、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懐くものである。

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増加を Z とし、其の間の雨量平均強度を r (耗/時) とすると

$$\begin{aligned} \text{總雨量 } 20-60 \text{ mm までは } & Z = 4.0e^{0.552r} \\ 61-1200 \text{ mm 間は } & Z = 21.0e^{0.535r} \end{aligned}$$

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。

現著者野滿は加茂川の昭和 10 年大洪水につき研究の結果、本川の洪水量は大体 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ず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効果は雨量式によることとし、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・秒單位で

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

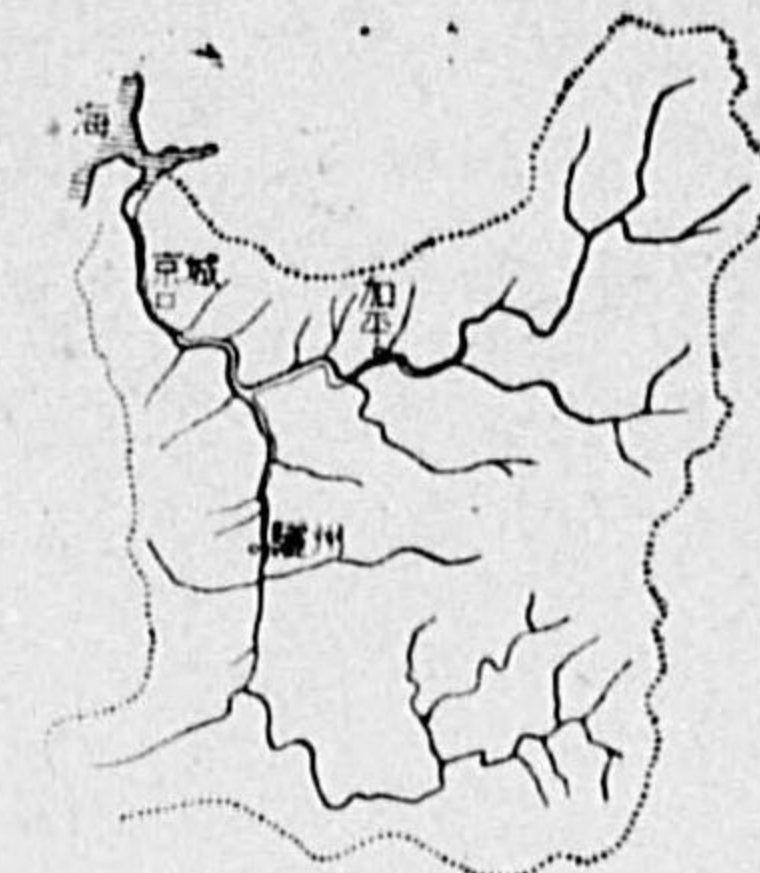
之を前式に入れると京城水位 h_3 は既述の如く上流二地の水位 h_1, h_2 と圓弧關係を保つ譯である。然し實際には、京城まで洪水が出て来る迄には途中で氾濫遲滯があるから其の修正を要する。

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、 $q = mh^2$ 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、其の間に流過した總増加水量 ΔS は

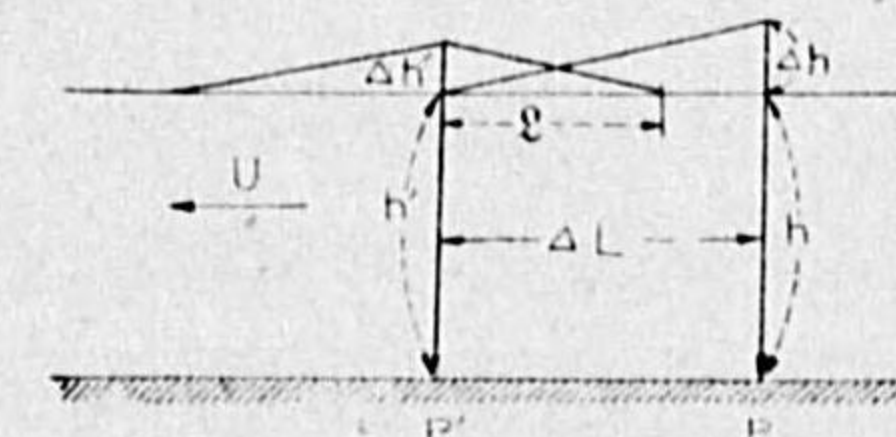
$$\Delta S = \frac{1}{2} \Delta q \cdot \Delta t = mh\Delta h \Delta t$$

となる。 Δt 時間の流下距離を ΔL とすれば、増加水量の影響は 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 時間に通過すべき増加水量は ΔL 間に多少水位増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、

$$\Delta S_1 = \frac{1}{2} \Delta h' \cdot B \cdot \Delta t = \frac{1}{2} \Delta h' \cdot B \cdot k \Delta L, \quad \text{但し } \Delta h' = k \cdot \Delta L$$



第 59 圖 漢江流域圖



第 60 圖 增加水量の效果

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 を通過した總増加水量は

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

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 を充分小にし従つて ΔL も亦微少にすれば

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

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、

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

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効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

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

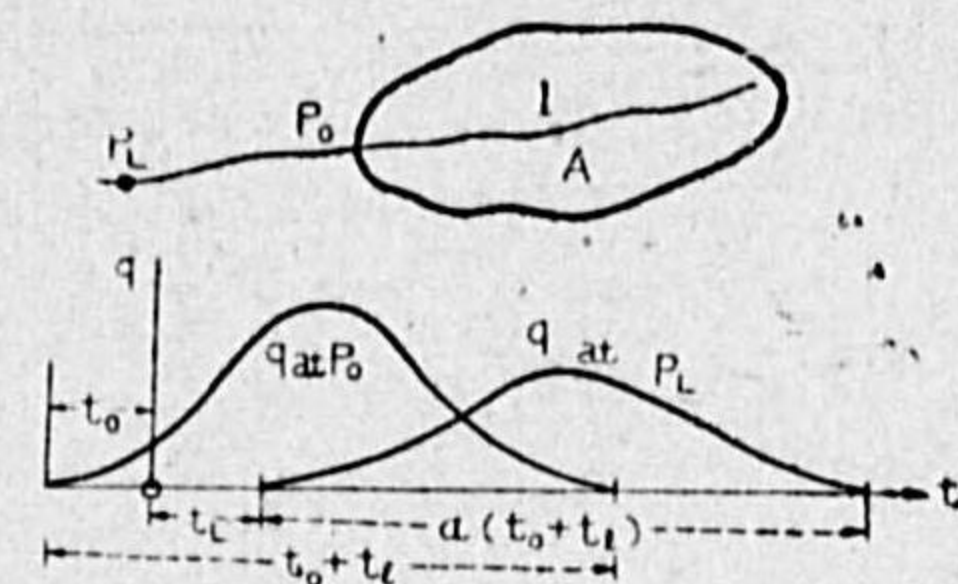
を得た。茲に h_1, h_2 は驪州及び加平の水位 (m), Δh_1 及 Δh_2 は一時間毎の水位上昇量 (m) として係數を定めた。

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効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 なる雨が一樣に降つたとし、流域最遠距離 l



第 61 圖 出水曲線

から流域下端 P_0 に流下するに t_l 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、 $t_0 + t_l$ 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圍を $\pm 3\sigma$ としても差支ないから、之を先きの洪水期間 $t_0 + t_l$ に當るとして

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

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 $\sigma = \frac{\alpha}{6}(t_0 + t_l)$ 。而して、雨量 R の報告時 (R の開始後 t_0 を經た時) を time origin とし t 時間後の τ は

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

故に P_L 點に於ける流量時間關係は、

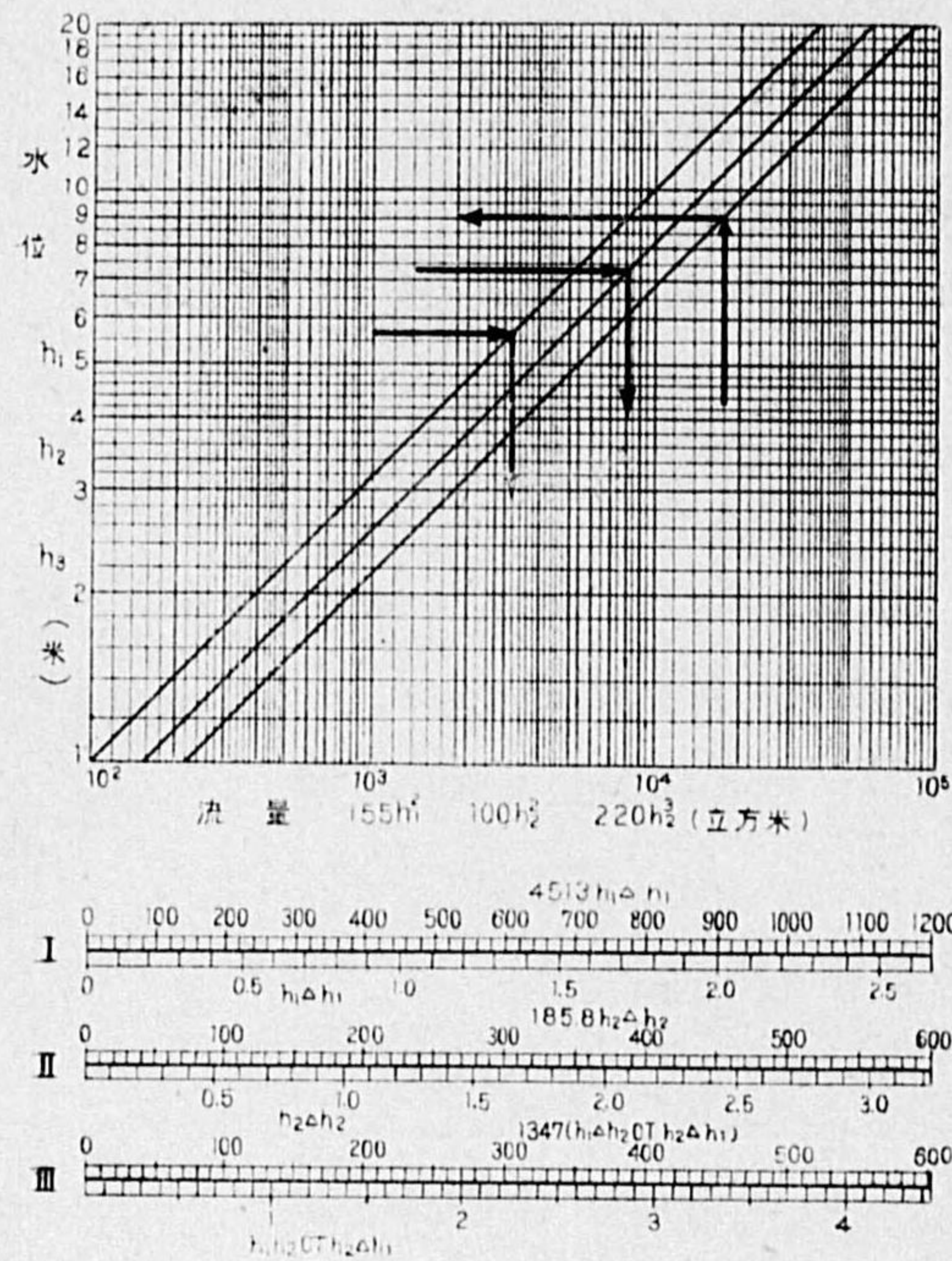
$$q = \frac{6CRA}{\sqrt{2\pi}\alpha(t_0 + t_l)} e^{-\frac{1}{2}[\frac{3 + 6(t_L - t_0 - t)/\alpha(t_0 + t_l)}{t_0 + t_l}]^2} \quad (\text{v})$$

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 との函數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になつた。

$$\alpha = 1 + 0.0026 L + 5.8 F^v, \quad (vi)$$

但し

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



第 62 圖

降雨が永く続く場合には、一定時間 t_0 毎の雨を報告せしめ、それに應ずる流量を前式で計算し、其の各々の時刻を考慮して下流 R_L 點に同時に來る分を累計すればよい。

漢江の場合に之を應用するため、本流の驪州から支流合流點迄の流域を a 區、支流の加平から合流點迄の流域を b 區、合流點から下流京城までの流域を c 區とし、各區の必要な常數 t_i, t_L, L, F^v, A 等を定め、 $t_0=3$ 時間毎の雨量報告を受くるとして、京城に現はるゝ流量は、

a 區より

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

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

b 區より

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

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

c 區より

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

$$\therefore \sum q_c = 4.070 R_0 + 18.148 R_3 + 26.378 R_6 + 12.499 R_9 + 1.931 R_{12}$$

(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

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

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、急の間に合ふ様にした。

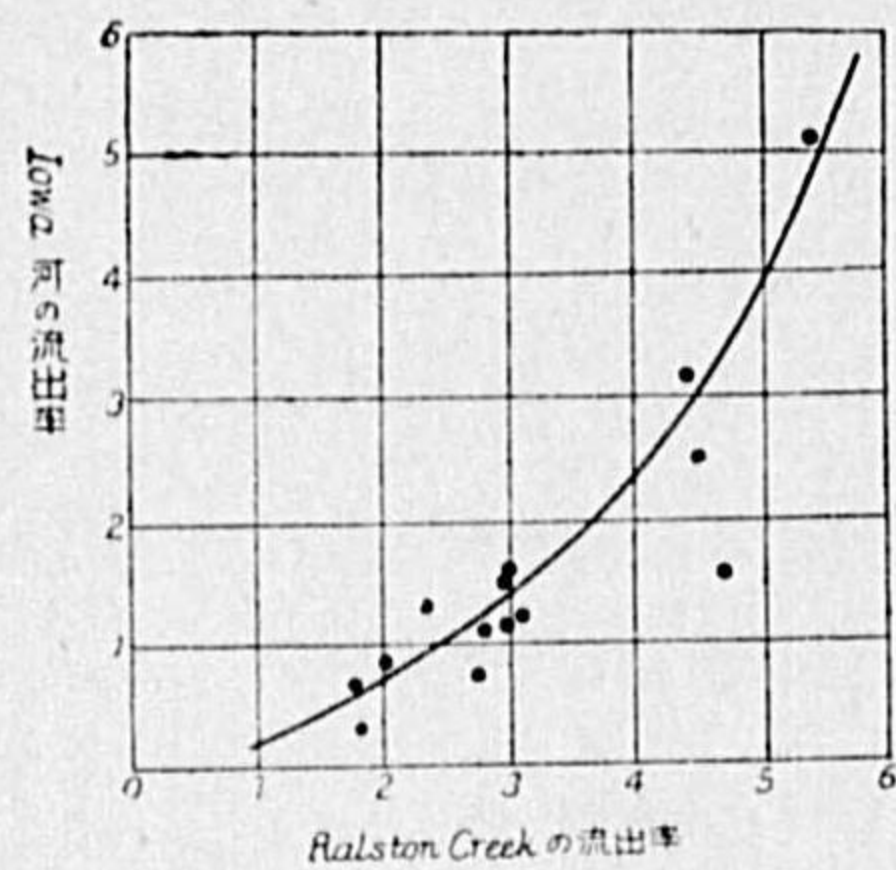
次に洛東江に就きても全く類似の方法を取り、大支流の合流點以上に 2 箇所の量水所を基準に水位式を、それより下流には雨量式を採用して、下流の洪水豫報を實施しつつある。

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 時間毎の雨量効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、CR.A=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効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。否現に十數年に亙り實地に洪水豫報を施行して好成绩をあげて居るのは、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、數回の雨の効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、且つは洪水に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

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ゝした。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

