

第14章 河川測量

1. 概説

水に關係した一切の測量を總稱して**河海測量**(Hydrographical survey)と云ひ、河川、港灣、灌溉、排水及び水力發電等總べての**水工**(Hydraulic work)の基本となるものである。之を大別すれば、

(1) 河川測量、(2) 湖沼測量、(3) 海洋測量(港灣測量を含む)、となるが、本章では(1)のみに就いて説明する。

河川測量(River survey)の主なる目的は、河川の形状、水位、深淺、断面、勾配等を測つて河川の平面圖、縦横断面圖を作製すると共に、流向、流速、流量、浮游物等を調査して、各種水工の設計、施工に必要な資料を得るにある。従つて其の作業を分つと、

(1) 平面測量、(2) 水準測量、(3) 流水の測定、とすることが出来る。我國に於ては之等を内務省土木局の**河川測量規定**に準じて實施することになつてゐるから、次節に此の規定の全文を掲げ、次いで2,3の補足的説明をする。

2. 内務省土木局—河川測量規定¹⁾

河川測量を分ちて平面測量、高低測量及び流量測量とす。

第1章 平面測量

平面測量は(1)三角測量、(2)經緯測量及び枝距測量より成る。

(1) 三角測量

第1條 三角測量を細別して大小三角の選點、測角及び基線測量の3とす。

第2條 大三角點は河流を挟んで其の兩岸に選定し、三角形をして成るべく正三角形に近からしむることに努むべく、鈍角は 100° を最大限とし 40° を最小限とすべ

1) 滿洲國河川測量規定(昭和10年5月制定)に就いては、土木學會誌、1935、頁1463—1466参照。

し。

第3條 大三角の測角は倍角法により少くも3回づつ、反覆4度の測角をなし、其の結果を平均して夾角の度数を定め、1の三角形を構成する3内角の合度数と180°との誤差は10′以内たるべく、而して此の誤差は計算の際3分して各夾角に分配加減すべし。

第4條 小三角點は經緯測量及び枝距測量の基點として使用するに便宜なる所を選び、夾角の度数もなるべく大三角に準ずべきものなりと雖も、止むを得ざる場合にありては120°以下30°以上の範圍に於て設點することを得。

第5條 小三角の測角は倍角法により3回づつ、2度の測角をなし、其の結果を平均して夾角の度数を定め、誤差は20′以内たるべく、而して此の誤差の分配は大三角に於けるが如くすべし。

第6條 大小三角の測角をなすに當りては同時に磁針の方向をも測定すべし。

第7條 基線測量は大三角網の兩端適宜の場所に於て施行するは勿論、其の中間にありては20 kmを超えざる範圍に於て適當の場所を選び施行するを要す。

第8條 基線の長さは大三角の邊長に準じて之を定め、3回測定の結果を平均すべし。而して是等實測長の最大差は平均長の6萬分の1以内たるべし。

第9條 測定基線の長さは次の公式により攝氏20°、緊張力0の時の長さに更正すべし。

1. 温度の更正。 $\Delta l = \text{温度の更正}(cm)$, $L = \text{實測長}(cm)$, $T_0 = 20^\circ C$, 標準温度,

$T_m = \text{基線測定時に於ける温度}(^\circ C)$, $\alpha = 0.0000117$, 鋼製卷尺の膨脹係數;

$$\Delta l = \alpha(T_m - T_0)L$$

2. 緊張力の更正。 $\Delta P = \text{緊張力の更正}(cm)$, $L = \text{實測長}(cm)$, $S = \text{鋼製卷尺の断面積}(cm^2)$, $E = 2,000,000 kg/cm^2$, 鋼製卷尺の彈性係數, $P = \text{基線測定時に於ける緊張力}(kg)$;

$$\Delta P = +PL/(SE)$$

第10條 實測基線の長さ及三角計算により得たるものととの差は、6,000分の1以内とする。

第11條 基線を測定するには、基線に沿ひ1の水平面に據り5 m内外に支點を設け支點上の摩擦を成るべく減ずる様設置し、此の上に鋼製卷尺を懸け7 kg内外の重量を用ひて緊張すべし。

第12條 三角測量に於ては、三角網の端又は中間便宜の三角點に於て、陸地測量部の三角點と聯繫し其等の位置關係を明かならしむべし。此の場合陸地測量部三角點間の距離を精密に算出し之を以て基線に代用することを得。

第13條 測量區域内に相當の陸地測量部三角點の在る時は計算によりて其等の經緯度を定め、以て大三角測量に代ふることを得。

(2) 經緯測量及び枝距測量

第14條 經緯測量及び枝距測量は必ず大小三角點に連繫を取るべし。而して其の終點

に於ける誤差は角度に於て3′、距離に於て幹線全長の1,000分の1以内とする。

第15條 測鎖及び卷尺は毎朝始業に先だち必ず基準鋼製卷尺に對照し、其の正否を檢査し更正をなすべし。

第16條 河川の附屬物、工作物、水流、堰堤、樋門、閘門、橋梁、乗船場、荷揚場、道路、用排水路、縣道郡市町村大字官有地の境界(當該吏員の立會を要す)、神社、佛閣、墓地及び其の境界、測標、量水標、丁杭、建築物等は總べて實測すべし。

第17條 測量區域は有堤部に於ては堤内300 m以内とするも、必要あるときは此の制限以上に及ぶべく、無堤部に於ては洪水位の遡する區域以上若干とする。但し狀況に應じ酌量することを得。

第18條 支派川及び河川に連絡する水面も亦特川に準じ測量すべし。

第19條 附洲若しくは河岸の水際は第3條に記載せる同時水位により定むべし。

第20條 前4條の測量には重要ならざる場合に限り平板を代用することを得。

第2章 高低測量

高低測量は(1)縦斷測量、(2)横斷測量、(3)深淺測量、(4)河口深淺測量よりなる。

(1) 縦斷測量

第21條 縦斷測量は左右兩岸に建設せられたる丁杭、断面杭、量水標、地盤、樋門、閘、その他緊要箇所の高さを測定するを目的とするものにして、高低は全測量區域を通じ陸地測量部水準基線に準據するを要す。

第22條 水準基線は少くも兩岸5 km毎に1基を設置し、變動し易き地點を避くべく、岩盤等は便宜基線に代用することを得。

第23條 縦斷測量は少くも往復1回以上施行し、5 km間の誤差は成瀬部12 mm、緩流部15 mm、急流部20 mmを超ゆる可らず。而して其の誤差は計算の際平均するものとす。

第24條 縦斷測量は成るべく毎5 km内外に於て對岸に連繫を取るべし。

第25條 測量區域附近に存在する陸地測量部水準基線には必ず連繫をとるべし。

第26條 丁杭は一方の岸に沿ひ河口又は合流口より順次100 m毎に設置し、河川に略直角の見通しに他の岸の丁杭を建設し、1 km毎に石柱を使用すべし。但し横斷測量に使用せざる丁杭は之を省略することを得。

(2) 横斷測量

第27條 横斷測量は200 m毎に丁杭を通して施行すべし。而して測定區域は平面測量區域に準ずべし。

第28條 横斷測量は必ず縦斷測量點に連繫をとるべし。

第29條 測定誤差は距離にありては300分の1以内、高低にありては長さ300 mに對し10 mm以内たるべし。而して此等の誤差は長さに比例して分配すべし。

第30條 水面杭は水流の兩岸水際に設置し、之に其の時の水面を標記し、其の時刻は必ず野帳に記入し、附近量水標の水位との關係を明かにすべし。

第31條 測鎖及び巻尺の検査及び更正は平面測量に於けると同様なりとす。

(3) 深淺測量

第32條 深淺測量は横斷測量の水深杭に準據し、10 m 毎（水深に急變ある場合にありては各其の位置）に測定すべし。

第33條 水位の變動少き季節に於て平均低水位に成るべく近き同時水位を求むべし。

第34條 深淺測量に使用する銅線、鋼索、麻綱等は毎朝其の伸縮を検査し、誤差あるときは相當の訂正を加ふべし。

第35條 深淺測量中は必要に應じ其の上流及び下流にある量水標の觀測次數を増すべし。但し量水標の距離遙隔に失するときは、臨時假標を設け必要なる水位の點檢をなすべし。

(4) 河口深淺測量

第36條 河口深淺測量は河口附近の海底の状況を明かにするを目的とするものにして、海岸に沿ひて少くも 200 m 毎の見越し線に於て、20 m 内外の間隔に水深を測定すべし。

第37條 器具の検査並に水位の觀測に就きては第 34 條及び第 35 條に準ず。

第 3 章 流量測量

第38條 流量測量は上下流を通じ河狀整正にして、其の兩岸の地形測量設備をなすに適し、且つ水流の趨いたる所に於て施行すべし。

第39條 流量測量は成るべく各種の水位につきて之を施行すべし。而して洪水の場合には特に實測の時期を失せざる様に留意すべし。

第40條 流量測量には流速器又は浮子を使用すべし。

第41條 流速器を使用する場合に在りては、河流を横切り約 10 m 毎に鉛直線に於ける平均流速を求むべし。

第42條 流速器は使用の前復又は手入をなせし都度必ず試験をなし、係數の更正をなすべし。

第43條 流量を測定するに浮子を使用する場合には、隨時流速を測定し得る如く豫め相當の準備をなし置くべし。

第44條 浮子は水深の許す限り成るべく長き竹竿を用ふべし。但し止むを得ざる場合にありては表面浮子又は其の他の浮子を使用することを得。

第45條 浮子を使用する場合に、其の下流距離は成るべく河幅の1倍以上たるべし。

第46條 流量測量箇所の上流には量水標を設置し、其の距離長大なるときは中間にも之を設け、測量中は其の終始の水位を觀測するは勿論、其の中間にありても適宜觀測すべし。

第47條 流量測量箇所にありては、必要なる位置に於て特に精密なる横斷並に深淺測量をなすべし。出水期の前復並に斷面に變動を來したる或ある時は改測すべし。

第 4 章 製 圖

河川測量圖面は (1) 平面圖、(2) 縱斷面圖、(3) 横斷面圖とす。

(1) 平面圖

第48條 平面圖は縮尺 2,500 分の 1 及び 10,000 分の 1 の 2 種とす。但し在來の圖面を利用する場合には其の縮尺は 3,000 分の 1 とするを妨げず。