ず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効雨量、 r_{f2} は前日、 r_{f3} は前々日の同様有効雨量で、以下それに準ずる。従つてこの洪水量は當日は固より前一週間までの雨量効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 の割合に効果を奏することゝなる。

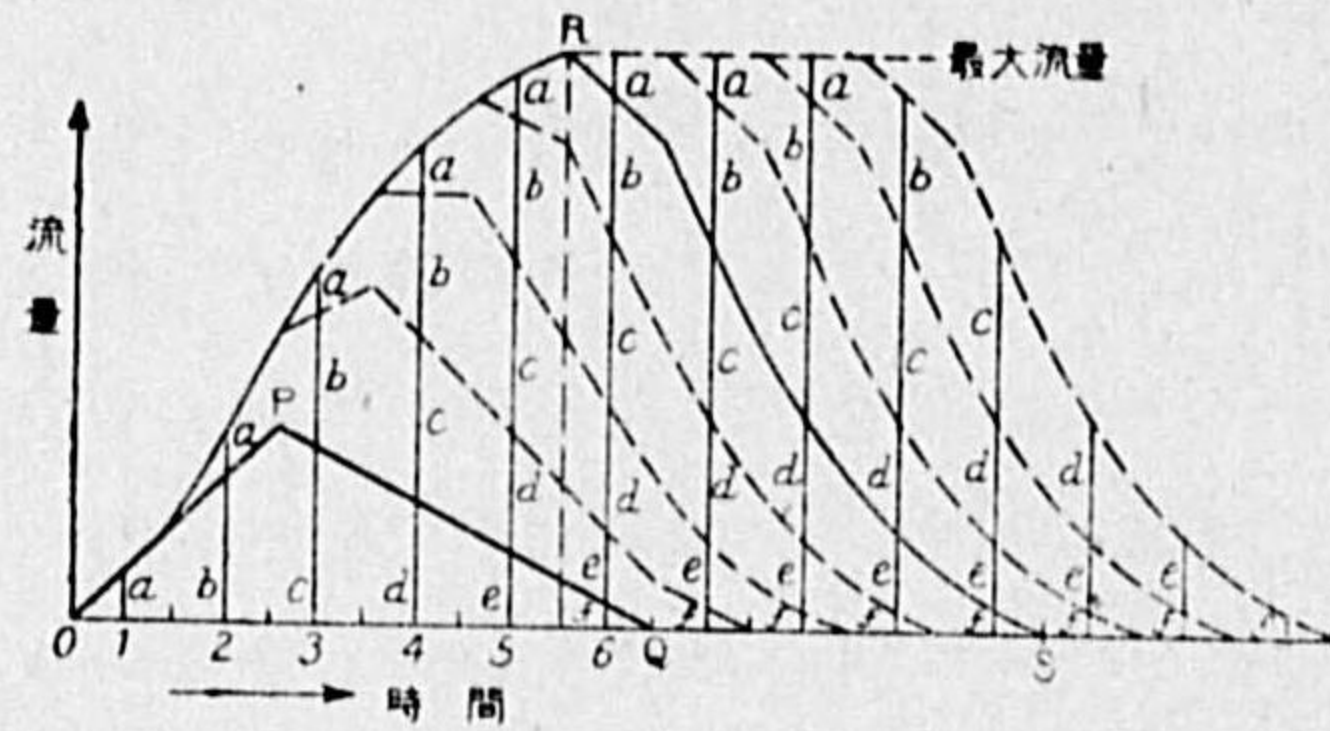
然し、このフォールスの結果は實測と相當に喰違つて居る上、其の適用した川が極めて小さいものであつた爲、發表以來餘り注意せられずに過ぎた。然るにセヤマン (L. K. SHERMAN) が類似の方法を "Unit-graph method" と銘打つて發表して以來、最も發展の可能性ある一新良法として喧傳せられてゐる。

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続く場合の出水狀況をも推算出来る様にしようといふのであるが、其の根柢には、「單位時間降つた有効雨量 (蒸發蒸發を除いた) に因る河川の流量は全體としてその有効雨量に比例し、且つ雨後の流量時間配分 (従つて量水曲線) は常に同形なり」との假定が含まれて居る。

先づ Unit-graph とは單位時間 (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、全流域に互り單位高 (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、實際に單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 (蒸發をも考慮し) を引き去つた残りの全流出量 (曲線下の面積) が、全流域單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、數日に互り任意の降雨がある場合の出水状況は、毎日の有効雨量を Unit-graph の割合に分割し、各降雨に應ずる位相を以て降雨後の日附に割當て、各日毎に全降雨の効果を累計すれば、日々々の流量が豫報出来る。例へば第64圖に於て Unit-graph は6日間に互り効果を奏するが、此の流域に7日間連続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日づゝずらして積み重ねた、外輪廓線に當るのである。



第64圖 セヤマン氏法

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 の高さの水量に應ずる 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、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ゝる洪水豫報法を 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 をそのまゝを使用したがる、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 (有効雨量にあらず) 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、形状、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

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

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

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

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

にて表はさるゝのである。

更に各川の Unit-graph から降雨後日々の流量 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。此の圖こそ綜合配布圖 (Synthetic distribution graph) と稱すべきもので、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 Tennessee 州 French Broad River では地圖から

$$\text{流域面積 } F = 4450 \text{ 方哩, 長さ } L = 130 \text{ 哩, } L_F = 67 \text{ 哩}$$

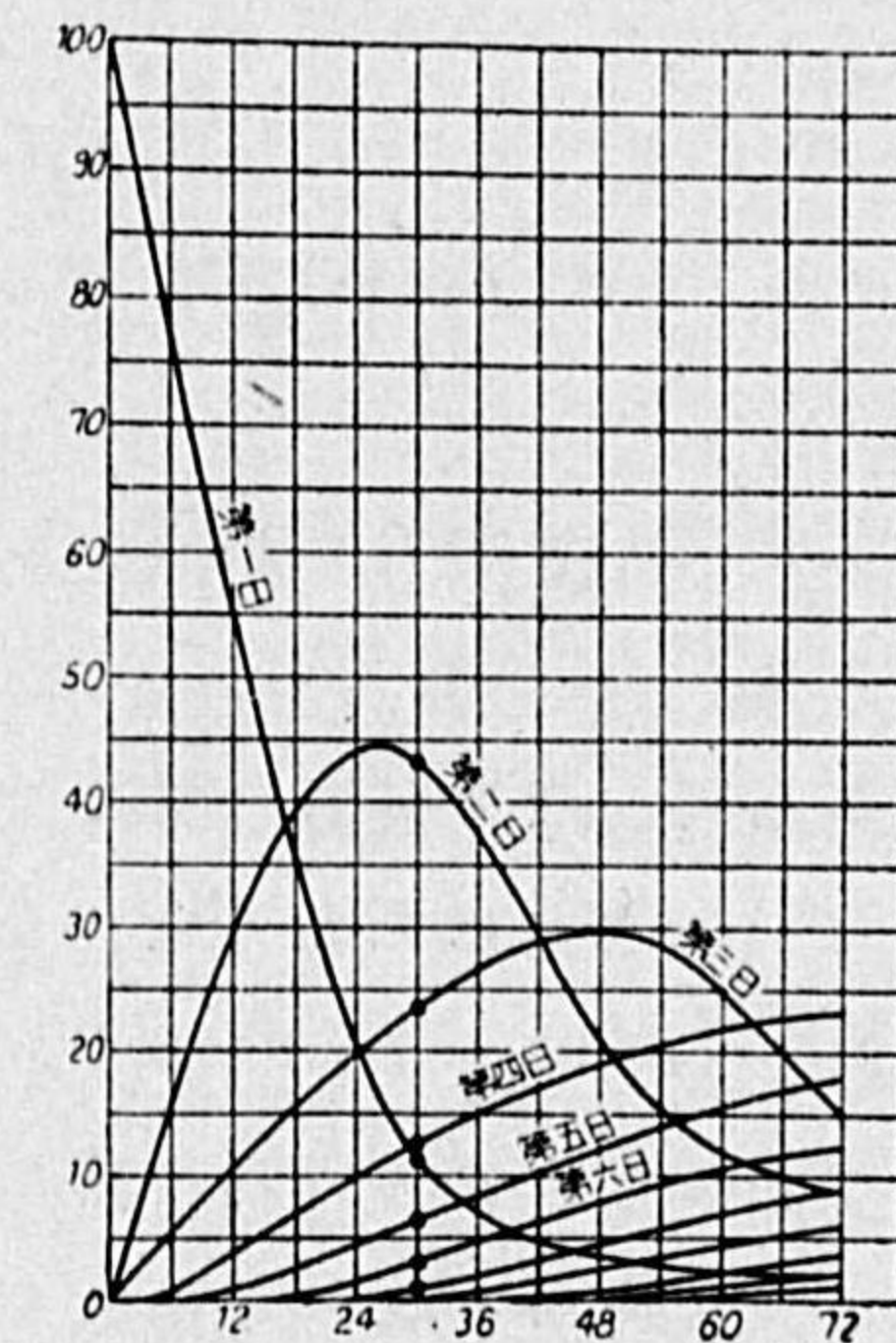
である。故に

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

$$q_p = \frac{400}{30.4} = 13.2 \text{ 呎}^3/\text{秒}/\text{時}/\text{方哩}$$

$$Q_p = F \cdot q_p = 4450 \times 13.2 = 58700 \text{ 呎}^3/\text{秒}$$

又流量配分圖の日々の値 (%) は第65圖から $t_p = 30.4$ に應ずるものをもつて第



第65圖 t_p 對日々の流出量 (%)

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) 滲透法 (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、其の殘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智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

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

にて表はされる。吉田重助氏の^{カッノダマ}角館溪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リントヤバーネス (Horner and Flynt; B. S. Barnes) 氏等は模型實驗にて (4.1) 式を確めた。

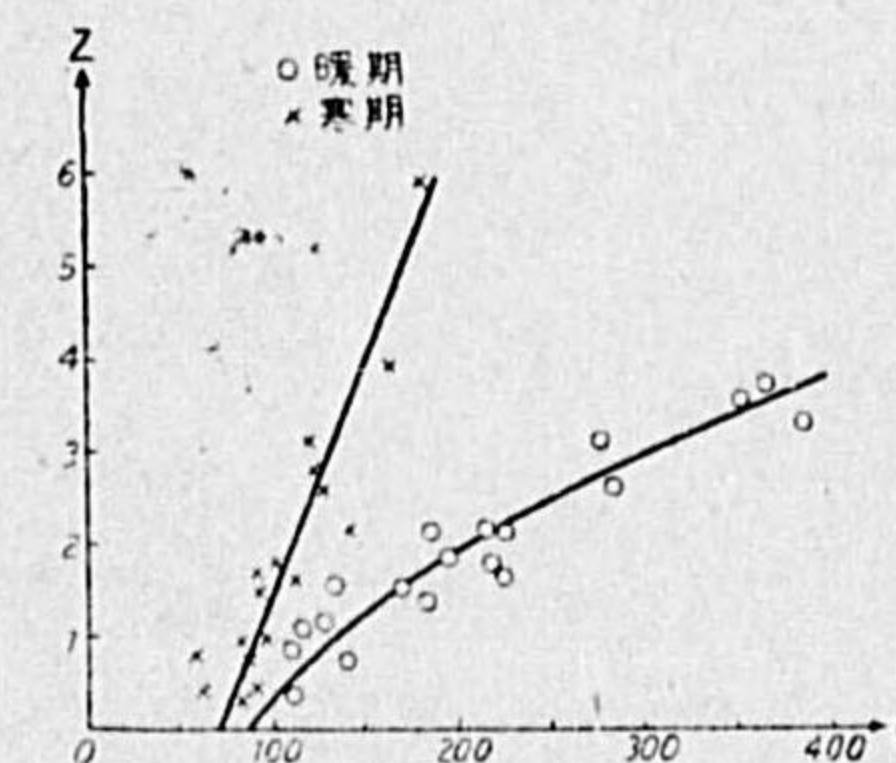
かゝる無降雨日の河水は勿論地下水によつて涵養されて居るから、之を地下水流出 (Ground water discharge or run off) といひ、其の時間的減衰曲線を自然減衰曲線 (Normal depletion curve) といふ。地下水流出は勿論其の時々に於ける流域の地下含水量に關係あるわけで、此の點に關する阿部謙夫氏の論文は頗る興味深きものである。氏は九州の河川につき極めて豊富なる材料により、先づ流域の雨量から蒸發量及び河川流出量を減じて地下含水量變化を各

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。又含水量變化の狀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すべきものとして $Q = aS^2 + b$ の様な關係があると信するのであるが、之を實際に確證することは 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 $Z \equiv dQ/dS$ を用ひ

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

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



第 66 圖 Z, Q 關係の實例

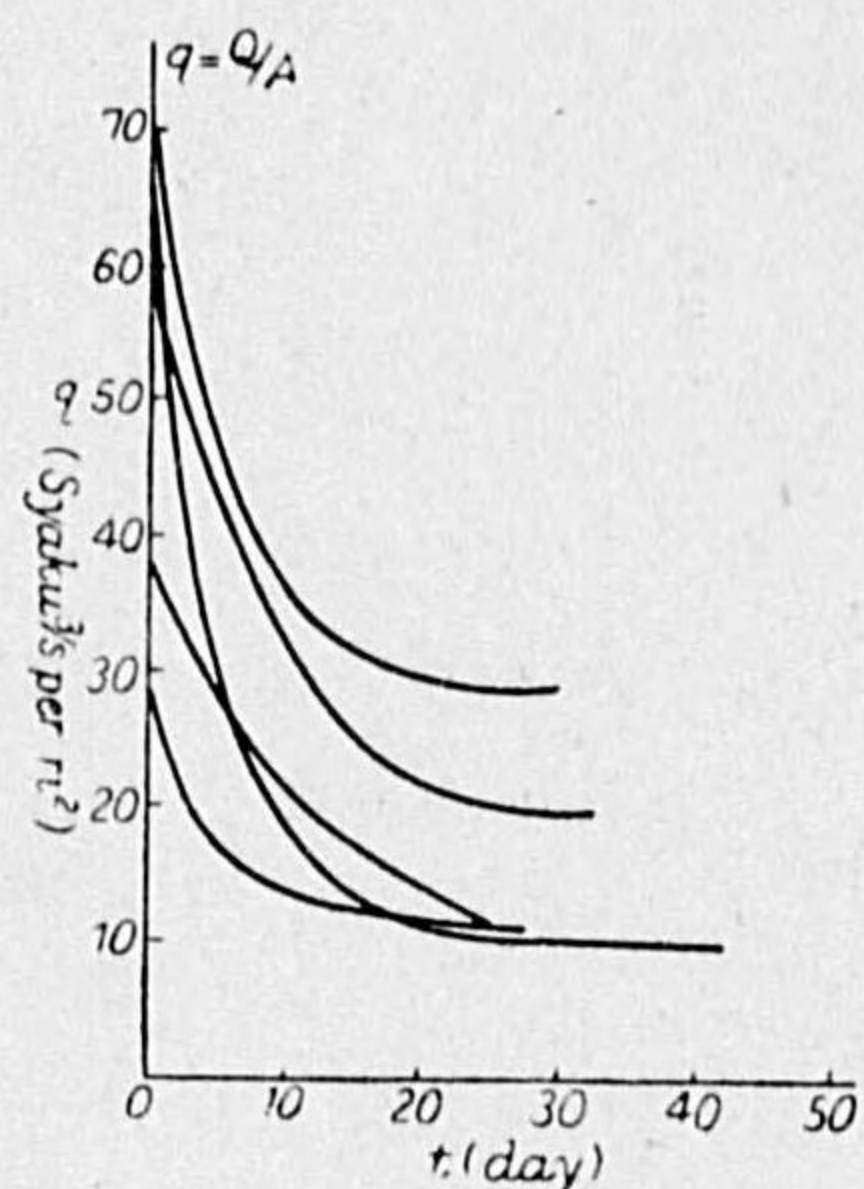
$$\text{暖 季} \quad Q = 13.3 Z^2 + 126.6$$

$$\text{寒 季} \quad Q = 61.8 Z + 210$$

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

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

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。

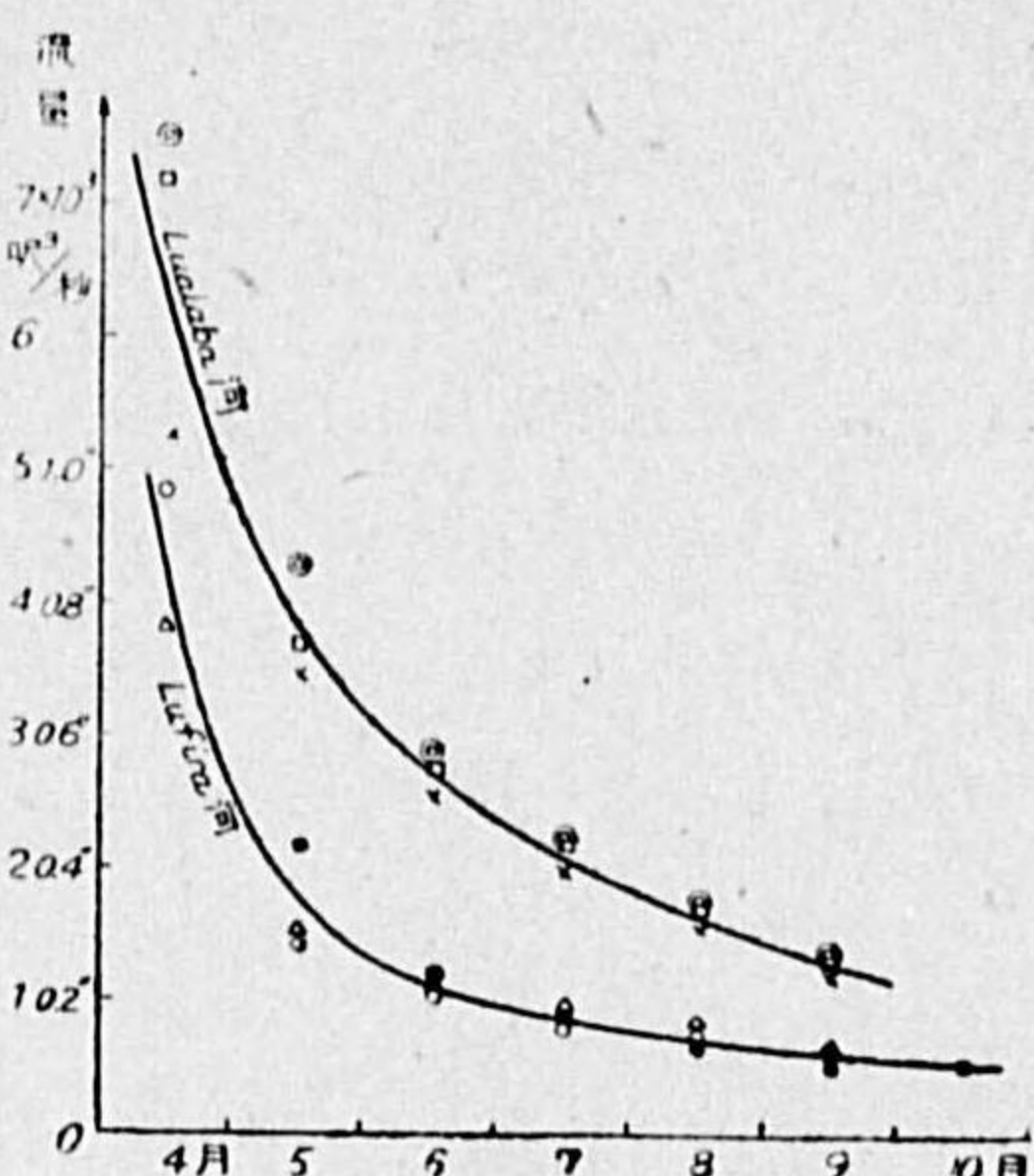


第 67 圖 阿部氏の (q, t) 圖

尙ほ適例を挙げると、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亙る流量若くは流出量變化を掲げて居るが、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 (呎 ³ /秒)			
年	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



第 68 圖 アメリカ二川自然減衰

Lufira 河 月流出量 (in)			
年	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)

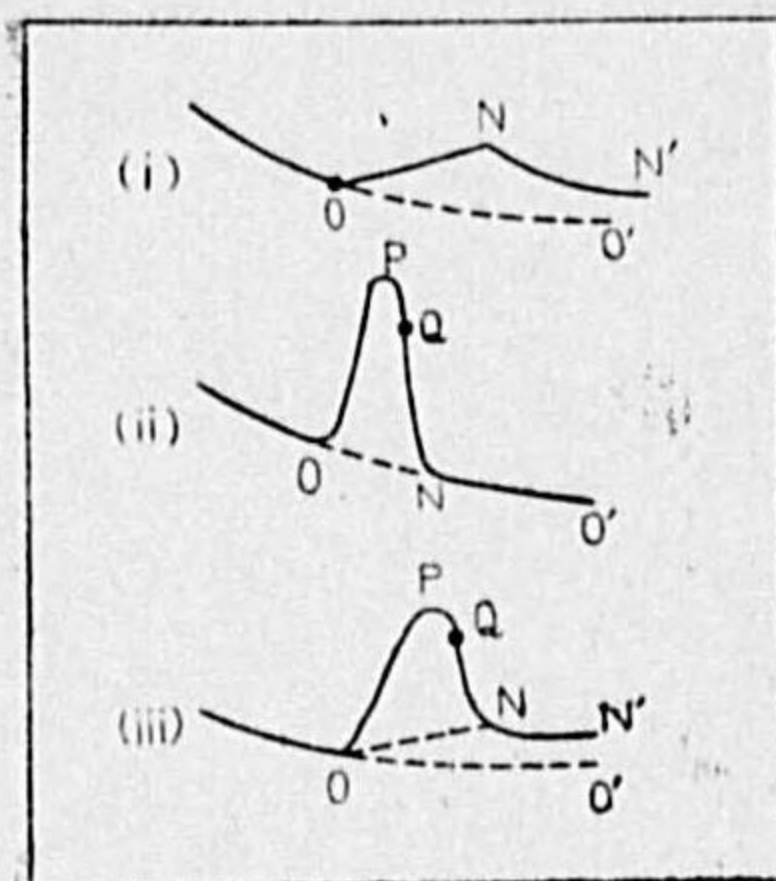
表面流出とは雨水が地下に滲透することなく表面を流れ来た部分で、其の内、地面を流下して河に入つたものが其のまま河道にも貯溜することなく直ちに懸案地點まで流下し來つたものを直接流出といふ。然し増水時には水位も増高するからそれだけ河道内に水量が増加して居るわけで之を河道貯溜量 (Channel-storage) と名づけ、河道が言はゞ一つの細長い貯水池の役目をするのである。而して雨が止み且つ流域面から河への流出水も無くなつても、暫くは此の河道貯溜水が流下して河川流量を持続する。之を河道貯溜水流出と呼ぶ。

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、之を地下水流出増量といふ。

さて愈、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濕不足より少ない場合には、雨は單に濕分として土地に吸収保留されるに止まり、表面流出もなければ地下水増量もなく、従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に及ばぬが、相當時間降り續いて雨量

は地濕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、



第69圖 増水の三型

基底流量の自然減衰線OO'よりも上に昇り、地下水流出増加の止む點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濕不足に満たないときには、第69圖(ii)

の様になら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)のようになるであらう。表面流出が終り新たな自然減衰となる點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)の場合に同じで、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。

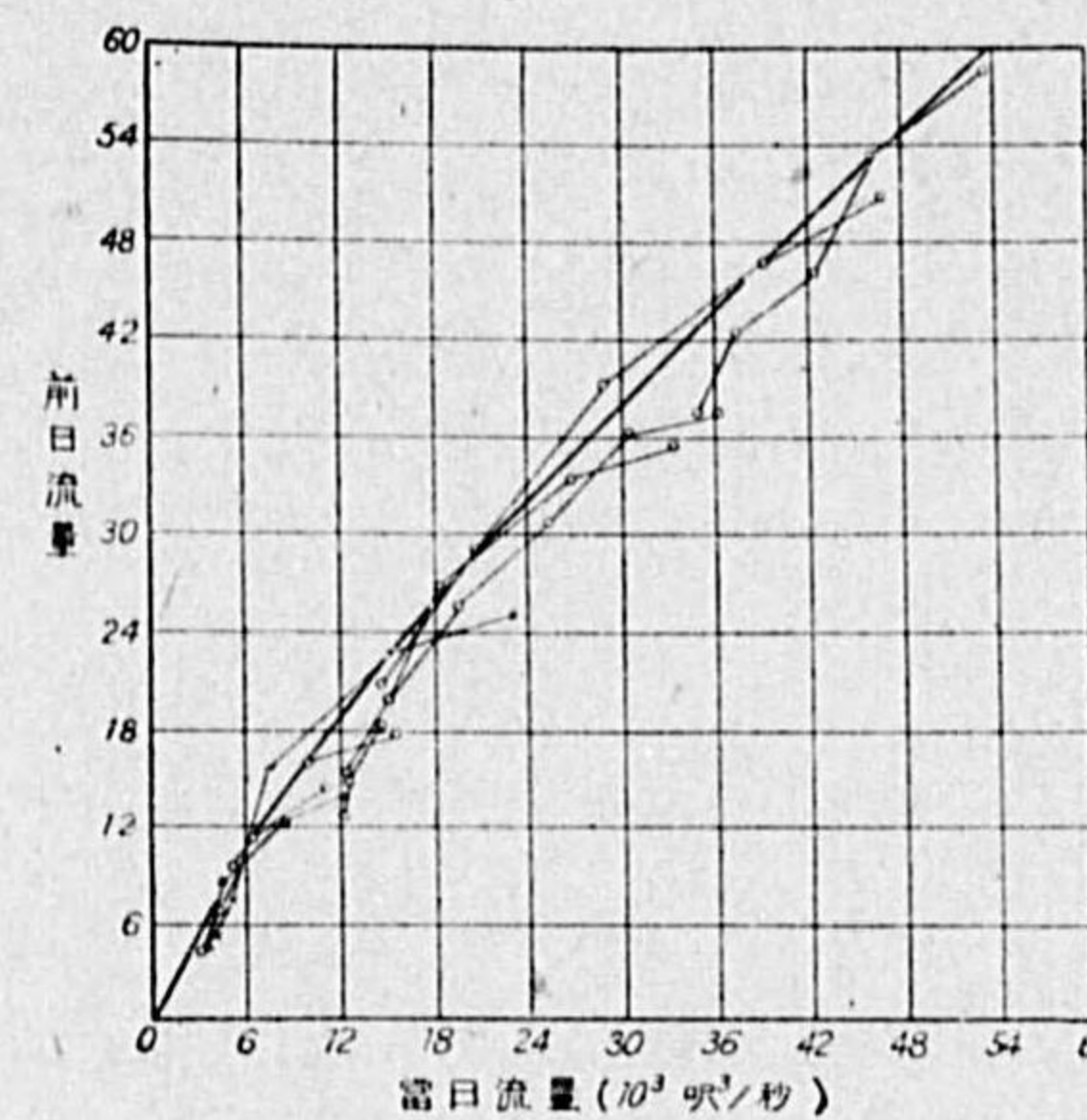
尙、茲に注意して置きたいことは、洪水ともなるのは第2か第3型の場合で、而もその量水曲線には極大流量點Pの暫く後に轉向點Qがあり、其の附近が地面よりの直接流出止み河道貯溜水流出ばかりになる處だといふことである。地面からも流出があり河道貯溜水の流出を補つて呉れば、流量の低減は比較的遅く量水曲線は上方へ凸にもならうが、地面からの直接流出が全

く無くなると、河道貯溜水流出だけの遞減で上方へ凹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(雨が終り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)。

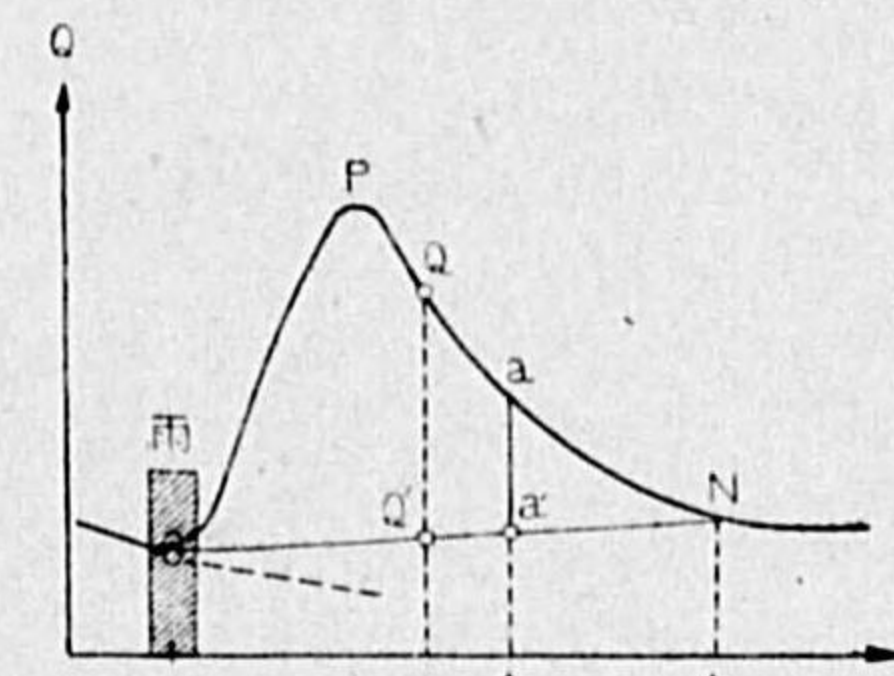
而して之は量水曲線の頂點後にある轉向點附近であるが、其の後の流量は河道貯溜水と地下水のみに因るわけである。故に本項では其の河道貯溜水流出は如何なる法則によつて遞減するかを研究したい。

ゾック(R. T. Zoch)氏は此の場合も亦指數函数的だといふが、ラングベーン(W. B. LANGBEIN)氏によると必ずしもそうでない。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。



第70圖 ラングベーン氏の研究

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 表面流出と河道貯溜水流出

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_0 は t_1-t 時間に流出した水量で面積 aNa' に相當し、縦線 aa' は其ときの貯溜水流出の速さ Q_0 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_0, Q_0)關係

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

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

なる関係を有すべきである。

以上2式を組合はせると

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

而して實測の S_c と Q_c と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.	Susquehama	Delaware	Shunk	Muskingum	Wabash	Ralston Creek
M	0.660	0.629	0.810	0.880	0.893	1.042	0.733	0.761

然し係數 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 $Q_c=1$ に應ずる $S_c=1/\sqrt[M]{K_c}$ の値は

$$K_c=3.68, \quad 1/\sqrt[M]{K_c}=0.596 \quad (\text{呎秒單位})$$

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
拋物線	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、マインツァー (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。各断面の形状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。氏等はかくして日毎の貯溜量を定める一方、懸案地點では流量をも毎日測り、