第49條 2,500 分の 1 平面圖は改修計劃の基本圖となるべきものなるを以て、大三角網は測定したる基線の長さを基とし、綫緯距計算法によりて原圖紙上に配置すべし。

第50條 圖面には縮尺、磁針、眞北等を記入すべし。

第51條 圖面の符號は陸軍參謀本部陸地測量部地形圖圖式によるべし。

第52條 2,500 分の 1 平面圖は別に蠟布に膠寫したる複本を備ふべし。

(2) 縱斷面圖

第53條 縱斷面圖は縮尺横距 10,000 分の 1、縦距 100 分の 1 とし、兩岸堤防の高低、平均低水位、高水位、流心に沿へる河底、量水標、丁杭、測點等を記入すべし。但し止むを得ざる場合には此の縮尺に依らざることを得。

(3) 横斷面圖

第54條 横斷面圖は縮尺横距 1,000 分の 1、縦距 100 分の 1 とし、高低は凡て水準基線に準據すべし。但し止むを得ざる場合には此の縮尺に依らざることを得。

第55條 横斷面圖は左岸を左として製圖すべし。

第56條 總ての圖面には實測の時期を明記し、實測者及び製圖者に於て記名捺印すべし。膠寫若しくは補測訂正したる圖面には其の事由を明記すべし。

第57條 圖面には總て左右兩端の外側面に其の名稱及び縮尺を明記すべし。

附 則

第58條 丁杭は長さ 1.2 m 以上、12 cm 角、頭部を白色ペンキにて塗抹し、黒色にて丁數並に省名を記入すべし。石柱の場合には頭部約 30 cm 通り 12 cm 角以上に仕上げ、頂面に丸味を附し、側面に丁數並に省名を刻すべし。

第59條 水準基標は石柱長さ 1.2 m 以上、頭部約 30 cm 通りを 15 cm 角に仕上げ、頂面を球形に磨き、側面に番號並に省名を刻すべし。

第60條 大三角標は其の大きさを水準基標に同じくし、頂面を平に仕上げ中央に十字を彫り、側面に番號（大の字を冠す）並に省名を刻すべし。

第61條 小三角標は大三角標に同じ。但し頭部は 12 cm 角とし、番號には小の字を冠すべし。

第62條 量水標の附近には必ず水準基標を設くべし。但し天然の岩盤を使用するを妨げず。

第63條 平均低水位は 1 年毎に觀測したる水位を平均し、其以下の總ての水位を平均したるものとす。累年平均低水位は前項の平均低水位を更に平均したるものとす。

(以上)

3. 平面測量 (Plane Survey)

河川測量を行ふ區域は河川の大小及び目的によつて異なるが、一般に其の幅員は有堤部に於ては堤外地全部と堤内地 300 m 以内とするが、必要あれば之以上とする(圖-14.1)。無堤部に於ては洪水時に水の達する地點より更に 100 m 内外とする、但し平原にて



圖-14.1 河川の横断面

遠距離に迄及ぶ際には適當と認める所迄とする(内-17)¹⁾。支派川及び河川に連絡する水面も亦幹川に準じて測量を行ふ(内-18)。

次に長さの區域は工事の目的によつて定められる。例へば舟航の爲の河川改修の際には上流は其の目的地迄とし、下流は河口のみならず海の中迄に及ぶ。之に反し洪水防禦の目的の際には上流は水害の到達する區域全部に及び、下流は河海の境界位でよい。

平面測量は以上の區域に亘つて行ふが、其の外業を分つと骨子測量と細部測量となり。之等の結果に基いて所要の平面圖が作製される。

(1) 骨子測量 (Skeleton survey)

三角測量とトラバース測量の2つが用ひられる。

(a) 三角測量²⁾。先づ河川を蓋ふ所の三角網を組むべきであるが、一般に單列を普通とし、河の合流點及び分流點附近或は彎曲點など特別の場合には

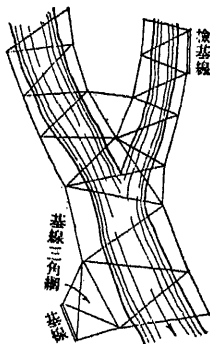


圖-14.2 三角網

- 1) 内務省土木局河川測量規定 第 17 條を意味する、以下同様。
- 2) Thomas J. Mitchell: Civ. Eng., 1939, pp. 277-280.

四角形、複列又は放散式とする(圖-14.2)。之等の三角網の邊長はなるべく大とするが、或程度以上となると細部測量の基準となす爲に小三角を組むを要し、更に基線連絡用の基線三角網を要することがある。

選點、測角、基線測定は何れも三角測量(第16章参照)の場合と同一であり、其の測量の程度は内務省河川測量規定第1~13條に準據して定めればよい。三角點には選點の際先づ假杭を打ち後に三角標に換へるが、一時的の三角標としては 12~15 cm 角、長さ 1.2 m 位の木杭を用ひ、防腐劑を施し、其の頭部に釘を打つて中心を明かにする。永久的のものとしては、圖-14.3 の如き石柱を用ひ周圍をコンクリートで固める。大、小三角標に應じ其の寸法を異にするが、何れも側面には測點大小番號及び省、府縣廳名を刻む(内-60,61)。尚流失又は冬期氷結の俱ある際には、圖-14.4 の如く地下に設置し、蓋に大小番號及び官廳名を刻んで置く。

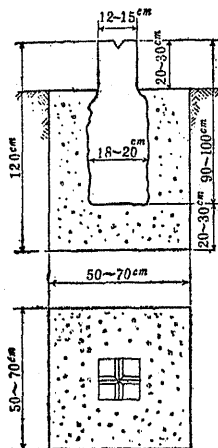


圖-14.3 三角標

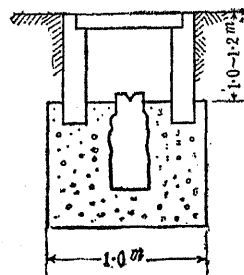


圖-14.4 地下三角標

(b) トラバース測量。一般に大、小三角點のみでは、細部測量の基準點として不足する場合が多い。従つて普通は 200 m 毎位にトラバースを組んで基準點を増加するが、常に大、小三角點又は他のトラバース測點を起、終點として、自由トラバースを避けなければならない(内-14)。測量の方法に就いては、内-14.15. の

規定に従へばよい。

(2) 細部測量 (Detail survey)

骨子測量で定めた基準點に據つて細部測量を実施するが、支距測量によること最も多く、他に平板又は視距測量が用ひれる。此の場合測定調査すべき事項は内-16~19に掲げられた通りであるが、水際線の測定に就いては特別の考慮が必要である。水際線は河川水位の變化に應じて變るから、一般に平均低水位を基準として測定することに定められて居り、次の方法の何れかによつてゐる。

(a) 同時觀測法. 平均低水位に成るべく近い水位の時を選び、大勢の人が水際に等距離に立ち同時に合圖して水際に杭を打ち、然る後此等の杭を連ねる線を測量する。(内-19)。

(b) 深淺測量による方法. 成るべく水位變化の少い任意の時に適當な間隔に深淺測量を行つて河川の横斷を求め、之を製圖した圖上に水際の位置を定め、其の結果を平面圖に移して水際線を記入する。

尙水際線は平水位を基準とすることもあり、又河川の有潮部に於ては海面の基準面即ち中等潮位を用ひると便利である。

(3) 平面圖の作製

内務省及び各府縣で用ひられる縮尺は 1/2,500 及び 1/10,000 の 2 種で、前者は改修計畫の基本圖となるべきもので實測に基いて製作し、別に蠟布に謄寫して複本を備へるを要し(内-48,49,52)、後者は前者を縮圖して作られる。尙局部的の詳細を示す爲に、縮尺 1/500 又は 1/1,000 を用ひることがある。常に三角點は(なるべくトラスパス測點も)經緯距計算法によつて原圖紙上に配置し(内-49)、其等に従つて細部の記入をしなければならない。

河川法を施行された河川では、河川臺帳¹⁾を製して内務省と各府縣に保管することに定められてゐるが、其の平面圖の縮尺は 1/1,250 となつてゐる。

圖面には縮尺、磁北、眞北、測量年月及び測量者氏名等を記入し(内-50)、符號は陸地測量部地形圖圖式による(内-51)。

1) 河川臺帳に關する細則、大正 10 年 12 月 24 日 内務省令第 29 號、

4. 水準(又は高低)測量 (Leveling)

(1) 丁杭 (Distance mark) 及び水準基標 (Bench mark)

河口又は幹川との合流點からの追加距離(大體流心又は高水時流水の流路に沿つた距離をとるのが適當である¹⁾)及び横斷測量の位置を示す爲の杭を丁杭又は距離標と云ふ。河川の一方の岸に沿ひ成るべく流身に平行して 100 m 毎に之を設け、對岸は之から河道に略直角の見透しに設置するが、堤防の上とか流失の惧のない場所を選ぶべきである。丁度 100 m の所に障礙物があつて打てない時には、それを避けて中間杭を打ち、前後 3 本の總距離が 200 m になる様にする。丁杭には何れも側面に km を單位として距離を記すから、例へば 2.6 (又は 2/6) の丁杭は起點より 2.6 km なることを表す。

圖-14.5 は丁杭設置の有様を示したもので、河川の彎曲具合によつては頗る不

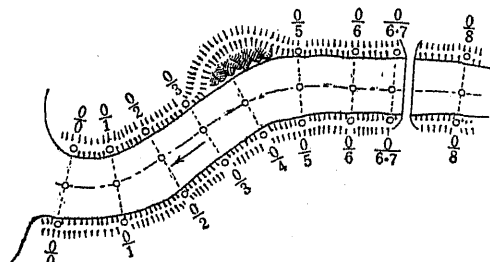


圖-14.5 丁杭の配置

規則な配置となる。尙横斷測量に使用しない丁杭は省略しても差支へない(内-26)。

丁杭としては圖-14.6 の如く長さ 1.2 m 以上、12 cm 角の木杭を用ひ、頭部約 30 cm を白色ペンキにて塗抹し、其の側面に黒色にて距離、省名又は府縣道標名を記入する。尙上面に徑 1 cm の丸甲鉾を打つ。但し距離 1 km 毎の丁杭は圖-14.7 の如き石柱とし、頭部約 30 cm 通りを 12~15 cm 角に仕上げて頂面に

1) 低水に關する調査などでは低水時流水の流路に沿ふ方が適當である、又河川の彎曲が緩かな時は一方の岸のみに沿うて方向及び距離を定める、

丸味を附し、側面に距離、省名等を刻む(内-58)。

水準基標は少くとも兩岸 5 km 毎に 1 基を設けるが、地質良好にして變動少く交通の妨げとならない所を選ぶべきであり、岩盤等は便宜上水準基標に利用してもよい。一般に長さ 1.2 m 以上の石材を用ひ、頭部 30 cm 通りを 15 cm 角に仕上げ、頂面を球形に磨き側面に番號並に官廳名を刻む(内-59)。

(2) 縦断測量 (Profile leveling) 及び 河川勾配 (River slope)

縦断測量は左右兩岸に設けた丁杭、断面杭、量水標、地盤、樋門、閘門、水門の閘、水準基標、既往洪水位、道路、鐵道、堤防、橋梁桁下及び床石其他緊要な個所の高さを測定するのが目的である。其の基準面としては我國では原則として陸地測量部基準面をとることに定められてゐるが(内-21)、實際上は其の河川最下流にある量水標の零位を習慣的に採用してゐるものが多い、例へば利根川の Y.P.、淀川の O.P. の如きものである¹⁾。

河川の縦断測量は最も精密を要する測量の 1 つで、必ず 15 m 以上の正確なレベルと 5 mm 毎の目盛を施した函尺を用ひ、充分注意して 1 mm 迄讀みとらねばならない。尙成るべく 5 km 位の距離毎に兩岸の丁杭の高さを交互水準測量で測定し、連繋をとる必要がある(内-24)。測量は少くも往復 1 回以上施行し、5 km

1) 宮本武之輔：治水工学、1936、頁 70。

間の誤差が感潮部 12 mm、緩流部又は無潮部 15 mm、急流部 20 mm を越えないことに定められてゐる(内-23)。

河川勾配を分けて水面勾配 (Surface slope) と河底勾配 (Bed slope) の 2 つとすることが出来るが、單に河川勾配と云へば前者を意味する。

水面勾配は河川調査の最大目的たる流量を直接左右するものであり、且河底勾配に比し測定し易いから、一般に廣く用ひられる之は同一點に於ても水位従つて流量の如何によつて常に變化するから、水位に應じて高水勾配、低水勾配及び平均勾配等の區別がある。

實際河川にては流量従つて水面勾配は時々刻々に變化し、殊に洪水時等は其の變動が著しい。従つて其の測定には多くの量水標の讀みを同時刻にとるか、又は澤山の人を使つて水際 100 m 位の間隔に打つた杭上に合圖にて同時刻の水位を印しつけ、之等の高さを後から水準測量によつて求める様にする。尙測定は兩岸にて行ふを常とし、彎曲其の他の原因で兩岸の水位が同一でない時は、其の平均を以て流心に於ける水面と看做す。

河底勾配は河底最深部を連ねる線に沿ふ勾配を意味するが、河の最深點は必ずしも河の中心と一致しないことがあり、而も其の位置を直接見出すのは甚だ困難である。故に普通は先づ横断測量をしてから其の最深部を平面圖上に移し、此の平面圖から距離及び方向を求めて、河底の縦断圖を畫く。河底勾配は水面勾配に比べて頗る凹凸多く、全體として河の性質を表すから、河川改修には最も重大な意義をもつてゐる。

以上の結果をまとめて縦断面圖 (Profile) を畫くが、河川勾配を明示する必要上、縦距縮尺を横距縮尺の 100~1,000 倍とする。普通は縦距 1/100、横距 1/10,000 を標準とするが、勾配が急になると縦距を 1/200 とすることがある(内-53)。圖面には丁杭の位置及び間隔並に追加距離、各断面の最低河床高、兩岸の堤防及び丁

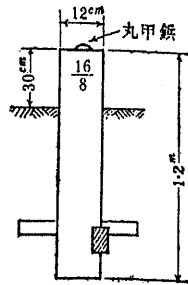


圖-14.6 丁杭

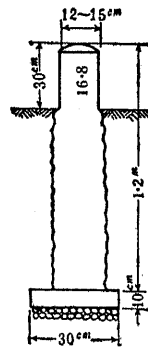


圖-14.7 丁杭(石柱)

杭の高さ、量水標の位置及び零點高、同時水位(測定年月日を示す)、既往最大高水位(年月日を示す)、平均低水位(算定の期間を示す)等を記入し、改修計畫が定まつた場合には更に計畫高水位、計畫堤防高等を書添へる。尙河中の工作物、即ち堰、閘門、樋門、橋梁等の位置及び高さも適宜記入する。

(3) 横斷測量 (Cross-sectioning)

兩岸の丁杭の見透線に就いて平面測量の區域に亘つて横斷測量を行ふ。其の間隔は 200 m を標準とするが、量水標のある所又は横斷面の急變する所では、兩岸に斷面杭を打つて測量する必要がある。

横斷測量は陸上の横斷と河川本體の横斷とよりなる。前者は普通の高低測量と同じであつて、丁杭又は斷面杭を見透しつゝ、15 吋程度のレベルと竹尺又は巻尺とを以て、土地の高低と距離を測つてゆく。其の間隔は 10~20 m 毎とし、地盤高は cm 迄、移點は mm 迄讀むを常とするが、必ず縦斷測量點との連絡を正確にとつて置くべきである。又水際には水面杭を設置し、之に其の時の水面を標記し其の時刻は必ず野帳に記入して、附近量水標の水位との關係を明かにするを要する(内-30)。次に河川本體の横斷には、上の水面杭に準據して深淺測量を行ふ。

横斷測量の許容誤差は、距離にては 1/300 以内、高低にては長さ 300 m に對し 10 mm 以内とし、之等の誤差は長さに比例して分配する(内-29)。

以上の結果をまとめて横斷面圖 (Cross section) を畫くが、縮尺は普通縦距 1/100、横距 1/1,000 とし、總べて水準基線に準據し且左岸を左として作圖することになつてゐる(内-54, 55)。尤も土工量算定には特に縮尺を大きくし、又流量等に關する調査の便宜上縦横距共に 1/100 又は 1/200 とすることがある。河川臺帳では縦距 1/100、横距 1/2,500 と定められてゐる。圖面には兩岸の丁杭の位置、測定の際の水位及び水深、平均水位、低水位及び高水

位(測定の時日及び期間を示す)、水面下の斷面積及潤邊長等を記入する。改修計畫に際しては之に計畫斷面を入れ、流量、土工量、用地幅等を定め、更に夫によつて現地に幅杭を設置する等は、路線測量の場合と同様である。

河口附近にては深淺測量の結果を平面圖に等深線を以て表すのが普通であつて、此の爲には海岸に沿つて之に略々直角に約 200 m 毎の見透線上に於て約 20 m 毎に水深を測定する。

5. 深淺測量 (Sounding)

深淺測量は水面から鉛直に水底迄の距離を測つて水中の深さを求める測量である。

(1) 測深装置 (Sounding apparatus)

水深約 5 m 以下の場合には測深桿 (Sounding pole) を用ひる。圖-14.8 の如き圓又は楕圓形斷面を有する木桿にして、長さ 5 m 位が適當であり、下部には底の大きい鐵沓を有し、軟い河底にても沈埋せぬ様にしてある。尙普通は沓底に凹窩を有し、之に油脂或は石鹼水等を塗つて河底の土砂を附着せしめ、採集に好都合ならしめてゐる。

水深が大となると綱索の一端に錘を附した測深錘 (Sounding lead) を用ひる。綱索としては徑 1~1.5 cm の麻又は木綿製のものを使ふが、使用中に長さの變化することを避ける爲に、綱を堅く棒に巻付けるか又立木の間に引張つて充分水に浸してから乾かす、この事を數回繰返してから水に浸け、標準尺度と比較して目盛を施す。此の時の零は勿論測錘の底で、之から 0.1 m 又は 0.5 m 毎に木綿片又は革片で目盛する。測深錘は使用前に必ず目盛を檢べ、使用中は乾燥せしめてはならない。時には眞鍮片で目

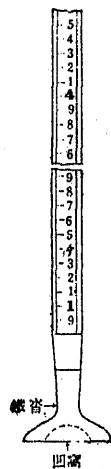


圖-14.8
測深桿

盛した軽くて強い鋼鎖を用ひることがある。測錘は 2~10 kg で水深及び流速によつて異なるが、普通は 3~5 kg で充分である。錘の形状は圓又は八角形断面で、少しく上部に細く引上抵抗を減する様にしてある。水底土砂採取の爲、圖-14.9 (a) の如く底に凹筋を有するのを常とするが、(b) の如く錘を支へる鐵錐の下端に杯を付し、其の上に革片 1 を付して錘引上げの際杯の蓋となる様にし、水底土砂採取の完全を期したのものもある。尙此の測深錘の使用を容易且便利ならしめる爲に、Rich, Weddell¹⁾ 等の測深機 (Sounding machine) が考案されてゐる。

測深船 (Sounding-boat) としては、河川の場合は有合はせの船を用ひることが多い。若し許さるれば、淺水の際は平底船、深水中で流水の速い際は圓底船がよい。何れにしても動力船の方が風及び流れの強い時でも大體見透線中に位置せしめ且速度を一定に保ち得るから、手漕船より好都合である。

尙測深點の位置を示す爲に、見透線用の各種の胡標 (Target) 及び浮標 (Buoy) を要し、又位置測定の爲に普通のトランシット、ポール、卷尺、六分儀及び信號旗等を用意しなければならない。

(2) 深淺測量の作業

深淺測量は成るべく水位變動の少い時季に實施し、測深點の深さと位置とを測定し且其の時刻を記録する。一方測定中には必要に應じ其の上下流にある量水標の観測回数を増し、若し附近に量水標のない際は假量水標を設置して或時間毎に水位を観測し、上記

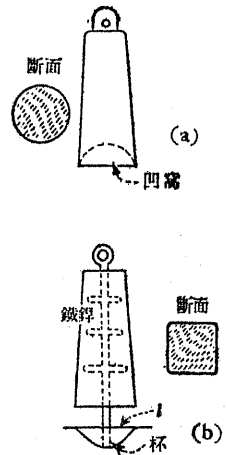


圖-14.9 測深錘

1) Clark: Plane and Geodetic Surveying, Vol. 1, 1932, p. 432.