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

なる関係によつて、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

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

によつて、算定出來るわけである。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 滲透法による出水豫報 今や漸くにして吾等は刻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智識と第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、降雨餘剩 $r-f$ を求める。この降雨餘剩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いから、積算降雨餘剩 $\int(r-f)dt$ が δ_1 に等しくなる時間を出して、表面流出従つて増水の發現時刻とする。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 $M = \frac{5}{3}$ 、又 K は q を吋/時、 δ をinで測ると

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

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

又一方降雨餘剩があれば、それは地面流出となるばかりでなく一部は滯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、 $\Delta\delta$ は單位時間内の貯溜量増加である。

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單位時間毎に $q \cdot F$ 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

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

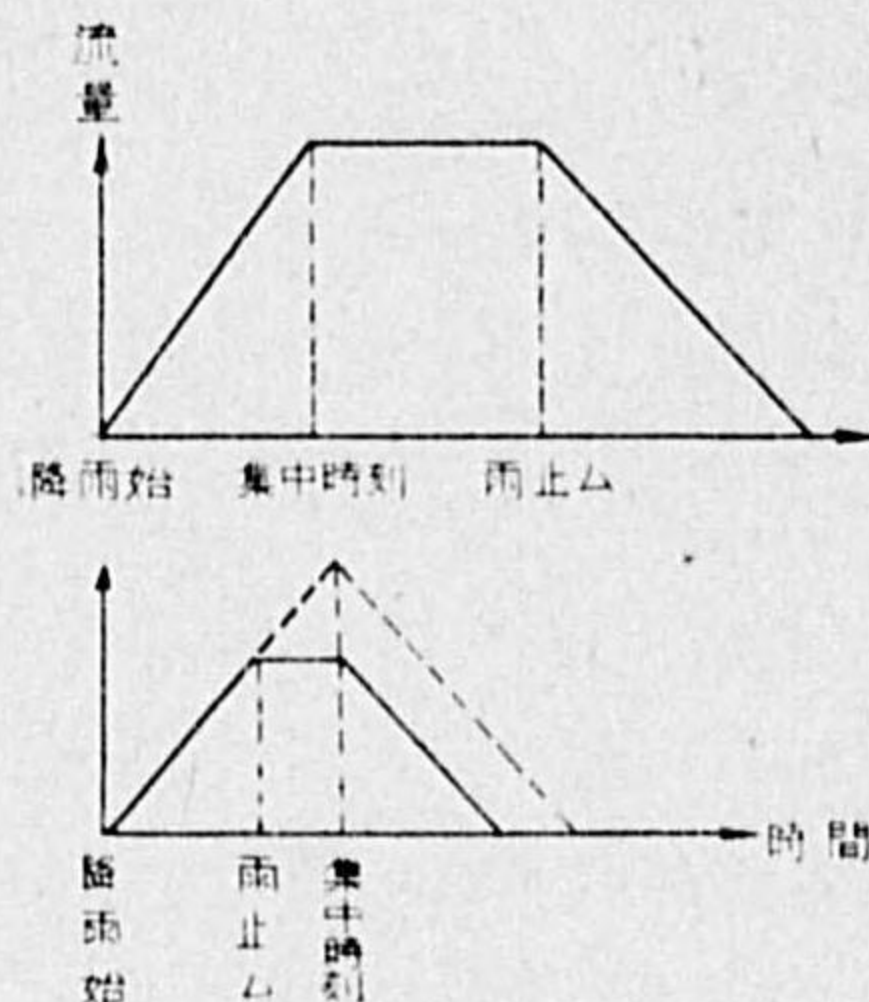
なる関係があつて、 K_c と M' とは豫て研究決定して置く。尤も(4.4)式は頂點流量附近では不充分だから、詳しくは平素の研究により Q_c と S_c との関係を圖にして置くが便利である。

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、洪水豫報など大增水中だけの短時間を問題にする場合には、取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。

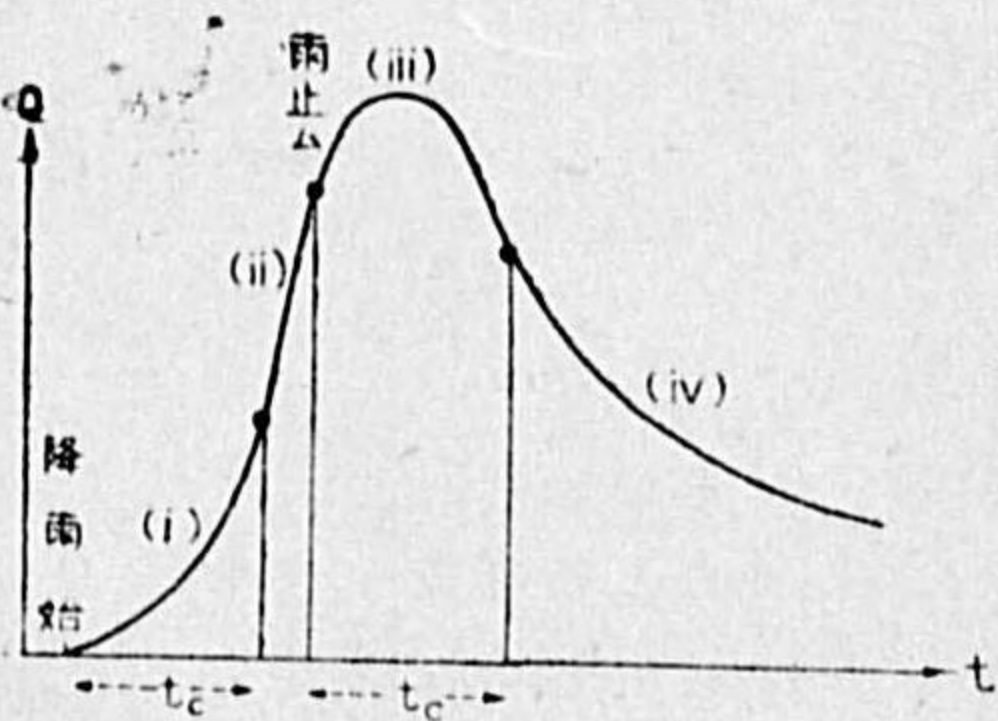
附記(1) 分割地帯法 序に古い時代の所謂理論法 (Rational method) なるものを紹介して置かう。其の考へでは、流域一面に雨が降れば、それが同時に懸案地點まで來るものでなく、地點に最も近い部分に降つた雨が先づ流出し來り、上流地域の雨は順次遅れて到着し之に加はるから、流量は漸次に増加する。それで流域最遠點の雨が到達するに要する時間を**集中時間** (Concentration time) と稱し、雨後この時間で流量は最大に達し其の後尙同じ雨が續いても最早や流量は増さぬとした。而して同一地面では水の流下速度は常に一定と考へたから、雨が止むと先づ懸案地點に近い流域からの地面流出がなく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。即ち減水狀況は全く増水狀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獻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状折線を形成する。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
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。此の方法を分割地帯法 (Area-zoning method) といふ。

然しかゝる方法は、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従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数の假定従つて無数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なくてはならぬのに、實際には上昇は急で短く、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。



第73圖 ゾック氏想定の量水曲線

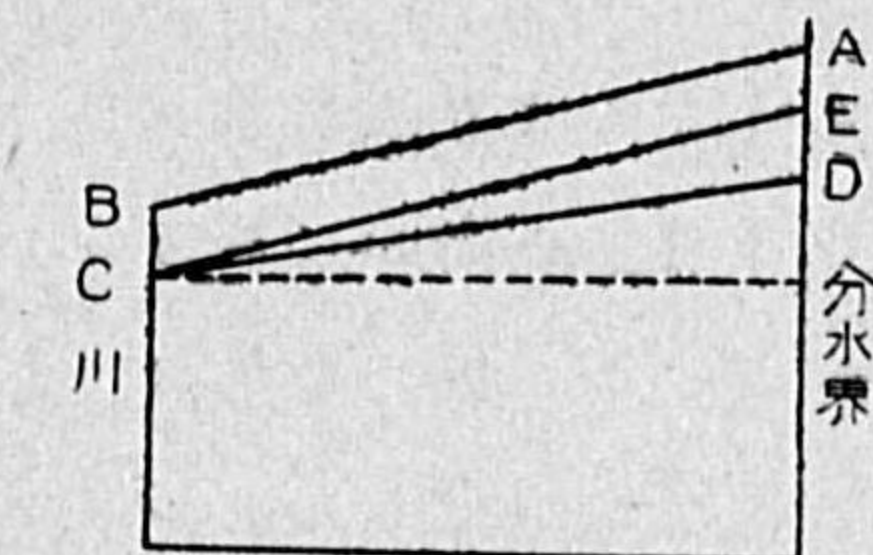
何れにせよ、此の方法は未だ貯溜量の重要さに氣附かず従つて水の流下速度を同一地點では常に一定と假定した處に大缺陷があり、従つて之より導く結果は事實と著しい差異を生ずるので、今では全く放棄せられたものである。にも拘らず初めて河川學に志す學者には往々にして此の舊法を踏襲する人があるから、注意までに説明し置く次第である。

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。

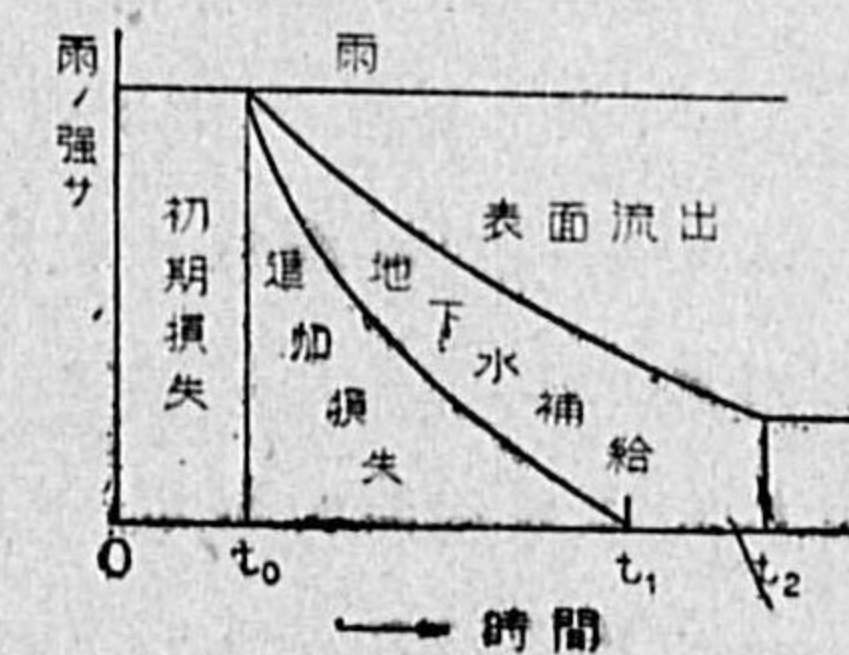
- (i) 集中曲線 (Concentration curve)
- (ii) 飽和曲線 (Saturation curve)
- (iii) 移行曲線 (Transition curve)
- (iv) 還減曲線 (Depletion curve)

集中曲線といふのは降雨始めより集中時間までの間で、量水曲線は之に貢獻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、雨が降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。以後は即ち還減曲線で、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。或川の流域は通例多數の支川小流域 (Sub-basin) の集合と考へてよい。かゝる



第74圖 シンダー氏の流域状況想定



第75圖 シンダー氏の雨水配分想定

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、降雨前の地下水面は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収され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間の土濕 (懸垂水) 増加に費消され、一部は地下水面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_0 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

状態層CDEの保湿度を満した時刻に至つて終る。其の後は地下水補給と表面流出ばかりとなり、時刻 t_2 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(地下水水面ABなる場合の)の補給に必要な滲透に費やすだけで、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 s へ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逆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、雨量と河の流量觀測から滲透能を算定するのである。

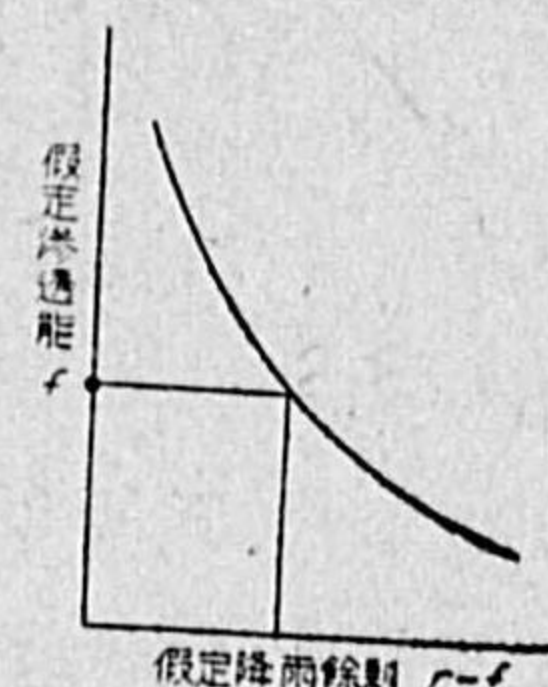
流域内には下流に量水所がある外、方々に多數の雨量觀測所が散在し各地點で日雨量を測つて居る上に、少くとも一ヶ所だけは基準測候所があつて自記雨量計なり毎時觀測なりにより降雨の時間的變化も分つて居るとする。さすれば日雨量しか分つて居ない地方でも、降雨の終始時刻こそ多少の差はあれ、降り方の時間的變化の様子は基準觀測地のそれと同じ割合だと假定する。一方量水所の觀測による量水曲線から平素の研究による地下水流出分を差引き、表面流出分だけを抽出する。

そこで流域の滲透能 f を出すには、二段の手續きを取り、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、其の各々の値に應ずる降雨餘剰(雨量と假定滲透能との

差)を求めて全時間に互り累計し、それ等を全流域に互り平均する。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(單位面積當り)に等しい降雨餘剰の點に應ず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部に限られて居る場合である。かゝ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



第76圖 ホールトン法

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吋/時、平均0.58吋/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 の季節變化圖をも作製して居る。

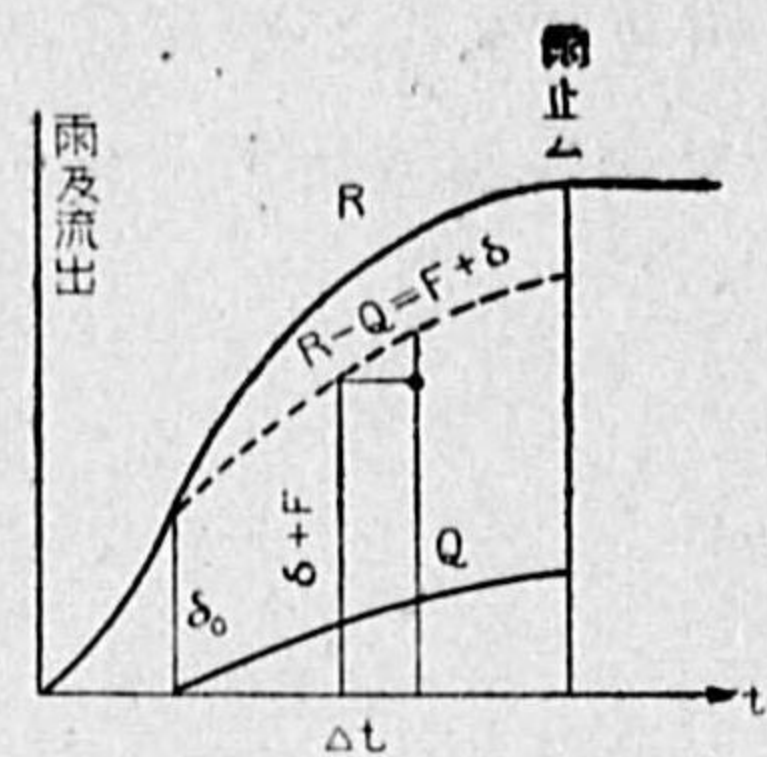
以上ホールトンの方法は表面流出の終るを待つて其の總量により f を定めるのであるが、ラングベーン(W. B. LANGBEIN)氏は其の途中でも河道貯溜量を出して