の測定深を或基準水位の際の深さに更正する必要がある(内-35)。此の基準水位としては普通平均低水位を用ひるのであつて、水位變動の少い季節に於て平均低水位に成るべく近い同時水位を求めて置かねばならない(内-33)。

横斷線上に於ける測深間隔 (Spacing of sounding) は河の幅、河底状態及び所要精度に應じ適宜定むべきもので、必ずしも等間隔なるを要しないが、普通は 10 m 間隔とし、河底の高低が急變する個所にては特に施行することになつてゐる(内-32)。選信省發達水力調査に於ては、河幅の大小に應じて 1~4 m とし、河底の整一な所に在つては之を疎にし、凹凸の多い所は之を密にする。又水深の讀みの程度 (Closeness of reading) は、所要精度、河床土砂の性質、水深及び流量観測の有無によつて定むべきであるが、一般に 3 cm 程度迄讀めば流速観測と同程度の正確さが得られる。

測深點の位置決定 (Location of sounding) は深淺測量の精度を支配する最大の要素であるから、特に注意すべきであるが、普通河川にて用ひられる方法は次の様である。

(a) 直接法。河を横斷して橋梁等の利用し得べき構造物があれば、其の上に卷尺などを張つて位置を定める。然らざる場合には、交通頻繁でない普通河川に對しては河を横切つて索條又は麻綱を張り、之に 1 m 毎に白、5 m 或は 10 m 毎に赤の小布で目盛をつけて位置を定める。水深 1 m 以下ならば徒渉によるべく、夫以上には船

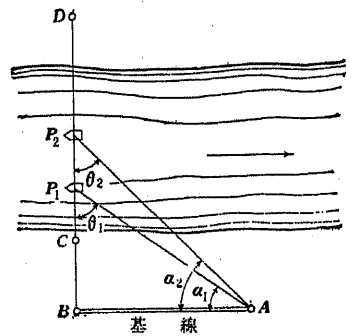


圖-14.10 間接法による位置決定

を用ひるが、船を支へる爲に第2の針金を要する。若し船の交通頻繁なるか或は河幅廣き際は、船を河中に繫留し陸上との間に針金を張つて一部分宛施行するか、又は次の間接法によればよい。

(b) 間接法¹⁾。直接距離を測らず、幾何學的方法又はスタヂヤなどを用ひて、測深位置を求めると、正確にはゆき難いが、屢々用ひられる。河川にては普通圖-14.10の如く測深船をBC見透線に入れ、陸上のAよりトランシットで $\alpha_1, \alpha_2, \dots$ の如き角度を測るか、又は船中より六分儀で $\theta_1, \theta_2, \dots$ の如き角度を測る。此の場合角度を測る代りに、スタヂヤにて距離BP₁, BP₂, ……を測ることもある。尙2つの見透線の交点によると、1見透線上に一定速度で船を動かし其の時間によつて距離を求める方法等がある。

深淺測量隊の編成 (Organization of sounding party) は測量實施方法によつて異なるが、何れにしても船中に主任、測錘手、記帳手及び消手を要し、出来れば信號手が居る方がよい。尙陸上には測角、測距をする器手(但し六分儀を用ひる際は船中に六分儀手が居ればよい)を要し、此の外水位の變動を見る量水標手を置くべきである。

6. 河川に於ける水位 (Water Levels in River)

或期間に亘つて量水標の讀みを取り、水位と時との關係を圖-14.11の如く圖示したものを水位圖 (Hydrograph) と云ふ。之を用ひて其の期間に於ける各種の水位を次の如く定義することが出来る。

(1) 最低水位 (L.L.W., Lowest low water level) は或期間に於ける最低の水位にして、年最低水位、月最低水位等の區別がある。之に對して最高の水位を最高水位 (H.H.W., Highest high water level) と云ふ。

(2) 平均最低水位 (N.L.W., Normal low water level). 平均最高水位 (N.H.W., Normal high water level). 或期間内の年又は月に於ける最低或は最高水位の平均にして、前者は舟航、發電水力、灌溉等河川の積極的利用に關係すること多く、後者は堤防の築設、橋梁の架設、排水等河川の消極的方面に利用されることが多い。

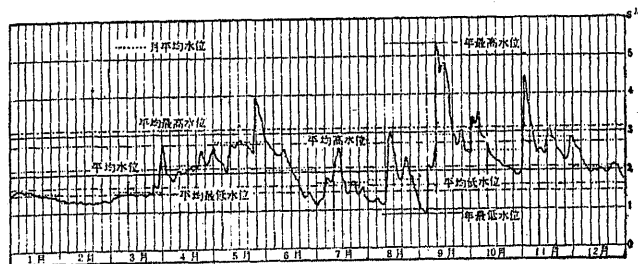


圖-14.11 水位圖

(3) 平均水位 (M.W., Mean water level). 或期間に於ける觀測水位の合計を其の觀測回數で割つたもの。

(4) 平均低水位 (M.L.W., Mean low water level) は或期間に於て平均水位以下の水位を平均したもので、平均水位以上の水位の平均を平均高水位 (M.H.W., Mean high water level) と云ふ。

一般に水位を一定間隔に分けて區劃とし、夫々各區劃内の水位に相當する水位

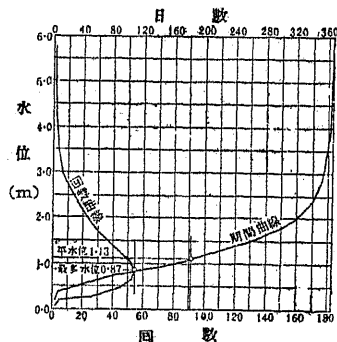


圖-14.12 回數曲線及び期間曲線

1) 林猛雄: 測量學下巻, 1933, 頁 379-382.

の起つた回数と横距とし、此の水位を縦距として兩者の關係を表したものを**回数曲線** (Frequency curve) と云ふ。次に各水位に就き夫より低い水位の起つた回数と横距とし、此の水位を縦距として畫いたものを**期間** (又は**繼續**) **曲線** (Duration curve) と云ふ。之等兩曲線を用ひて、**圖-14.12** の如く次の水位が求められる。

(5) **平水位** (Ordinary or Median water level) は或期間内に於ける観測水位の内、其の上下に於ける観測回数の等しい如き水位にして、一般に平均水位より少し低い。

(6) **最多水位** (Modal or Most frequent water level) は或期間に於て最も多く起る水位にして、回数曲線の頂點によつて容易に其の水位が求められる。

尙逋信省の發電水力調査に於ける水位の分類は、最大涸水位、涸水位、低水位、平水位、豐水位、高水位、洪水位、最大洪水位とし、上の説明とは少しく趣を異にしてゐる¹⁾。

7. 量水標 (Water Gauge)

(1) 量水標の設置 (Location of water gauge)

水位観測は専ら量水標によつて行はれるが、其の設置場所は次の各項に適合する如きものであることを要する。

(1) 水流急激又は緩慢に失せざること。(2) 河身及び河床の變化少きこと。(3) 上:下流約 100~200 m は直線なるべきこと。(4) 流量観測箇所と密接なる關係を有すること。(5) 支派川とか橋脚、水車などによる不規則な水位變化なきこと。(6) 逆流、潛流、横流及び礫水なきこと。(7) 出水、流水等による移動、流失又は破損の惧なきこと。又漂砂による埋没を生ぜざること。(8) 平時は勿論洪水時にも観測に便利で、附近に適當な観測者を得べきこと。(9) 地盤良好にして移動沈下等を生ぜざること。

量水標に永久的のものとするものと一時的のものがある。前者は普通約 5 km 毎に設けて絶えず観測し、後者は水面勾配の測定又は深淺測量中臨時に設けるものである。量水標の目盛の 0 は常に水面以下にある様にし、其の高さを水準基線に準據して正しく定めて置

1) 菊池英彦：發電水力學，1937，頁 30—31。

かねばならない。此の爲には附近の安全な陸上に水準基標を設け、何時にても容易に元の量水標と同じ高さに据付け得る様にする。此の場合天然の岩盤等を適宜利用して差支へない(内-62)。

量水標は成るべく遠方よりは読み難い様に設置して誤差を避ける様にする。勿論架船壁や橋梁等を利用してよいが、階段を設け下に降りて初めて読みを取り得る様にして置くべきである。

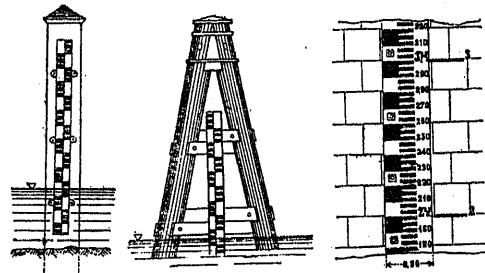


圖14.13

圖-14.14

圖-14.15

量水標には観測者自身が読みをとる**自讀式**と水位を自動的に記録してゆく**自記式**とがあり、前者には更に**普通量水標**、**浮量水標** (Float gauge) 及び**鎖量水標**¹⁾ (Chain gauge) 等がある。

(2) 普通 (又は桿狀) 量水標 (Staff gauge).

之は量水標中最も簡単な構造であつて、河川にて頗る廣く用ひ

られる。普通堅固な**親柱**を河中に鉛直に打込み之に**目盛板**を取付けるが(圖-14.13)、2~3本の**杭**を打込んで之を水平に聯

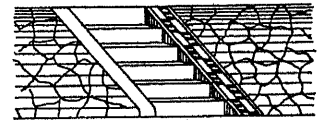


圖-14.16 傾斜量水標

結する横木に目盛板を取付けた方がよい(圖-14.14)。

尙橋梁、護岸壁などの堅固な構造物があると之に目盛板を**鉄込**

1) Ciark: Plane and Geodetic Surveying, Vol. 1, 1932, pp. 427—428.

んだり (圖-14.15), 或は目盛板を略してペンキで之に直接目盛を施して置くこともある (圖-14.16)。

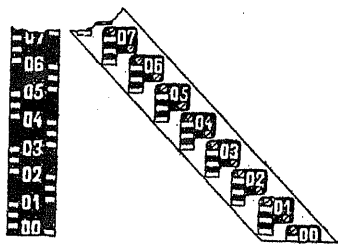


圖-14.17 陶器製目盛板

目盛板としては普通幅 10~15 cm, 厚さ 2 cm 位の木板を用ひ, 充分防 腐剤を施してからペンキ で目盛をするが, 時には 目盛をしたセルロイド製 又は金属製の薄板をはる ことがある。陶器製 (圖-

14.17) のものは鮮明で海 水に浸蝕されず掃除し易いが, 衝撃に弱いの で河川にはあまり用ひられない。圖-14.18 は 我内務省河川調査及び逓信省発電水力調査で

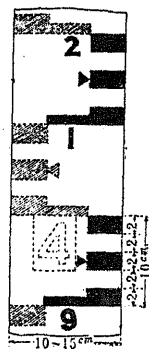


圖-14.18

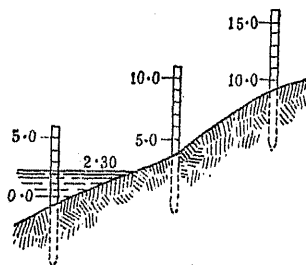


圖-14.19

制定した目盛で, 白黒赤に塗分けられてゐる。

量水標を立てるには流水をなるべく妨げぬ様特に工夫することが大切である。若し急流等で鉛直に立て難い時は, 岸の斜面を利用して傾斜量水標とすることがあるが, 目盛は鉛直高を求め得る様にして置かねばならない (圖-14.16)。

又急流とか水位變化大なる際に, 圖-14.19 の如く數段に分けて

設けることがある, 此の時お互の高さ關係を嚴密に定め置くべきは勿論である。

讀みは 12 又は 6 時間毎にとり, 特に洪水時では 1 時間又は 30 分間毎とし, 最高水位前後は 5~10 分間毎にとつて置く必要がある。

(3) 自記量水標 (Automatic water gauge)

感潮河川の河口附近, 其の他治水, 利水上の重要地點にて水位變化を自記せしめたい場合に用ひる。之に水中に沈めた受壓盆に働く水壓變化をゴム管にて空氣壓力の變化として陸上に導き水位を自記せしめる **壓氣量水標**¹⁾ (Pneumatic water gauge) もあるが, 普通は次の浮置水標の原理を應用したのを用ひる。即ち水面に浮べた浮子の水位昇降による上下運動を適當に縮小し, 之を時計仕掛で 1 日又は 7 日間に 1 廻轉する圓筒に巻付けた記録紙上に記入せしめるのである。此の場合風波等による水面の動搖をさけ, 量水標自らを保護し, 且觀測者の便宜の爲に適當な量水標室を設け, 出水時の浸水, 流失等の危険を除かねばならない。此の爲に普通用ひる方法は次の様である。

(a) 護岸, 橋梁等に舷木を出すか (圖-14.20) 又は獨立した樁を組み, 其の上に量水標室を作り, 下に樁管 (底部又は側面に小孔を穿つ) をさげて其の中で浮子を上下せしめるもので, 主に貯水池等に用ひられる。

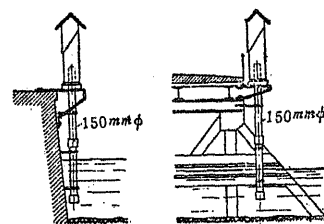


圖-14.20

(b) 高水敷上又は堤内地に, 浮子を浮べる内徑 1.0~1.5 m 位の煉瓦或はコンクリート製の井戸を造り, 之に河水を導く爲に内

1) F. Schaffernak : Hydrographie, 1935, S. 36.

徑 10 cm 位 (沈澱物多き河川では 30 cm 位) の導管 (鐵管又は土管) を水平に埋設するもので、河川にて主に用ひられる (圖-14. 21)。

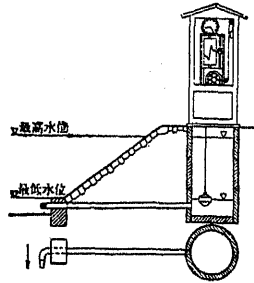


圖-14. 21

浮子に取付けた鋼帶又は索條は自記装置の動輪に捲かれて之を廻轉せしめ、その他端には對重を吊して浮子と釣合を保たしめる。浮子は水位變化に應じて直に感ずるだけの水面積を有すべく、此の感度によつて量水標の精度が表されると云つてよく、器械装置と關聯して相當の吟味を必要とする¹⁾。

自記装置には鉛直圓筒のものと同水平圓筒のものがあり、水位を畫く縮尺をかへ得るものとか、記録紙取換の不便を省くもの等、各種の考案がある²⁾。

尙水力發電所、舟航河川等では遠方量水標³⁾ (Long distance water gauge) が必要である。此の爲には機械的、水理的又は歴氣的の各方法もあるが、多くは量水標用の非戸内の浮子の上下運動を電氣的に遠方所定の地點に導き、こゝにて非戸内の水位を指示又は自記せしめる様になつてゐる。此の場合水位を數字にて紙上に記入する印刷量水標 (Printing water gauge) もある。

8. 流水の測定に関する概説 (Measurement of Flow in General)

流水の測定は河川測量に於ける最も重要な仕事の 1 つであるが、河川の流れば種々の條件に支配され頗る複雑な現象を呈すると共

- 1) 林延雄：測量學下卷，1933，頁 402—403。
- 2) J. Schaffernak：Hydrographie，1935，S. 32—35。
- 3) F. Schaffernak：Hydrographie，1935，S. 35—43。
Maurice E. Kennedy：Eng. News Record，Vol. 122，1939，pp. 91—92。

に、測定装置も不完全を免れないから、他の一般測量に比べ其の精度が可成り劣つてゐるのは、蓋し已むを得ない所である。流水測定を大別して流速、流量の測定の 2 つとするを得べく、普通用ひられる方法は次の様である。

(1) 流速の測定 (Measurement of stream velocity)

(a) 直接法

(1) 浮子 (Float)，(2) 流速計 (Current meter)，(3) 測流管¹⁾ (Hydrometric tube)，(4) 電氣的方法：食鹽速度法²⁾ (Salt-velocity method) 及び熱線法³⁾ (Heated wire method)。

河川では主として (2) が用ひられ、(1) は流速大にして (2) を使用し難い時に、(3)、(4) は小なる流れ又は管内の流れなどに用ひられる。

(b) 間接法。先づ流量を求め、之を流水斷面積で割つて平均流速を算定する。

(c) 公式測法 (Analytical method)。河川の斷面形、勾配、河床粗度等を考へに入れた流速公式から平均流速を計算するもので、洪水時等で直接法を用ひ難い時とか、又は河川、水路の計畫、設計にて流速の假定を行ふ時に用ひられる。

(2) 流量の測定 (Measurement of discharge)

(a) 直接法。流水斷面が一定せる場合又は小水路に用ひられ、割合に容易且正確であり、流量變化を自記し得る様にしたものが多い。

- 1) H. Kumbruch：Forscharb. d. VDI., 1921。
F. Gutsche：Wasserkraft u. Wasserwirtschaft，1931，S. 261—262。
兼重寛九郎：機械學會誌，1927，頁 465。
沼知福三郎：//，1931，頁 986，1580。
- 2) O. Kirschmer：Z. d. VDI., 1930，Nr. 17 u. 44。
今井恒三郎：日立評論，1930，頁 489—495，599—604。
- 3) J. M. Burgers：Hitzdrahtmessungen，Handbuch der Experimentalphysik，IV，1. Teil., 1931，S. 637—666。
G. Gangadharan；Mitteilungen d. Hydraul. Inst. d. T. H. München，H.4，1931。

(1) 流量による断面積の變化なきもの。1. 小型給水管量水器¹⁾ (Water meter), 2. ベンチュリメーター²⁾ (Venturi-meter), 3. デューゼメーター³⁾ (Düse-meter), 4. 流出孔⁴⁾ (Orifice).

(2) 流量による断面積の變化あるもの。1. 測定堰 (Measuring weir), 2. 狭槽樋⁵⁾ (Narrowed flume).

尙小流量の測定、量水器の検定等には、一定容積の容器に満水するに要する時間を測つて流量を知るとか、又は一定時間容器に受水して其の重さを秤で測定して流量を求めることがある。

(b) 間接法

(1) 平均流速法 (Mean velocity method). (1) によつて求めた平均流速に断面積をかけて流量を求めるもので、断面積の變る場合又は河川の如き大きい流れに用ひる。

(2) 食鹽濃度法⁶⁾ (Salt-solution method). 一定濃度の鹽類溶液を上流にて流水に注入し、充分混和した下流で流水の鹽分濃度を測つて流量を求めるもので、急流河川、タービン検査等にてよ

- 1) A. J. Gurck and R. P. Van Royen : Jour. A.W.W.A., 1938, pp. 509-538.
J. A. Mitchell, J. L. Ford and R. V. Foid : // , 1938, pp. 930-946.
岩崎益久 : 上水道, 1937, 頁 223-241.
- 2,3) DIN : Normdüse, 1932.
R. Gregoring u. H. Wohlgroth : Schweiz. Bauz., 1935, S. 10-11.
Z. d. VDI, 1937, S. 131-132.
生澤寺 順 : 機械學會誌, 1931, 頁 146; 1935, 頁 233.
前川道次郎 : // , 1934, 頁 599.
物部長穂 : 水理学, 1933, 頁 336-339.
- 4) W. M. Lansford : Civ. Eng., 1934, pp. 245-247.
Engel and French : Engineering, 1936, pp. 410-412.
物部長穂 : 1933, 頁 190-203.
- 5) A. H. Jameson : Water and Water Eng., 1930, pp. 105-107.
H. K. Palmer : Proc. A. S. C. E., 1935, pp. 961-982.
D. Porth : Wasserkr. u. Wasserwir., 1937, S. 136-139.
北澤貞吉 : 土木工學, 1938, 頁 868-872.
- 6) O. Kirschmer : Wasserkr. u. Wasserwir., 1931, S. 213; 1934, S. 13; 1937, S. 13 u. 123.
K. M. Oesterle : // // , 1934, S. 145,
D. Thoma : // // , 1928, S. 222.