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

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觀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ブ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。

即ち一方では觀測雨量により、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綜合流量を各時刻毎に求めて所謂ブルビオグラフを作る。



第77圖 セーヤマン法

他方では、各時刻までの累計雨量 R (Mass rain) 及び実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 はホルトンの如く比流量 $q_p = K\delta^M$ (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

$$\delta = \left(t \text{ 時までの累計雨量} - \text{累計表面流出量} \times \frac{1}{C} \right) C^{\frac{1}{M}} \quad (4.10)$$

但し $C = \frac{\text{実測累計表面流出量 } Q}{\text{フルビオグラフの累計流出量}}$

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 $t+\Delta t$ 時刻の滲透量 $F+\Delta F$ を計算し、 Δt 時間内の滲透量増加 ΔF を定むれば

$$f = \Delta F / \Delta t$$

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実測流出の $\frac{1}{C}$ 倍になるべきである。故にかゝる場合の表面貯溜量を δ_p 、流量を q_p で表はすならば、実測の貯溜量 δ 、流量 q との間には

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

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

なる関係があり、又 (4.9) 式により

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

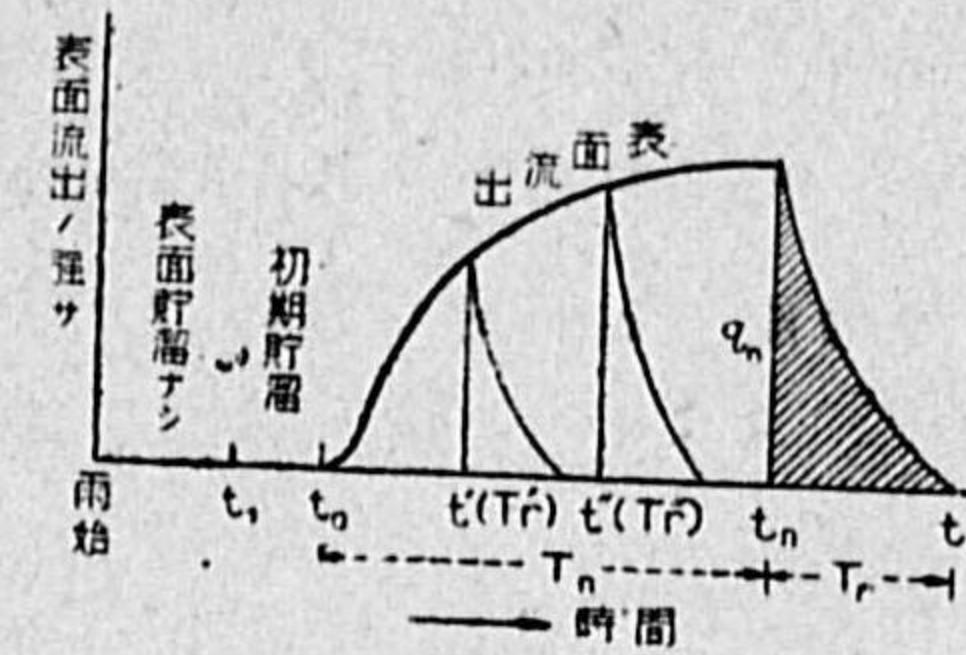
故に (i) (iii) 二式を (ii) 式に代入して

$$\delta^M = \left[\text{累計雨量} - \frac{1}{C} \text{実測流出量} \right]^M \times C$$

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

を得る。

(2) 模型又は試験地実験による滲透能決定 実験室内の模型や、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。



第78圖 模型又は試験地法

降雨始めより t_n 時間までは全部吸収滲透されて表面流出は固より表面貯溜も起らぬ。然し t_n 時刻より後は表面貯溜が現はれ、 t_n 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 にて降雨止んでも尙ほ暫くは貯溜量によつて表面流出を持續し t_r に於て全く止む。

降雨終了後の殘餘流出總量 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

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

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

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

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。

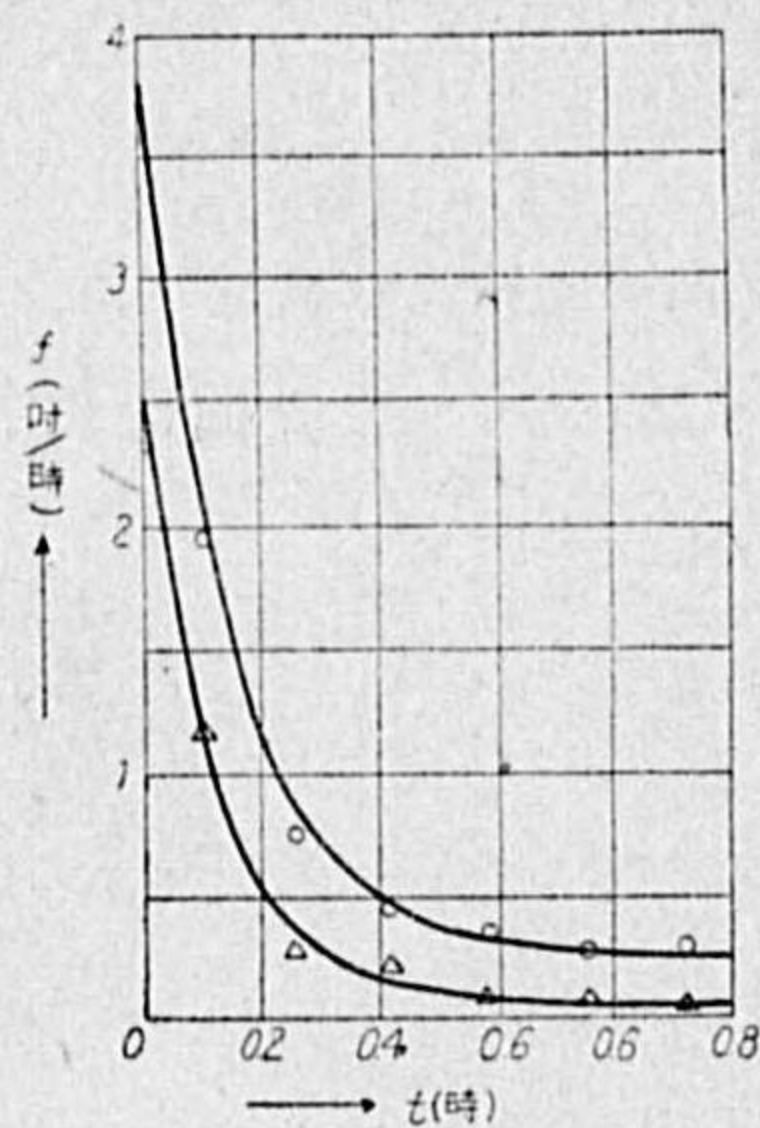
以上は降雨中を通じての平均滲透能であるが、然し滲透能は降雨の始めと終期とで大差があり雨中の時間と共に變るものであるから、其の各時刻に於ける値を出すことも必要であり又興味がある。

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 $\Delta R, \Delta Q$ とすれば、

$$f = \frac{\Delta R - \Delta Q}{t'' - t' + \frac{1}{3} (T_r'' - T_r')} \approx \frac{\Delta R - \Delta Q}{t'' - t'} \quad (4.13)$$

によつて t' から t'' までの間の滲透能が求まる。茲に T_r', T_r'' は雨が t' 及び t'' で止んだと假定した場合に於ける殘餘流出時間であるが、兩者の差は殆んど無視して差支ない。

ホールトンとニール (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 との関係は第79圖の



第79圖 f の時間的變化

様になり、之を式にすると

$$f = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt}, \quad k = 6.60 \text{ 時}^{-1} \quad (4.14)$$

となつた。茲に f_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

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

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時間で f_c 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。

尙 t_0 時刻の滲透能 f_0 が定まれば、それ以前の所謂初期貯留量 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_1 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、初期貯留量 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。

第四章 河水の作用

第1節 運搬作用

河はたゞ水が流れるばかりではない。洪水の形容詞「濁水蕩々」といふ言葉からでもすぐに思ひつくやうに、河は流水と共に石礫土砂その他種々のものを運んで盛に運搬作用 (Transportation) を営むのである。河川研究者は河の水に次いでこの運搬物質の問題を攻究せねばならぬ。

1.1 運搬形式の三種 河水が異物質を運ぶ形式には三つある。

(1) 化學的運搬—溶流。目には見えぬが、河水には僅かながら必ず多少の礦物質を溶かして居る。かやうに岩石や土壤の可溶性物質を化學的に溶解して運搬することを溶流と稱へ、其の物質を溶解物質或は鹽分といふ。

(2) 機械的運搬。目に見える石礫土砂等を水流で押し流す作用を機械的運搬といひ、之を更に掃流と浮流とに分ける。

i) 掃流。比較的大きい重い砂礫岩塊は、河底をごろごろ轉がりながら流される。かやうな物質を掃流物質 (Tractional load 或は Bed load) と名づける。

ii) 浮流。水より軽い木材や軽石は勿論、水より重いものでも比較的小さい砂や泥は水中に浮いて流される。かやうな物質は即ち水の濁りとなるもので、之を懸濁物質 (Suspensions) といふのである。

以上三種の運搬に就いて、從來調べられた事項を順を追うて述べて見よう。

1.2 溶解物質 雨水が既に空中から溶かして來たものや、地面を流れて居る間に溶かしたの、或は河水が河道を流下する間に岸壁河底から溶かしたのものなどもあるにはあるが、然しそれ等は頗る僅少で、河水の溶解物質は大部分地下水から供給されたものである。即ち雨水が滲透分として地中を潜行する間に、先づ溶け易い炭酸や有機酸を溶かして其の溶解能を高め、以て岩石、土壤の無機物質をも一部溶解し、それが河中に出て來たのである。

溶解物の量は河によつて違ふが、濃度からいふと第54表の程度である。

第54表 河水の鹽分濃度

河名	テームス	ライン	ドナウ	アマゾン	ナイル	歐洲36川平均
溶解質量 (水1/中瓦數)	0,289	0,189	0,200	0,079	0,231	0,2033

通則として石灰岩や石灰分を澤山含んだ岩質の地方を流れる河水は割合溶解分が多い。又同じ川では洪水時の方が増水時よりも濃い。これは洪水時には、河水は殆んど地下水のみで涵養され、且つ蒸發が盛んだからである。

然し何れにしても河水の鹽分は甚だ稀薄で、世界の河の總平均は水1に就いて溶解質僅かに0.17g程度と推定せられる。それでも河は晝夜を分たず流れるので、一年中に海に入る河水の總量は莫大なものとなり、従つて溶解物質の年量は中々大きくなる。ロート(ROTH)氏によれば歐米諸川の下流に於ける溶解質年量は第55表の如くである。

第55表 河川の溶流物質年量

河名	ミシシッ ピー	ダニューブ	ナイル	ローヌ	ウルグエイ	ライン	テームス	ハドソン
溶解質年量 (千噸)	112,8	22,5	17,0	8,3	7,5	5,8	0,61	0,44

マーレイ(MURRAY)氏は、全世界總計で年額50億噸と推算した。英國では13,000年に全國平均1ft低下せしめる割合だといふ。

溶解物質の種類は流域の地質によつて違ふが、小河ほど地方的特色が強く、大河は何れも似よつて来る。そして一般に炭酸石灰分が最も多く、これに亞ぐは硫酸石灰と食鹽で、マグネシウムや硅酸等もある。ロート氏によるヨーロッパ36河川平均を見ると、鹽分量0.2033%の内炭酸石灰が0.096%で、約4割7分を占める。アメリカ合衆國諸川に就いてはクラーク(CLARKE)やパルマー(PALMER)等の調査がある。それ等を平均すると第56表の通りになる。

日本でも倉茂英次郎氏は50河川の水を滿1ヶ年毎月1回採取して得た500 samplesを分析した。其の内若干を摘載すれば第57表の通りで、pHは6.5~7.9

第56表 a. 河水及び湖水の平均成分(化學成分總量の%)

	CO ₂	SO ₄	Cl	NO ₃	Ca	Mg	Na	K	Fe ₂ O ₃ Al ₂ O ₃	SiO ₂
北米	33,4	15,3	7,4	1,2	19,4	4,9	7,5	1,8	0,6	8,6
歐洲	40,0	12,0	3,4	0,9	23,2	2,4	4,3	2,8	2,4	8,7
アジア	36,6	13,0	5,3	1,0	21,2	3,4	6,0	2,0	2,0	9,5
全世界平均	35,2	12,1	5,7	0,9	20,4	3,4	5,8	2,1	2,8	11,7

第56表 b. 世界各地平均の河水成分百分率

地	方	Si	N	Cl	Ca	S
1.	北米	11	0,4	21	54	14
2.	南米	30	0,3	13	50	6
3.	歐洲	11	0,4	10	66	12
4.	アジア	13	0,3	15	60	12
5.	アフリカ	23	0,2	16	53	8
6.	全世界	15	0,4	16	57	11
7.	日本	24	—	31	31	13

の間であり、炭酸硬度は1.6~4.2である。又クラークの與へた世界河川の水質に比べると、本邦河川はCl及びSiが多く、Caが少ないことが特色の様である。

第57表 我國河川の化學成分分析例(mg/l)(一年平均)

河川名	pH	炭酸硬度	Si	P	NH ₃ 性N	Cl	Ca	Fe	S	採水所
球磨川	6,7	2,7	6,0	0,0012	0,206	8,3	6,2	0,46	2,68	八代
白川	7,1	3,4	14,5	0,0113	0,117	13,5	12,1	1,05	11,80	熊本
黒川	7,2	3,2	11,7	0,0047	0,051	5,6	7,2	0,52	2,10	阿蘇
吉野川	6,7	2,2	4,2	0,0032	0,486	4,2	5,8	0,45	4,28	徳島
太田川	6,5	1,7	4,9	0,0021	0,131	8,3	4,3	0,27	2,37	廣島
天龍川	7,5	2,9	4,7	0,0093	0,105	4,4	11,3	0,70	3,48	中野
鬼怒川	6,7	2,3	8,2	0,0034	0,073	5,2	5,7	0,46	2,82	宇都宮
信濃川	6,9	3,1	7,9	0,0140	1,043	—	10,2	0,61	5,80	新潟
北上川	6,8	2,2	7,9	0,0060	0,215	16,9	6,5	0,72	3,16	石巻

其他我國での調査として断片的には、朝比奈博士等の信濃川に於けるpH、アルカリ度、クロール量等の測定、上野博士の兒野澤、大宮川、其他諸溪流に於けるpH、溶在酸素、アルカリ度、硬度、Cl、SO₄等の測定、武田繁後氏の根尾川に於けるpHの測定、今野義信氏の酢川に於けるpH、Fe、Mn、SO₄、Cl等の測定

などがある。特に最後の酢川は酸性の高い温泉と一支流が流入して、河流の大部分は pH=3~4 で酸性極めて強く、魚類も棲息出来ず灌漑にも使へぬ厄介なものであるといふ。尙、吉村、進士兩氏は南伊豆白濱の諸溪水の pH, Ca, Cl 等を測り、川野、村瀬兩氏は富士川、狩野川の硅酸や磷酸などを調べた。