く用ひられる。近時鹽類の代りに染料を注入して色のうすくなつた程度を測定する方法もある¹⁾。

茲では以上の各方法の内普通河川に用ひられるもののみを述べ、他は 2, 3 の文献を擧げて置く。

(3) 雨量と流域面積による方法²⁾ (By rainfall and basin area). 流域の大小、地形、地質、勾配等に應じて流出係数を假定し、之を雨量と流域面積の積に乗じて河川流量を推算する方法にして、河川改修計畫、水力發電等にて屢々用ひられる。

9. 河川の正断面に於ける流速分布 (Velocity Distri-

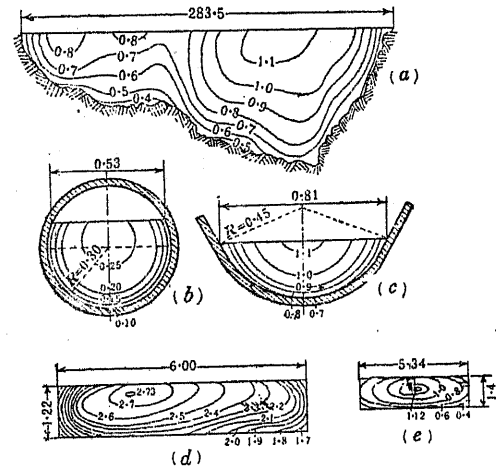


圖-14.22 河川正断面に於ける流速分布

- 1) H. Esterer : Wasserkr. und Wasserwir., 1937, S. 129.
- 2) 宮本武之輔 : 治水工學, 1936, 頁 112.
C. S. Jarvis : Proc. A. S. C. E., 1930, pp. 3-47.
R. L. Gregory and C. E. Arnold : Proc. A. S. C. E., 1931, pp. 561-622.
C. M. Saville : W. W. Eng., 1938, pp. 334-355.

bution in the Normal Section of River)

等流状態を保つ河川にあつても、其の正断面に於ける流速分布は決して様でなく、種々の條件に影響せられるので、一定の法則によつて總べてを律することは不可能である、(圖-14.22)。しかし此の流速分布の關係は河川の流量を實測又は推定する際頗る重要であるから、種々の假定の下に解析的に此の關係を求めたり、又は實測結果より實驗式を作つたものが少くない。

(1) 鉛直線に沿ふ流速分布 (Velocity distribution along a vertical line)

一般に河床より上方に向つて流速を漸増し、水面近くで略々最大値に達するが、水深、河床粗度、風の有無等によつて相當の變化を生ずる。次の諸公式は川幅廣く等流状態を呈する普通河川の流れ(勿論亂流にして無風)に對するものである。

(a) 流速分布曲線。古くより廣く用ひられてゐるものとして Boussinesq-Bazin¹⁾ の曲線がある。圖-14.23 の記號を用ひて、

$$\begin{aligned} v_x &= v_s - 24 \sqrt{HJ} (z/H)^2 \\ &= v_m + (8 - 24 z^2/H^2) \sqrt{HJ}, \\ v_m &= \frac{2}{3} v_s + \frac{1}{3} v_b, \quad z_m = 0.557 H \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \text{m-sec 單位,} \\ J: \text{水面勾配} \\ \dots\dots\dots(14.1) \end{array} \right\}$$

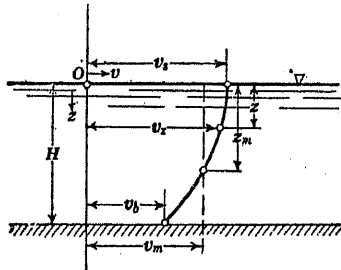


圖-14.23 流速分布曲線

之は水表面を軸とする 2 次拋物線で、粗度割合大にして流速として大ならざる廣幅水路に適合する。尙之は最大流速 v_{max} が水面にあり $z_{max} = 0$ となるが、Humphrey 及び Abbot²⁾ は Mississippi 河の實測より $z_{max} = 0.297H$ に水平軸をもつ 2 次拋物線を提唱し、次いで Lavale 及び

1) H. Bazin : Recherches hydrauliques, 1865, p. 233.
2) A. A. Humphrey and H. L. Abott : Report upon the physics and hydraulics of the Mississippi River, 1861.

Rapp¹⁾ は Elbe 河, Aare 河等の實測より河床に頂點をもつ鉛直軸の m 次拋物線 ($m=5-7$) を求めた。一方 Jasmund²⁾ は Elbe 河の實測より鉛直軸をもつ對數曲線を採用し、最近に至つて Kozeny³⁾ は從來の實測を参照し之に水理學的檢討を加へて、橢圓曲線を導き、上記諸曲線は何れも此の特別の場合に通じないと論じてゐる。尙安藝岐一⁴⁾ は亂流の機構に關する流體力學的な考察を行ひ、注目すべき新研究を發表されてゐる。

(b) 實用公式。圖-14.23 の記號を用ひて、2, 3 の公式を示すと、

$$\begin{aligned} \text{Grunsky :} \quad v_m &= \frac{1}{2}(v_{0.2} + v_{0.8}) = v_{0.5} \\ &\text{但し } v_{0.2} \text{ は } z=0.2H \text{ の所の流速, 以下同様.} \\ \text{Wagner :} \quad v_m &= (0.64 \sim 0.97)v_s, \text{ 平均 } 0.84 v_s, \\ &z_m = 0.5966 H. \\ \text{Hailacher :} \quad v_m &= 0.65 v_s, \text{ (平時時), } 0.75 v_s \text{ (高水時).} \\ \text{Cunningham :} \quad v_m &= \frac{1}{4}(v_s + 3v_{2/3}) = \frac{1}{7}(v_{1/2} + 5v_{3/4}) \\ &v_m = \frac{1}{6}(v_s + 4v_{1/2} + v_b) \\ &= \frac{1}{3}(2v_{1/4} - v_{1/2} + 2v_{3/4}) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots(14.2)$$

(2) 水平線に沿ふ流速分布

一般に岸より小距離の間は流速が急に増大し、之より遠ざかるにつれて多少増加傾向を呈するが、河床面の影響を受けるので鉛直線上の分布に比べて一層不規則である。Francis が平滑な深い矩形水路で測つた所によると、大體中心に軸をもつ 3 次拋物線で表されるが、廣幅水路では中央部が不規則で一定の規則を見出し難い様である。

(3) 断面平均流速 (Mean velocity in total cross section)

幅があまり廣くない河川、水路にて、断面全體に就いての最大及び平均流速を夫々 V_{max} , V_m とすると、Bazin 公式によれば、
 $V_m = V_{max} - 14 \sqrt{HJ} \dots\dots\dots(14.3)$

1) J. Rapp : Wasserkr. u. Wasserwir., 1927, S. 100 u. 116.
2) R. Jasmund : Zeitschr. f. Bauw., 1893, S. 124.
3) J. Kozeny : Wasserkr. u. Wasserwir., 1934, S. 19 u. 31.
4) 安藝岐一 : 土木學會誌, 1941, 頁 915-926.

多くの河川では $V_m = 42\sqrt{HJ}$ であるから、之を代入して $V_m = \frac{3}{4}V_{max}$ となる。

München 水利局¹⁾ は實測結果より $V_m : v_{max}$ (但し v_{max} = 最大表面流速) の値を各種河床につき次の如く與へてゐる。

粗なる岩石床	0.40~0.52,	水草を生ぜる砂礫床	0.40~0.75,
礫床及び玉石床	0.58~0.70,	砂利床	0.62~0.75,
ローム床及び砂床	0.65~0.83,	木、コンクリート又は石張床	0.70~0.92.

尚 V_m と v_s の關係に就いては、Siedek²⁾, Ehrenberger³⁾, Fischer⁴⁾ 等の公式があり、Wien 中央水利局⁵⁾ は各河川に於ける實験結果を年表として發表してゐるので便利に用ひられる。

10. 浮子 (Float)

(1) 浮子の種類

(a) 表面浮子 (Surface float). 表面流速を測る爲に水面上に浮かして流下せしめる小さい浮子にして、普通空蟻、果實、木片、紙片等を用ひ、中空函の際は中に重量を入れて高さの 0.8~0.9 倍の吃水とする。上面に光明丹を塗るか又は小旗を付けて見易くし、夜間は燈火をつける (圖-14.24)。

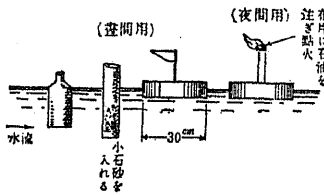


圖-14.24 表面浮子

此の浮子の示す表面流速 v_s と其の鉛直線の平均流速 v_m の關係は、 $v_m = (0.8 \sim 0.9)v_s$ 、茲に 0.8 は流量毎秒 $3m^3$ 以下で砂礫河床の際に、0.9 は流量夫以上で平滑河床の際に用ひる。

洪水時等では簡単に河中で浮子を流して $v_{s,max}$ を求め、全断面の平均流速を $V_m =$

- 1), 5) A. Schoklitsch : Der Wasserbau, Bd. 1, 1930, S. 81~83.
- 2) R. Siedek : Öst. Woch. f. d. öff. Baud., 1912, S. 229.
- 3) R. Ehrenberger : Öst. Mon. f. d. öff. Baudienst u. das Berg- u. Hüttenwesen, 1924, Heft 2.
- 4) F. Schaffernak : Hydrographie, 1935, S. 305.

$(0.80 \sim 0.85)v_{s,max}$ とし、水深に比べて河幅大なる程係数を大きくとる。

一般に風、渦等の爲に多大の誤を生じ易く¹⁾、洪水時の如く拙速を要する時にのみ用ひる。

(b) 双浮子 (Subsurface or Double float). 位置を示す爲の小さい表面浮子を細い糸又は針金で大きい水中浮子に連絡したもので (圖-14.25)、水中浮子の重量と糸又は針金の長さを変換することにより、水中浮子を所定の水深の所に保ち、其の點の流速を測ることが出来る。之を $0.6H$ 前後の所に置けば小河川では其の鉛直線での平均流速 v_m を求め得べく、 $0.5H$ の所に置けば係数 0.95 をかけて v_m とすればよい。

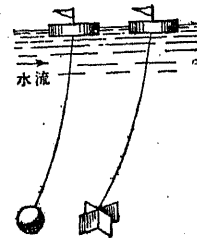


圖-14.25 双浮子

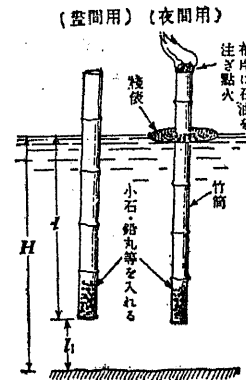


圖-14.26 桿浮子

これは深い河、水草などの繁茂した河に都合よく、風、渦などの影響も比較的少いが、連絡用の糸又は針金が流速に影響し且果して鉛直なるやは不明なる爲、水中浮子の位置がわかり難く、又水深の變化する所では不都合である。

(c) 桿浮子 (Rod float). 全長同じ太さで水深の略々全體に達する様な長さのある浮子を鉛直に立て、流下するもので、圖-14.26 に於て H/l の値が 1 に近い程其の鉛直線の平均流速に非常に近い流速を與へる。Francis²⁾ は實驗水路に於て研究の結果、桿浮子の速度 v_r と

- 1) R. Brauer : Praktische Hydrographie, 1907.
- 2) J. B. Francis : Lowell, Hydraulic Experiments, 1856, p. 170.

平均流速 v_m との關係を次式にて與へてゐる。

$$v_m = v_r \left\{ 1 - 0.116 \left(\sqrt{\frac{H-l}{H}} - 0.1 \right) \right\} = kv_r, \quad \text{但し } l = (0.871 - 0.996)H \quad (14.4)$$

Brown は $(H-l)/H \leq 1/20$ の時のみ上式を用ひ、夫以外は次表の係數を實驗的に求めてゐるが、日本の河川には此の方がよい様である。

$(H-l)/H$	0.05	0.10	0.20	0.30	0.40
k	0.986	0.969	0.942	0.919	0.908

尙岸浮子に就いては、Cornell 大學の實驗¹⁾、物部博士²⁾及び安藝³⁾の研究など注しすべきものが多い。

(d) 其の他 最近 Wilke が考案した繫留浮子⁴⁾ (Captive float) は岸浮子の缺點を除いたもので、使用簡單で頗る成績がよい。又可動幕法⁵⁾ (Moving diaphragm) は水路断面に等しい形の極めて軽い金屬棒に水密性の幕を張り、之を流水に直角に懸垂して流下させるものであるが、人工水路では頗る正確に全断面の平均流速が求められる。

(2) 浮子による流速測定

測定には河川断面が略々一様で流身の眞直な所を選び、流水幅を河岸に平行な同一幅の數多の線條に分割し、各線條の中央毎に浮子を流下せしめる。そして第1及び第2の見透線間の距離 L と流下するに要する時間 t を測つて L/t より流速を求めればよい。

普通流下區間長 L は 30~100 m 又は $(2\sim3)B$ とし、浮子は 1~2 分位で流れる距離とする。尙浮子は投下直後は上下に振動し、相當流下してから始めて安定状態に達し、速度及び傾きが—

1) E. C. Murphy and W. P. Boight: U. S. Water Supply Paper No. 95, 1900.

2) 物部長穂: 水理学, 1933, 頁 343-347.

3) 安藝峻一: 土木學會誌, 1932, 頁 105-130.

4) Gramberg: Die Bautechnik, 1937, S. 487-491.

5) A. Stans: Die hydraulischen Einrichtungen des Maschinenlaboratorium in Esslingen, 1925.

W. Wagenbach u. A. Krause: Forschung auf dem Gebiete des Ing.-Wesens, H. 6, 1932

定する。これに要する距離 L_1 を投下區間長と云ひ、第1見透線より夫だけ上流にて投下しなければならない。普通 $L_1 > 100 D_m$ (但し D_m は桿浮子の最大徑) 又は $L_1 > 5Hv_m/\sqrt{2gh}$ の兩式を満たす様に L_1 を定める¹⁾ (圖-14.27)。

投下断面に沿うて徒渉するか又は足場を組み、所定位置より浮子を投下するが、時には河川を横切つて鋼索を架し、夫に沿うて滑動する特殊の投下装置²⁾ を用ひることがある。

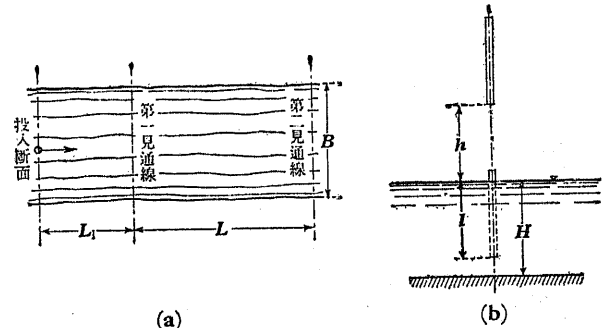


圖-14.27 浮子による流速測定

11. 流速計 (Current Meter)

(1) 流速計の種類

流速計は流水の運動を器軸の廻轉運動に變へて、其の廻轉數から流速を測定する器械で、之を支持棒又は綱索によつて水中所定の位置に支へることにより、其の點の流速が簡單に而も相當精密に求められる。普通の流速 (30 cm/sec 以上) を有する河川、水路にて都合よく用ひられ、主動部の構造によつて次の2種に分類される。

1) 物部長穂: 水理学, 1933, 頁 347.

2) 菊地英彦: 發電水力学, 1937, 頁 48-50.

(a) 杯型流速計 (Cup-meter). 鉛直軸に取付けられた數個の圓錐狀杯が、流水の作用により其の前後の面に生ずる水壓差に基いて、鉛直軸の周りに廻轉する。其の廻轉は比較的緩かにして感度鈍く、器軸の前後左右の傾きに應じて、測定結果に割合大きい正負の喰違を生ずる¹⁾。之に Price 式, Ellis 式等があるが、前者の電氣聽音式(圖-14.28)が我國、英米にて廣く用ひられてゐる。

(b) 翼型流速計 (Flügel-meter). 水平軸に取付けられた數枚の翼が、流水の作用により生ずる直壓力に基いて、水平軸の周りに廻轉する。其の廻轉は比較的速く感度高くして、器軸の方向さへ一定にすれば、 $\pm 15^\circ$ 位迄の斜水流は殆ど正しく横、縦の2方向の流速に分解されるので、横流のある場合でも器軸の方向の分流速を與へ過大の値を與へることはない²⁾。從來歐大陸に廣く用ひられたが、近來其の他の地方にても次第に重用されて來てゐる。

廣井式(圖-14.29)、森式(圖-14.30)、Amsler-Laffon 式, A. Otto 式(圖-14.31)等各種のも

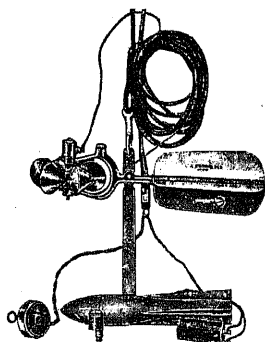


圖-14.28 Price 式流速計

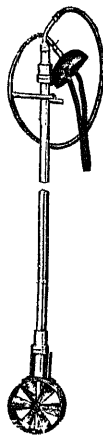


圖-14.29 廣井式流速計

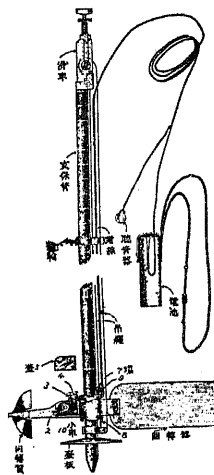


圖-14.30 森式流速計

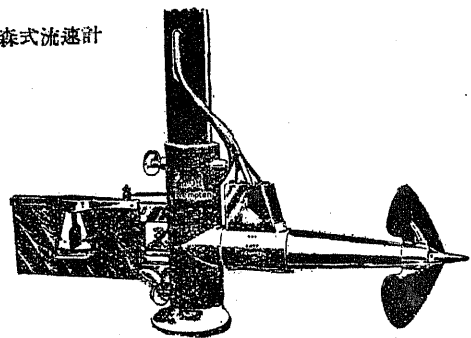


圖-14.31 A. Otto 式流速計

のがあるが、特に A. Otto 式には斬新な改良を加へられた種々の高級品があり、極めて精密な測定が出来る¹⁾。

(2) 流速計の檢定 (Rating of current-meter)

流速計の毎秒廻轉數 n と流速 v m/sec との關係式を流速計方程式と云ふ。此の方程式に就いては從來多數の權威者によつて嚴密な實驗と考察が加へられ、種々の式が提唱されてゐるが²⁾、實際上は n が大きくなると v と n は殆ど比例するので、一

1) W. A. Liddel; Stream Gaging, 1927.

I. R. Grun; Thesis for the Degree of Master of Science of the Univ. of Cal., Berkley 1922.

2) F. Anlauf; Mitteilungen des Hydrologischen Institutes des T. H. München, H. 5.

1) A. Schaffernak; Hydrographie, 1935, S. 53-77.

2) M. Schmied; Z. d. VDI, 1895, S. 917.

L. A. Otto; Theorie und Konstantenbestimmung des Hydro-metrischen Flügels, 1925.

O. Racker; Eng. News Rec., Vol. 116, 1936, p. 327.

般には或流速以上で適用し得べき簡単な形 $v=a+bn$ が廣く用ひられてゐる。此の係數 a 及び b は器械に特有な常數であつて、次の様にして決定すればよい。

(a) 檢定法 (Method of rating)

(i) 流水法: 流速を變へ得る水路内の 1 點に流速計を固定して廻轉數 n を求め、他の正確な方法で流速 v を求めるのであるが、多くは次の靜水法を用ひる。

(ii) 靜水法: 靜水中にて種々の既知速度で流速計を移動して廻轉數を求め、流速計移動速度を流速と看做す。此の爲には普通特別に築造した檢定水路(我國には逓信省流速計檢定所あり)上を流速計を支へた檢定車が走行するのであるが、水路の形狀、流速計を支持する位置及び方法が檢定に至大の影響を與へることを忘れてはならない¹⁾。

(b) 常數の決定. 上の方法によつて各種の流速 v_1, v_2, \dots, v_m に對する廻轉數 n_1, n_2, \dots, n_m を定め、次の何れかによつて $v=a+bn$ に於ける常數 a, b を定めるが、 b の大なる程流速計の感度が悪いわけである。

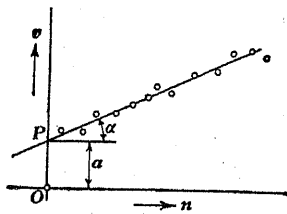


圖-14.32 流速計常數の圖式決定

によるもので、 m を觀測回數とすれば、

1) R. Seifert u. Liebs: Wasserkraft u. Wasserwirtschaft, 1931, S. 273-278

L. A. Otto; Wasserkraft u. Wasserwirtschaft, 1934, S. 11.

D. L. Yarnell u. F. A. Nagler: Proc. A. S. C. E., 1928, pp. 211-2640.

$$a = \frac{\{v[nm] - [n][vm]\}}{\{m[nm] - [n][n]\}} \dots\dots (14.5)^{1)}$$

$$b = \frac{\{m[vm] - [v][n]\}}{\{m[nm] - [n][n]\}}$$

(3) 流速計測法 (Use of current-meter)