溶解物質の量は又同一河川でも季節によつて違ふ。例へばケース (CASE) 氏の米國 Red 河水鹽素量測定結果は次の通りである。

第 58 表 レッド河鹽素の年變化 (mg/l)

月	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Cl	1,696	2,565	2,355	2,100	1,820	0,728	0,796	—	0,428	1,695	2,559	2,587

1.3 掃流物質 少し速い河流の底を注意して見ると、砂や礫がざらざらと動いて居るし、稀には大きな岩塊までごろごろ轉つて居る處もある。之は主として後方から石礫に突き當る水流の流壓によるのであるが、急勾配の河底では重力の援助も少くない。又水中では陸上よりは甚だ動き易い。それは石の平均比重 2.6 の中を 1 だけ水中では浮力のために軽くされるからである。掃流のことを轉流といふこともあるが、底質は必ずしも轉ぶものばかりではなく、帯ではかれる様な具合だから、本書では掃流といふことにした。

今或一定の流速で運び得る岩塊の大きさを考へて見よう。岩塊の轉び易さは、勿論、河床の傾斜、岩塊の比重及び形狀に關係し、河床が急傾斜なほど、又丸みのある滑つこい石は角ばつたものよりも、又比重の軽いものは重いものよりも轉動し易い。然し同質同形の石だと、川の動かし得る石礫の大きさ(體積)は、流速の六乗に比例する筈である。それは水中の物體が受ける流水の壓力は、水力學上速度の二乗に比例し、物體の横斷面積に比例することから導かれる當然の歸結である。

[證明] 流速を v 、石の横斷面積を S 、水の密度を ρ_0 とすると、

$$\text{流壓} = f\rho_0 v^2 S$$

であつて、 f は石の形狀及び面の粗滑に關する定數である。

然るに一方、石の移動を止めようとする河底の摩擦抵抗は、石の體積を B 、比重を ρ 、摩擦係数を μ 、重力加速度を g 、河底の傾斜角を α とすれば、

$$\text{河底の摩擦} = \mu(\rho - \rho_0) B g \cos \alpha$$

流壓が此の摩擦に打勝てば重力の助けがなくとも石は動き出すのであるから、轉流し得る石の最大なものに就いては、

$$f \rho_0 v^2 S = \mu(\rho - \rho_0) B g \cos \alpha \quad \text{即ち} \quad v^2 = \frac{\mu(\rho - \rho_0) g \cos \alpha}{f \rho_0} \frac{B}{S} \quad (1.1)$$

然るに、 $\frac{B}{S}$ は明かに石の直徑 d に比例すべき量である。故に河川工學者は此の式から直徑 d 米なる石礫を動かし得る限界流速 (Critical velocity) として

$$v = \sqrt{\frac{\mu(\rho - \rho_0) d \cdot \cos \alpha}{0.076 \rho_0}} \text{ m/sec} \quad (1.2)$$

の形にして使用する。故に此の結果から次の法則が得られる。

流水にて動かし得る石の直徑は流速の二乗に比例し、従つて其の體積は流速の六乗に比例する。

通常之を「流水の運搬力は流速の六乗に比例する」ともいふが、少し語弊がある。運搬力といふ語は少し違つた意味に使ひたい。

此の法則は、實驗上に於ても大體肯定されて居る。例へば、サン・ヨン (SAIN-YON) 氏の實測結果を示せば次表の如くで、此の間の消息がよく分る。尙ほ諸家の研究によれば、之より遙かに小粒の細砂は毎秒 20 cm 程度、粘土や細泥は毎秒 8 乃至 15 cm の流水で動き出す。何れにしても吾々が河床に見る最大石礫は洪水時の流速に對應するものである。

第 59 表 石礫の大きさと之を動かし得る流速

石礫の直徑 (cm)	0.25 (粗砂)	1.0 (小礫)	4.0 (礫)	10.0 (石)	17.0	37.0
底流速 (厘/秒)	25	50	100	150	200	300

尙 (1.1) 或は (1.2) 式は河川工事上にも極めて實用價値を有するもので、例へば同一の石では、長軸を流れに一致させた方が横に置いた時よりも横斷面積 S が小で、従つて流され難い。故に河床に敷石などをするとき、其の長軸を流水方向に平行に敷くべきである。また丸石は同じ重さなら B/S も d も最小であるから、最も動き易きわけ、従つて敷石などには不適當である。止むを得ず使用するときにはセメントなどにて膠結して置かねばならない。更に

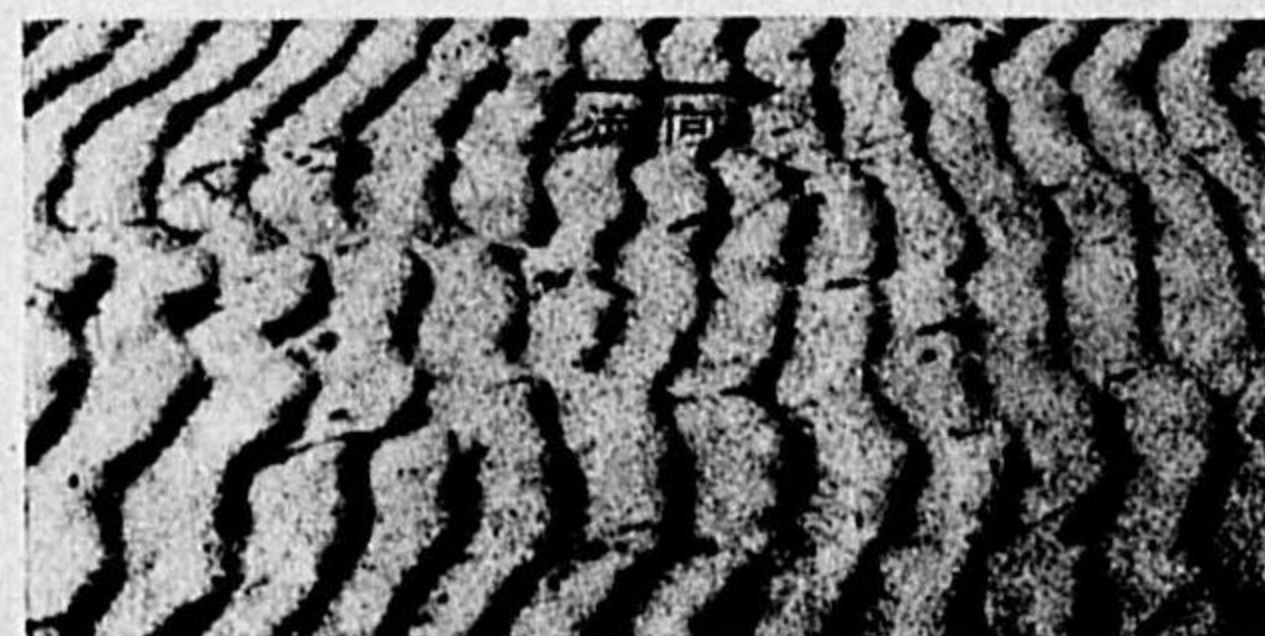
石の種類が違ふ場合、例へば花崗岩と石灰岩とは比重が大體 $\rho_1=2.8$ と $\rho_2=2.4$ とであるとすれば、同一水流にて流され得る石の重さは形状が同じならば次の如くなる。

重量比 $G_1:G_2=0.55$, 體積比 $B_1:B_2=0.47$

故に捨石工事に石灰石を使用する代りに花崗岩ならば體積は 4 割 7 分、重量は 5 割 5 分のもので足りる。

然らば、粒の大きさが此の限度以下でさへあれば、如何ほど多量でも運び得るかといふに、勿論さうではない。或る流水で運び得る掃流物質は量にも夫々一定の限度がある。運搬力といふ語は寧ろ此の量を指すべきであらう。ファルグ (FARGUE) やエンゲルス、ギルバート、クラマー、或はショクリッチなどは人工の管や溝に砂を散き、それに水を流して實驗研究し、次の如き掃流法則を得た。

- (1) 掃流砂量は他の事情が同じならば速度の 3.2 乃至 4 乗に比例する。
- (2) 水路の勾配を増せば、掃流砂量は一般に比例以上に激増する。これ勾配が大ならば流速亦大なる上、重力の助勢も著しくなるからである。
- (3) 勾配を一定にして水量を増せば、掃流砂量は略、比例的に増加する。實際の川で洪水時の運搬力が甚大なる一因である。
- (4) 水量及び勾配が一定ならば、水路は幅と深さの比が 0.04 乃至 0.50 の間のものが運搬力最大である。それより餘りに狭く深いのも、餘りに浅くて廣いのも、砂粒の掃流量が少い。
- (5) 粒の揃つた砂よりも幾らか大小混合した砂の方が轉流し易い。



第 80 圖 河底の流紋

た[粒のものでは小粒の方が大粒のものより掃流量が多い。

(6) 砂粒個々の運動状況を觀察すると、極く少數のものは滑つて行き、稍々多數のもの、特に徑の大きいものは轉動し、大多數のものは寧ろ跳躍して進む。

(7) 水底全體としての流下状況を觀ると、全部一樣ではなく寧ろ細砂は往々流紋 (Current mark) と稱する見事な波狀凹凸を作り (第 80 圖)、また粗粒の砂礫でも所々に砂丘のやうな砂堆を作り、其の塊が砂丘の如くに漸移する場合が少くない。しかし流速が一定限以上になると砂紋などはなくなる。これを射流 (Shooting flow) といふ。

以上は實驗室内の模型試験の結果であるが、實際の川でも亦然りである。尙ほここに次の一項を附け加へて置くのは至當であらう。

(8) 河底の石礫は下流になるほど小さく且つ圓く滑つこく、上流には角立つた大塊が多い。之は (a) 石礫が掃流する間にお互子衝突したり、河岸や河底を摩擦するので或は破碎し或は磨耗し、且つ (b) 流水の運び得る粒の大きさは流速によつてきまつて居るのに、河は一般に上流ほど速く下流は緩かだからである。尙詳細な理論的考察は後節で再論する。

我國でも中山秀三郎博士は GILBERT と殆ど同時に模型實驗を開始した。其の結果によれば砂礫の始動に要する水流の断面平均速度 V_0 は水深 H と關係があつて、 $V_0=mH^n$ の形になる。今 V_0 を尺/秒、 H を尺で測れば m, n の値は次の如くであつた。

第 80 表 中山氏の砂礫始動速度常數

砂の種類	細砂	中砂	粗砂	混砂 (以上3種を混ず)
m	2.14	1.875	2.51	2.467
n	0.662	0.500	0.265	0.474

而して V_0 より大なる平均流速 V 、水面勾配 I で水量を Q 、流砂量を Q_s とすれば、實驗上次式の成り立つことを認めた。

$$Q_s = Q(V^2 - V_0^2)(\alpha + \beta I), \quad \alpha, \beta = \text{定數}$$

なほ氏は、我國の河川では 1 年中の流砂量の殆んど大部分が僅か一二回の洪水時に運ばれるといふ特徴にかんがみ、洪水の増水時と減水時とを比較して、同水位でも水面勾配従つて流量は増水時が著しく大なる故、流砂量亦増水時の方が減水時よりも多量なることを示した。

尙河川に分流あるとき掃流砂礫の分配率如何といふに、トーマ (H. THOMA)

石の種類が違ふ場合、例へば花崗岩と石灰岩とは比重が大體 $\rho_1=2.5$ と $\rho_2=2.4$ までをさすれば、同一水流にて流され得る石の重さは形状が同じならば次の如くなる。

$$\text{重量比 } (G_1/G_2=0.95) \quad \text{體積比 } (V_1/V_2=0.47)$$

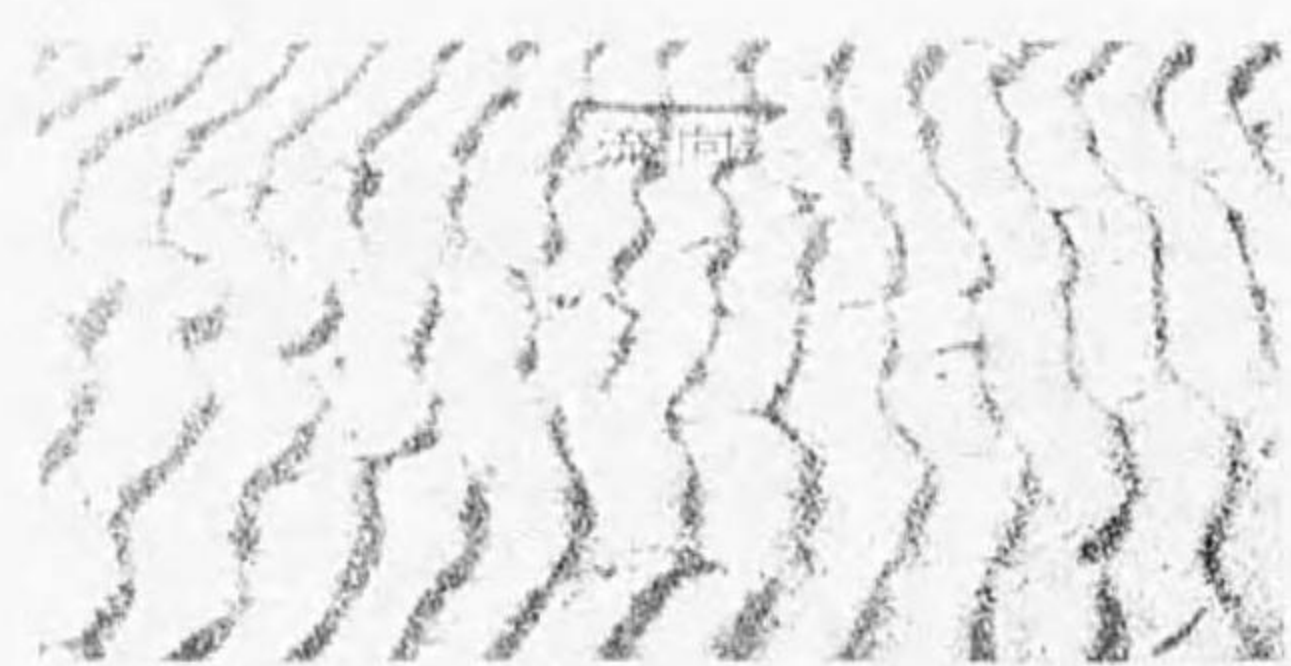
此の場合に事には石灰石を使用する代りに花崗岩ならば體積は4割7分、重量は9割5分のまゝで足る。

さて、石の大きさか此の限度以下でさへあれば、如何ほど多量でも運び得ることは、勿論さうでない。或る流水で運び得る掃流物質は量にも表々、深い程度がある。運搬力といふ語は專ら此の量を指すべきであらう。ブラス、バウマン、マキシゲル、ギルハート、クラマー、或はシュクリッチなどは人工の河を濬ぎ砂を散き、それに水を流して試験研究し、次の如き掃流法則を創つた。

- (1) 掃流砂量は川の事情が同じならば流速の3.2乃至4乗に比例する。
- (2) 水路の勾配を増せば、掃流砂量は一般に比例以上に激増する。これ勾配が久にれば流速亦大なる上、重力の助勢も著しくなるからである。
- (3) 勾配を一定にして水量を増せば、掃流砂量は略、比例的に増加する。普通、明て洪水時の運搬力が甚大なる一因である。

(4) 水量及び勾配が一定ならば、水路は幅と深さの比が0.4乃至0.5の間のものが運搬力最大である。それより深しに狭く深いのも、餘りに浅くて廣く浅くも、掃流砂量は少く。

(5) 一種の溜つた砂より、幾らか大石混合した砂の方が轉流し易い。溜つ



第39圖 河底の流紋

た粒のものは小粒の方が大粒のものより掃流量が多い。

(6) 砂粒個々の運動狀況を觀察すると、極く少數のものは溜つて行き、稍々多數のもの、特に徑の大きいものは轉動し、大多數のものは寧ろ跳躍して進む。

(7) 水底全體としての流下狀況を觀ると、全部一種ではなく寧ろ細砂は往々流紋 (Current mark) と稱する見事な波狀凹凸を作り (第39圖)、また粗粒の砂礫でも所々に砂丘のやうな砂堆を作り、其の塊が砂丘の如くに漸移する場合が少くない。しかし流速が一定限以上になると砂紋などはなくなる。これを射流 (Shooting flow) といふ。

以上は實驗室内の模型試験の結果であるが、實際の川でも亦然りである。尚ほこゝに次の一項を附け加へて置くのは至當であらう。

(8) 河底の石礫は下流になるほど小さく且つ圓く滑つて、上流には角立つた大塊が多い。之は(1)石礫が掃流する間にお互に衝突したり、河岸や河底を摩擦するので或は破砕し或は磨耗し、且つ(4)流水の運び得る粒の大きさは流速によつてきまつて居るのに、河は一般に上流ほど速く下流は緩かだからである。尚詳細な理論的考察は後節で再論する。

我國でも中山秀三郎博士は Gumbel と殆ど同時に模型實驗を開始した。其の結果によれば砂礫の始動に要する水流の断面平均速度 V_c は水深 H と關係があつて、 $V_c = mH^{3/2}$ の形になる。今 V_c を尺/秒、 H を尺で測れば、 m の値は次の如くであつた。

第40表 中山氏の砂礫始動速度常數

砂の種類	細砂	中砂	粗砂	泥以上、砂以下
m	2.14	1.57	2.51	2.97
n	0.02	0.01	0.24	0.17

而して V_c より大なる平均流速 V 、水面勾配 I で水截を Q 、流砂量を q とすれば、實驗上次式の成り立つことを認めた。

$$q = Q(V^3 - V_c^3)(\alpha + \beta I), \quad \alpha, \beta = \text{定數}$$

なほ氏は、我國の河川では1年中の流砂量の殆んど大部分が僅か一、二回の洪水時に運ばれるといふ特徴にかんがみ、洪水の増水時と減水時とを比較して、同水位でも水面勾配従つて流量は増水時が著しく大なる故、流砂量亦増水時の方が減水時よりも多量なることを示した。

尚河川に分流あるとき掃流砂礫の分配率如何といふに、トーマ (H. THOMA)

氏等の模型実験によると、河流の直線部に於ける分流では水量を50%引水しても掃流砂量は大部分支流に來り、第61表の如く、分岐角如何には大した關係がない。此の事實はミシシッピー河委員會やビュール(H. BULLE)氏の實驗によつても略々肯定せられ、たゞ分流の掃流砂量が上表程ではなく80%強程度となつた差があるだけである。之に反し河の彎曲部外側凹岸に切線的に分流をつけて50%の水を引けば、掃流砂量は極めて僅かしか這つて來ぬ事がハーバース(F. HABERMANN)氏によつて實驗證明された。要するに河底の砂礫は出来るだけ直進せず横に逃げようとする性質があることが分る。之は灌漑用又は工業用の引水を計劃する上に重要な參考資料を供するものである。

第61表 直線河流の分岐(50%)と掃流砂量の分配

分岐角	30°	60°	90°	120°	150°
支流への掃流砂量	97.3%	96.2%	90.5%	87.5%	92.0%

係がない。此の事實はミシシッピー河委員會やビュール(H. BULLE)氏の實驗によつても略々肯定せられ、たゞ分流の掃流砂量が上表程ではなく80%強程度となつた差があるだけである。之に反し河の彎曲部外側凹岸に切線的に分流をつけて50%の水を引けば、掃流砂量は極めて僅かしか這つて來ぬ事がハーバース(F. HABERMANN)氏によつて實驗證明された。要するに河底の砂礫は出来るだけ直進せず横に逃げようとする性質があることが分る。之は灌漑用又は工業用の引水を計劃する上に重要な參考資料を供するものである。

1.4 掃流力と掃流砂量 前項の説明は主として、傾斜河床上に単一の砂礫粒を考へ、之に作用する水流の効果を論じたので、かゝる運搬様式を各個運搬(Einzeltransport)ともいふが、然し實際の河底では無数の粒子があつて、水流の作用は實は前項(1.1)式を導いた様な具合に働くことは出来ない筈である。のみならず、模型實驗によると掃流砂量は河水の流速が同じでも水深や勾配若くは河水流量によつて違ふことが分つて居る。それで今少し實際的且つ合理的な底質掃流の理論を組立てるには、何とか底質全體に押し均らした作用力を考察し、掃流物質の多寡も其の作用力の單獨函數として表はし得る様にしたいものである。

(1) 掃流力 かやうな目的の研究はデュボア(Du Boys)を以て創まる。氏は先づ水流によつて河床の單位面積に働く滑り摩擦力を特に掃流力(Tractive force)と名づけ、其の計算式を水流のシェーゲー法則誘導法に準じて決定した。今定常等流をなせる川の河底勾配を I 、横斷面積を A 、潤周を P とすれば、河床の長さ L の間に含まるゝ水體(比重 ρ)に流下方向へ働く力は、重力の分力と河床面の摩擦との二つで、それが互に釣合ひ定常状態を保つて居

るわけであるから

$$AL \cdot gpI = PL \times (\text{單位面積當りの河床摩擦})$$

然るに河床が單位面積毎に水體に及ぼす摩擦は逆に水體が河床の同面積に及ぼす摩擦即ち掃流力に等しいことを俟たぬ。依つて掃流力を T で表はすと

$$\text{掃流力 } T = \frac{AL}{PL} gpI = wRI \quad (1.3)$$

これがデュボアの掃流力公式で、茲に $w = gp$ は河水の單位體積の重量、また $R = A/P$ は徑深であるが普通の川では水深と見て差支ない。即ち掃流力は水深、河底勾配及び河水の密度(濁水ほど大)に比例して増大し、従つてまた河の流速や流量及び濁度に大關係あることが分る。尤も以上の證明法は等流で河底と水面が平行せる場合に限る。一層嚴密なる證明をやつて見ると、一般には I はエネルギー勾配とせねばならぬことを知るのであるが、それは後に譲る。

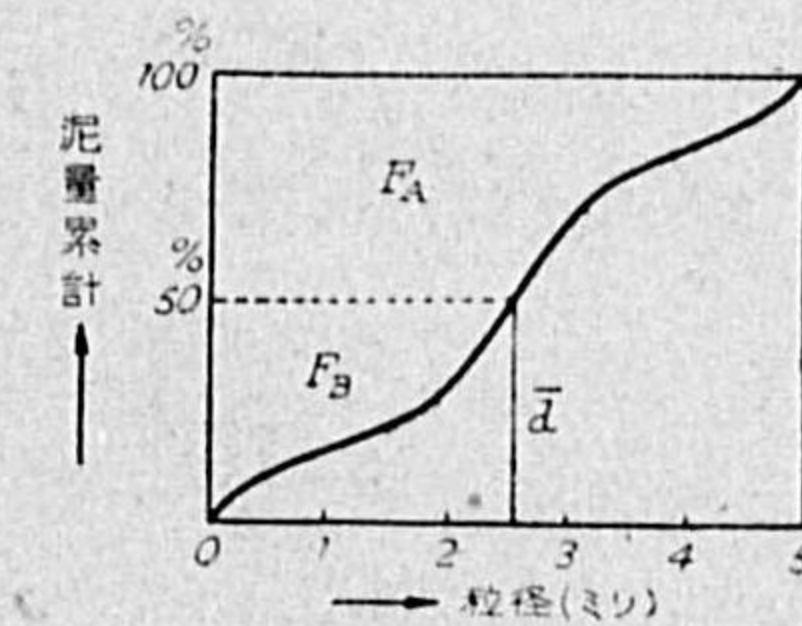
兎に角河には常にかやうな掃流力が働いて底質を動かさうとするのであるが、然し其の大きさが或一定値以上でないで底質の實動は起らぬ。底質を實際に掃流し得る最小掃流力を限界掃流力(Critical tracting force)といひ、之を T_c で表はせば、 T_c は底質の比重 ρ_1 、粒徑 d 、空隙率 e によつて違ひ、一般にそれ等の或函數

$$\text{限界掃流力 } T_c = \phi(d, e, \rho_1 - \rho) \quad (1.4)$$

である。この函數形を理論上から導く途はないが、クラマー(KRAMER)氏は種々實驗の結果

$$T_c = \frac{100}{6} (\rho_1 - \rho) \frac{\bar{d}}{M} \quad (1.4')$$

としてよいといふ。茲に T_c は平方米當り瓦で測り、 $\rho_1 \rho$ は立方cm當り瓦で測つた底質及び河水の密度、 \bar{d} はmm單位の平均粒徑、 M は粒の均一度(Uniformity)と稱するもので、 \bar{d} と M を定めるには底質を篩分けして、第81圖の如く粒徑を横軸に、各粒徑以下の砂泥量累計を全量の%で表は



第81圖 クラマー氏の粒徑分布圖

したものを縦軸にして粒徑分布圖を畫く。さうすれば縦軸の50%に對する横軸の粒徑を d , 又圖の F_A, F_B なる面積を測つて

$$M = F_B / F_A$$

としたもので、全部同一粒徑の砂では M は 1 となるのである。又 $\rho_1 - \rho$ は大體 1.65 と見て大過はない。

尙ほクレー (KREY) 氏によると均一粒徑の砂では實驗上

$$T_c = (4.6 \sim 7.2)d, \quad [T_c \text{ は lbs/ft}^2, d \text{ は ft 單位}]$$

となつたが、オブリエン氏等 (M. P. O'BRIEN & B. D. RINDLAUB) は在來の諸學者が行つた多くの實驗結果を集め T_c と d との關係を一括圖示するに第82圖の様になるから、寧ろ

$$T_c = 3.5d \quad (1.4'')$$

$$[T_c = \text{lbs/ft}^2, d = \text{ft}]$$

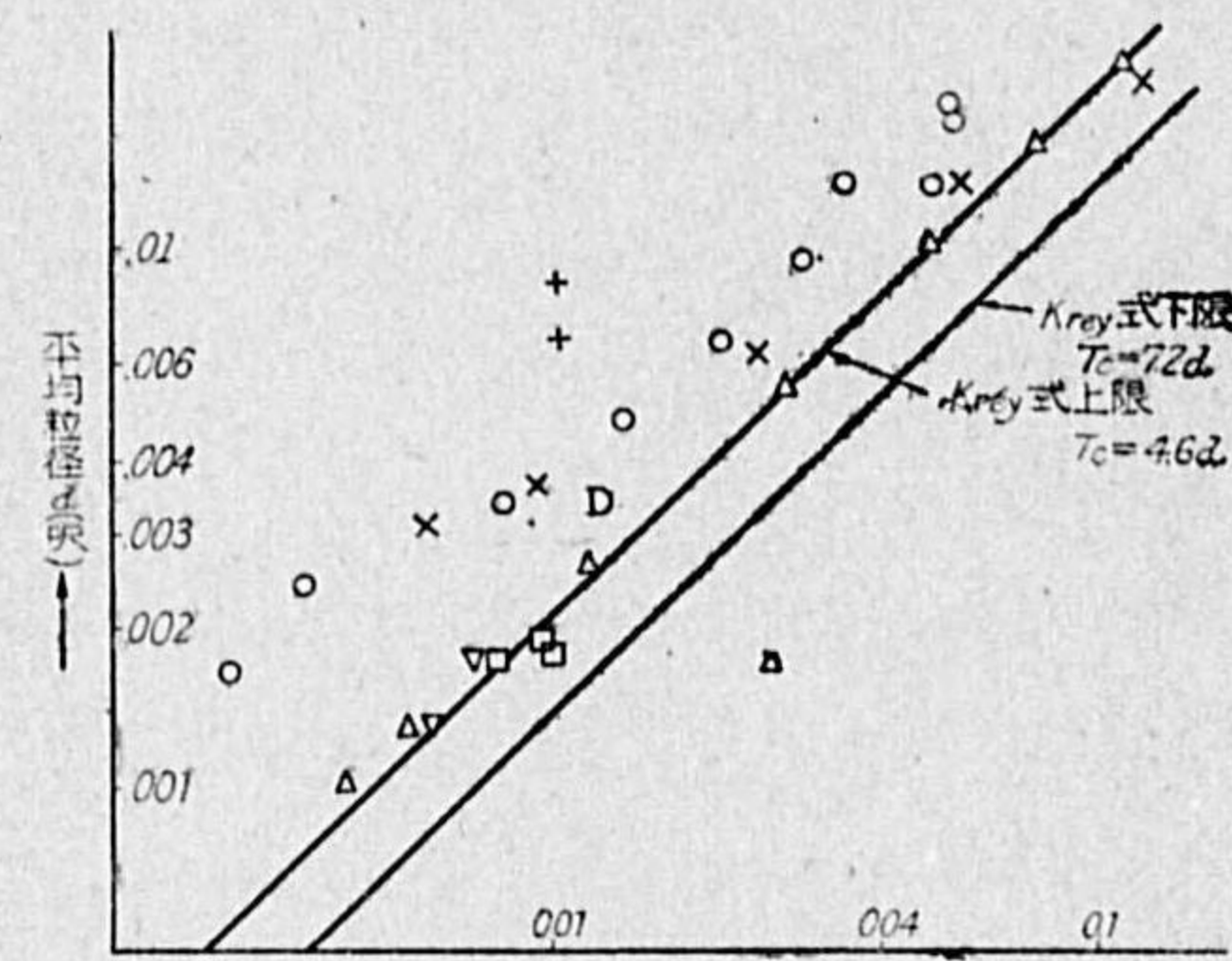
とするがよいといふ。又ショクリッチ (SCHOKLITSCH) 氏は T_c を kg/m^2 , $\rho_1 \rho$ は kg/m^3 , 粒徑 d は m 單位にすると

$$T_c = \sqrt{0.201 \rho_1 (\rho_1 - \rho) \lambda d^3} \quad (1.4''')$$

だといふ。但し λ は砂粒の形狀に關する常數で、1.15~1.35, 平均 1.25 である。

(2) 掃流砂量と掃流力との關係 掃流力が限界値 T_c 以上になれば底質の實動が行はれ、而も掃流力大なるに従つて掃流物質の量も増大するは言を俟たない。然らば如何なる法則によつて増大するであらうか。此の問題もチュボア氏が始めて考究した所である。

掃流力 T によつて單位河幅を單位時間に掃流される流砂量を G とすれば、一般に G は T の或函數 $G=f(T)$ であるに違ひない。この函數形を定めるために、チュボア氏は次の如く考へた。水の掃流力 T は直接には河底上面に及ぶのであるが、其の影響は底面より下の土層内に傳はり一種の剪斷力



第82圖 T_c と d との關係

(Shearing force) を起す。而して其の力は土層内の深さに比例して減少し或る深さ z_0 に至れば T_c に等しくなり、それ以下の土層は動かぬ。河底から下 z_0 までの土層は流動するのであるが、其の流下速度は河面で最大で、下になるほど直線的に減少し z_0 で零となると見てよからう。さすれば單位河幅を單位時間に掃流される土砂の總重量 G は

$$G = \rho_1 \bar{u} \cdot z_0, \quad \text{但し } \rho_1 = \text{底質の比重}, \bar{u} = \text{土層の平均流下速度}$$

然るに \bar{u} は厚さ z_0 の土層が上面に T , 下面に $-T_c$ なる力を受けて生ずる剪斷流動速度であるから $T - T_c$ に比例すべく、又 z_0 は上面に働く掃流力 T に比例すと假定すれば

$$G = \psi \cdot T(T - T_c) \quad \psi = \text{比例常數} \quad (1.5)$$

之がチュボアの掃流砂量公式で、常數 ψ は底質により違ふから實驗により定めねばならぬ。ギルバートの模型實驗結果により G と T との相關圖を作れば第83圖の様になり、大體 (1.5) 式が當筋まる。尙、

ショクリッチによれば均一粒徑の砂では ψ の値は

$$\psi = 8.67 \rho / (\rho_1 - \rho), \quad (1.6)$$

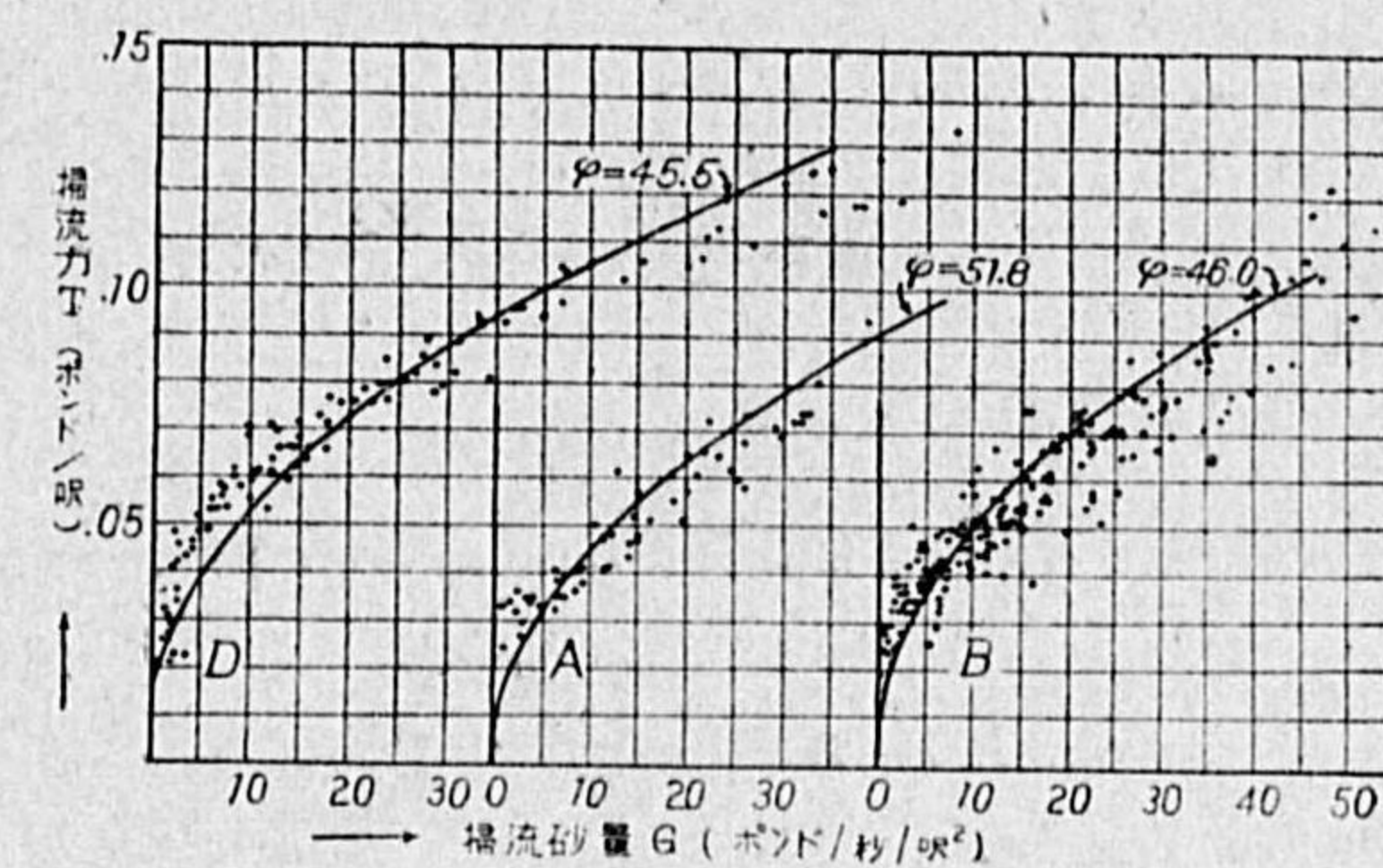
$\rho, \rho_1 = \text{河水及底質の比重}$

であるといふ。

然し其の後の多數の實驗によれば (1.5) 式の ψ は

種々の値になり常數としては散開が餘りに大きく、且つチュボア氏の (1.5) 式誘導法は随分勝手な假定が含まれて居るので、オブリエン氏は之に多少の改良を企てた。勿論未だ完全とは言へないが茲に紹介して置かう。

河底に働く掃流力は下層に傳はる間に、土層間の摩擦のため減少する。其の減量を河底下 z までに τ とすれば、そこには $(T - \tau)$ なる剪斷力が働いて土層のずれを起す。今河底下に於ける土層の滑動速度を u とすれば、剪斷歪 du/dz と剪斷力 $T - \tau$ との間の關係は、チュボア氏の假定と違つて、實は



第83圖 G, T の關係

$$du/dz = -M(T-\tau), \quad M=\text{或係数} \quad (1.7)$$

とせねばならない。

然るに τ は其上にある土砂の重量に比例する普通の滑り摩擦であると考へ、且つ其の値は掃流されつゝある土層では勿論 T_0 よりは大きいから

$$\tau = T_0 + Nz^\alpha, \quad \text{但し } N, \alpha = \text{土層の性質に関する常数} \quad (1.8)$$

と置いてよからう

次に掃流土層は或る深さ z_0 まででそれ以深は動かぬから、この深さでは

$$\left. \frac{du}{dz} \right|_{z=z_0} = 0, \quad \therefore (1.7) \text{ と } (1.8) \text{ より } z_0 = \left(\frac{T-T_0}{N} \right)^{\frac{1}{\alpha}} \quad (1.9)$$

又一方 (1.8) を (1.7) に入れて

$$\frac{du}{dz} = -M(T-T_0-Nz^\alpha)$$

$$\therefore u = -M(T-T_0)z + \frac{MN}{\alpha+1} z^{\alpha+1} + \text{積分常数}$$

之に z_0 では $u=0$ なる条件を入れると

$$u = M(T-T_0)(z_0-z) + \frac{MN}{\alpha+1}(z_0^{\alpha+1}-z^{\alpha+1})$$

従つて掃流物質の質量は

$$G = \rho_1 \int_0^{z_0} u dz = \rho_1 \left[M(T-T_0) \left(z_0 z - \frac{z^2}{2} \right) + \frac{MN}{\alpha+1} \left(\frac{z^{\alpha+2}}{\alpha+2} - \frac{z_0^{\alpha+2}}{\alpha+2} \right) \right]_0^{z_0}$$

$$= \rho_1 \left[M(T-T_0) \frac{z_0^2}{2} - \frac{MN}{\alpha+2} z_0^{\alpha+2} \right]$$

z_0 を (1.9) によつて書き換へれば

$$G = \rho_1 \frac{\alpha M}{(2\alpha+4)N^{\frac{1}{\alpha}}} (T-T_0)^{\frac{\alpha+2}{\alpha}} \quad (1.10)$$

故に結局之は

$$G = K(T-T_0)^b \quad (1.11)$$

の形に書ける。こゝに K 及び b は土質に関する常数で、実験から定めることにする。例へばキルバートの実験資料を以てオブリエン氏が計算したところ第62表の様な値である。但し G は lbs/sec/ft, T は lbs/ft² 単位とした。

以上は大體均一砂粒の場合であるが、底質が種々の粒徑のものの混合砂な

る場合には、各種の砂だけを單獨に掃流力 T で流がす量を $f_1(T), f_2(T) \dots f_n(T)$ とし、又砂の混合比率を $p_1:p_2:p_3 \dots p_n$ とすれば、オブリエン氏は、混合砂の掃流量は

$$G = p_1 f_1(T) + p_2 f_2(T) + \dots + p_n f_n(T) \quad (1.12)$$

で計算し得るといふ。例へば氏の實驗數例を示すと第63表の通りである。

(3) 流砂量と河水流速又は流量との關係

以上で流砂量と掃流力との關係が定まり、而も掃流力が徑深 R と勾配 I によつて表はされることが分つた。然るに一方河水の平均流速従つて流量は亦 R 及び I によつて定まるから、結局河水の流速乃至流量と之による流砂量との關係を知ることも出来る。尤

も河水の平均流速の公式にはシェーger・バサン式ありクッター式あり、マンニング公式あり、其の選び方によつて、流速乃至流量と流砂量の關係式も其の形が違つて来る。又掃流力を媒介とせず直接に流速と流砂量とを實驗して其の關係を實驗式に纏めた人もあつて、河水の流量又は流速と流砂量の關係式は益々種類が多くなつて居る。既述の中山秀三郎氏の式も其の一であるが、その他の主なるものを掲げんに、 Q, Q_c を河幅全部の、又 q, G を單位河幅につきての流水量及び流砂量とし、 V を水流速とすると

$$\text{ショクリッチ式} \quad Q_c = (86.7/\sqrt{d}) I^{1.5} (Q - B \cdot q_c)$$

但し單位は $Q_c = \text{lbs/sec}$, 粒徑 $d = \text{in}$, 流量 $Q = \text{ft}^3/\text{sec}$, 河幅 $B = \text{ft}$

又 q_c は河幅 1ft 毎の限界流量 (ft³/sec) で

$$q_c = 0.00532 d/I^{\frac{4}{3}}$$

$$\text{スイス工學試驗所式} \quad q^{\frac{2}{3}} I/d = 17 + 0.4(G^{\frac{2}{3}}/d)$$

但し $q = \text{kg/sec/m}$, $d = \text{m}$, $G = \text{kg/sec/m}$,

$$\text{ストラウプ式} \quad G = \psi [I^{1.4}/C^{1.2}] q^{\frac{3}{5}} [q^{\frac{3}{5}} - q_c^{\frac{3}{5}}]$$

第62表 掃流諸常数

砂種	平均粒徑 (ft)	K	b	$\alpha = \frac{2}{b-1}$
A	0.0010	0.116	1.3	6.7
B	0.0017	0.105	1.4	5.0

第63表 混合砂流量

混合比		流砂量 G (lbs/sec/ft)	
C砂	E砂	實測	計算
48%	52%	0.6248	0.6448
31	69	0.2827	0.2696
19	81	0.5695	0.4739

但し ψ は底質に関する常數, C は流速公式を $V=CR^{\frac{2}{3}}I^{\frac{1}{2}}$ としたる場合の C である. ストラウプ氏は之を流速 V , 限界流速 V_0 , 限界勾配 I_0 等を以て變形し

$$G=\psi \cdot [I^{\frac{1}{2}}/C^3] V^{\frac{5}{2}} [V^{\frac{5}{2}}-V_0^{\frac{5}{2}}], \quad G=\psi \cdot q^{1.2} C^{-1.2} I^{0.7} [I^{0.7}-I_0^{0.7}]$$

$$G=\psi \cdot q^{-\frac{2}{3}} C^{-4} V^{\frac{7}{3}} [V^{\frac{7}{3}}-V_0^{\frac{7}{3}}], \quad G=\psi \cdot C^{-4} d^{-\frac{2}{3}} V^2 [V^2-V_0^2]$$

等の諸形を提出した.

マックドウガル (C. H. MacDOUGALL) 氏は模型實驗により

$$G=\psi \cdot I^b (Iq-Iq_0) \quad \text{但し } \psi, b=\text{常數}$$

又 O'BRIEN 氏がコロンビア河に就て實驗した結果は, G と $VR^{\frac{1}{2}}$ と一定の關係を認め得るばかりで, 前諸式に入れても殆んど纏らないといふ.

何れにしても, 斯様に多數の公式が提出されるといふことは, 何れも略近値を與ふるにすぎずして, 萬人の容認を得るほど精確なものでない證據であつて, 今日のところ掃流量問題は充分完成して居ないと言はざるを得ぬ. 切に將來の研究を俟つ次第である.

1.5 浮流物質 粒の極く小さい泥や砂が水より重いにも拘らず河中に浮くのは, 河流が渦動や昇降流をも含んだ亂流だからである. されば亂流状態が甚だしい程, 多量の浮泥を運び得るのは云ふまでもない. 而して其の亂流状態は流速が大なるほど烈しくなるものである. それで一旦水中に浮んだものでも, 比較的粗粒の土砂は, 水流が緩かになると河底に沈んで暫く止まり, 次の出水で水勢が急になればまた浮流し, 川の上流から海に入るまでには何回となく浮いては沈み沈んでは浮きして下つて行くものである.

浮いた細粒が獨りでの静水中を沈降する速さ (w) は後に詳論するが, 粒徑 0.15 mm 以下のものでは, ストークス氏の法則に依り

$$w=\frac{2}{9} \frac{\rho-\rho_0}{\mu} g \cdot r^2$$

で與へられる. 茲に ρ 及び r は粒の密度と半徑, ρ_0 と μ は水の比重及び粘性係數で, g は重力加速度である. 例へば比重 2, 直徑千分の 1 cm なる石粉は, 沈下速度毎秒 0.019 cm となるから, 10 m の深さに沈むに 14 時間餘でよいが, 直徑を一萬分の 1 cm にもすると, 59.5 日を要する計算になる. 更に小

さい膠狀質粘土で濁つた濁水などは, 6 年間も薄い濁りがとれない例などをフリューワー氏が實驗報告して居る. かような微細粒になると, 一度浮んだ以上其のまゝ一氣に海まで来てしまふ. それでも海に來ると, 流れもやむし, 鹽水の沈澱促進作用もあるので遂には沈澱させられる.



第 84 圖 氷で運ばれる大石塊

大きな石礫でも, 川による氷の助けを藉りて浮流することがある. 即ち嚴冬結氷する川では, 岸崩れなどで氷の中に張り込められた石礫が, 春季の氷面の破壊と共に氷塊に送られて餘程下流まで行き, 氷の融ける處で沈下する. 第 84 圖はアラスカ

のユーコン河に於けるかやうな氷と石の大堆積の實景である. 只の流速のみでは到底運び得ない大石塊がこの方法では易々と運び去られる. 尙ほ河によると, 錨氷 (Anchor Ice) といつて河岸や底のとび出た石塊にはその蔭の比較的靜かな水が凍りついて浮力を増し, 石塊が持ち上げられ, 或は轉流し甚だしきは浮流するに至ることもあるといふ.

扱て然らば水より軽い粒が非常に小さくさへあれば, 如何程多量でも河水が浮かして運び得るかといふに, 決してさうではない. 河水の浮泥運搬力にも矢張り夫々其の流速, 水量等によつて一定の限度がある. それ以上はどんな細泥でも持ち切れない. 實際の川では, 浮流物質の量は, 河水の流勢及び水量の外, 流域の地質, 水原の事情等々によつて左右されるから, 川により又同じ川でも洪水時と渇水時とで著しい懸隔がある. 花崗岩などの迸發岩地方の川は砂礫が多く懸濁物質は比較的少い. 之に反して片狀岩などの地方は砂礫が少く細泥が多くて濁る. 特に長い間黄土や粘土層を流れて來た川は非常な濁りである. アメリカ合衆國のミズリヤミシシッピー下流も四時濁つて居るが, 支那の黄河や白河は古往今來常に泥土で混和し, 黄