流速計の使用は測水所の河況に應じて次の何れかによる²⁾。即ち (1) 徒渉による、(2) 舟上又は筏上による、(3) 橋上による、(4) 吊箱による。

尙流速計を所定の位置に保つに、吊綱、支持棒の兩者があるが、前者によると流速大なる場合に位置を一定にし夫を正しく決定するのに、相當の困難を感じるのであまり感心しない。

今河川を横切つて適當な間隔毎に各鉛直線の平均流速 v_m を求める方法を擧げると次の様である。

(a) 1 點法. 普通 $v_{0.6}$ を測つて v_m とする、0.4 m 以下の水深では之で充分である。

(b) 2 點法及び 3 點法. 水深 0.7 m 以下では $v_m = \frac{1}{2}(v_{0.2} + v_{0.8})$ とし、1 m 以下では $v_m = \frac{1}{4}(v_{0.2} + 2v_{0.6} + v_{0.8})$ とする場合が多い、(9. (1) (b) 參照)。

(c) 鉛直流速曲線法. 水面から河底迄 0.2~0.3 m 毎に流速を測つて分布曲線を描き、圖上より v_m を求める³⁾。 v_a, v_b として普通水面下及び河床上 0.1~0.15 m の距離で測つたものを代用する。水深の大なる場合に用ひられる。

(d) 積分法⁴⁾. 流速計を水面から河底迄、更に河底から水面迄等速度 u を以て上下し、其の間の全廻轉數を所要時間で割つて v_m を求めるので、 $u/v_m \leq 1/4$ ならば相當な精度が得られる。矢張り水深の大い際に用ひる。

1) 本書一般篇, 頁 198.

林延雄: 測量學 下卷, 1933, 頁 427-431.

2) P. Schaffernak: Hydrographie, 1935, S. 59-77.

W. N. McClean: Water and Water Eng., 1939, pp. 383-386.

3) A. Schoklitsch: Der Wasserbau, Bd. 1, 1930, S. 90, 123.

4) P. Schaffernak: Hydrographie, 1935, S. 100-104.

(e) 點測法. 所要精度及び許容時間に應じて全断面を適當に分割し¹⁾, 各部分の中央にて測定した流速を平均して v_m, V_m を求める。

12. 公式測法 (Analytical Method) 又は勾配法 (Slope Method): 平均流速公式 Mean Velocity Formula)

(1) 概 説

洪水時等で浮子, 流速計を用ひ難い場合, 又は河川, 水路の計畫, 設計の際の流速假定等に用ひる方法で, 河川の断面形, 水面勾配, 河床粗度等を考へに入れた平均流速公式を適用する。此の公式は何れも亂流状態を呈する等流に對するものであるから, 河川断面一様にして河床勾配齊一なる個所を選ぶ必要がある²⁾。

一般に等流に於ては水面勾配 J は河床勾配 j_0 に等しく, Bernoulli の定理によつて距離 dl 間に失はれる水頭 dh は全部摩擦水頭に相當する筈であるから (圖-14.33),

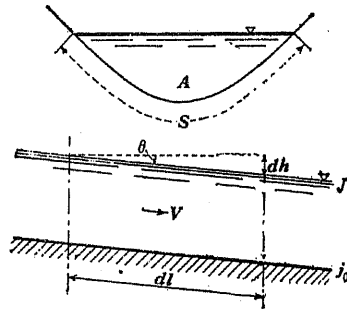


圖-14.33

$$dh = dl \sin \theta = dl \cdot J$$

$$= f \frac{dl}{R} \frac{V^m}{2g},$$

$$\therefore V = \left(\frac{2g}{f} R J \right)^{1/m}$$

.....(14.6)

茲に V : 全断面の平均流速, A : 横断面積, J : 水面勾配, S : 潤邊長 (Wetted perimeter), $R = A/S$: 徑深 (Hydraulic mean depth),

摩擦係數 f は R, J 及び河床粗度 n のみならず V 及び断面形によつても影響される筈で, 實測結果に適する様 m, f 等の値を定めて各種の公式が導かれてゐるが, 大別して次の2つとすることが出来る。

(a) Chézy 公式. $m=2$ とし, f を R, J, n の函數としたもので,

$$V = C \sqrt{R J}, \quad C: \text{Chézy の流速係數} \dots \dots \dots (14.7)$$

(b) 指數公式. 實用上の便宜を考へて f を n のみの函數とし, 其の代りに R, J の指數を一定とせず種々の場合に應じ得る様にしたもので,

$$V = C R^\alpha J^\beta \dots \dots \dots (14.8)$$

以上の2型の公式は夫々得失を有するが¹⁾, 従來導かれた多數の公式は兩者の何れかに相當する。

(2) 従來の平均流速公式

(a) Bazin の新公式²⁾. 舊公式³⁾ $V = \sqrt{\frac{1}{\alpha + \beta/R}} \sqrt{R J}$ が大河川に適せぬこと等から, 之を改良し簡易化したもので, 現に佛, 伊, 瑞西等で用ひられてゐる。

$$V = C \sqrt{R J}, \quad C = \frac{87}{1 + \gamma / \sqrt{R}}, \quad (\text{m-sec 單位}),$$

$$C = \frac{157.6}{1 + 1.811 \gamma / \sqrt{R}}, \quad (\text{ft.-sec 單位}) \dots \dots (14.9)$$

粗度係數 γ は最初表-14.1 の如く6種に過ぎなかつたが, 其の後多數の實測に基き種々の場合の γ の値が發表されて居り, 又公式の簡易化⁴⁾ 或は各種圖表の考案⁵⁾ によつて計算を容易にし得

1) 物部長徳: 水理学 1933, 頁 85-86.
 2) H. Bazin: Ann. d. ponts et chauss., 1897, p. 55.
 直木倫太郎: 土木學會誌, 1916, 頁 655-760.
 3) H. Bazin: Recherches hydrauliques, 1865, p. 130-142.
 4) P. Löbel: Wasserkr. u. Wasservirtschaft, 1934, S. 3.
 5) M. d'Ocagne: Ann. d. ponts et chauss., 1898, p. 307.
 A. Fisher: Wasserkr. u. Wasservirtschaft, 1928, S. 125; 1935, S. 69,
 觀見一之: 土木學會誌, 1916, 頁 1379-1384.

1) F. Schaffernak: Hydrographie, 1935, S. 95-98.
 2) 市瀬恭次郎: 土木學會誌, 1919, 頁 363-398,

る様になつてゐる。

表-14.1 Bazin 新公式の常數

流 路	γ
セメントを塗つた面又は鉋削りの木材の面	0.06
滑かな切石上, 煉瓦工又は削らない板の面	0.16
粗石工の面	0.46
完全状態の土の面又は張石工の面	0.85
普通状態の土の面	1.30
雑草に掩はれ又は砂礫を流下する水路	1.75

(b) E. Ganguillet 及び W. R. Kutter の公式¹⁾又は單に Kutter の公式)

Mississippi 河下流に於ける Humphrey 及び Abbot の測定値²⁾を参照し, Bazin の舊公式を改良したもので, 日, 英, 米, 獨其の他世界の大部分にて廣く用ひられてゐる。

$$V = C\sqrt{RJ}, \quad C = \frac{a + \frac{l}{n} + \frac{m}{J}}{1 + \left(a + \frac{m}{J}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \dots \dots \dots (14.10)$$

茲に 實驗常數は $\begin{cases} \text{m-sec 單位: } a=23, l=1, m=0.00155 \\ \text{ft.-sec 單位: } 41.65, 1.811, 0.00281 \end{cases}$
 n は 流路壁及底の粗度係數にして, 始めに與へられたものは表-14.2 の如くであるが, 其の後の無數の實測によつてあらゆる場合の n の値が集成されてゐるので³⁾, 今日頗る權威ある公式とされ

1) E. Ganguillet u. W. R. Kutter: Z. d. öst. I. u. A.-V., 1869, S. 6, 46. 直木倫太郎: 土木學會誌, 1916, 頁 655-760.
 2) A. A. Humphrey and H. L. Abott: Report upon the physics and hydraulics of the Mississippi River, 1861.
 3) F. C. Scobey: Colorado Agriculture College Experiment Station, Bulletin 194.
 R. E. Horton: Eng News, Vol. 75, 1920, pp. 373-374.
 F. A. McCaughan: Civ. Eng., 1939, pp. 605-608.
 物部長穂: 1933, 頁 97-101,

てゐる。

表-14.2 Kutter 公式の常數

流 路	n
セメントを塗つた面又は鉋削りの木材の面	0.010
削らない板の面	0.012
切石工又は煉瓦工の面	0.013
粗石工の面	0.017
土の面を有する運河, 小河, 河川	0.025
雑草及び砂礫を有する流路	0.050

此の公式にて $N = \left(a + \frac{l}{n} + \frac{m}{J}\right) \sqrt{J}$, $D = \left(a + \frac{m}{J}\right) n$ とすれば, $V = \frac{NR}{\sqrt{R+D}}$ 茲に N, D は共に n, J のみの函数であり, 之等を用ひて流速算定を容易ならしめる圖又は表を作製することが出来る¹⁾。

下水管其の他餘り大ならざる人工水路では一般に勾配 J が大きく, 従つて係數 C に対する J の影響を無視し得るから, 原式を簡易化して,

$$V = \frac{100\sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}, \quad (\text{m-sec 單位}), \quad \text{但し } J > 1:2,000 \dots \dots \dots (14.11)$$

之を Kutter 簡單公式²⁾と云ふ。茲に m の價値し得る値は,

$$m = \frac{100n(26.1n + \sqrt{R})}{26.1n + 1} - \sqrt{R} \dots \dots \dots (14.12)$$

として求められるが³⁾, $R < 1\text{m}$, $n = 0.010 \sim 0.020$ ならば, 潤邊粗度 n のみによつて m を與へることが出来る⁴⁾。

尙最近原式の簡易化のみならず, 其の水理學的檢討に就いて注目すべき研究が進められてゐる⁵⁾。

1) E. C. S. Moore: New Tables for the Complete Solution of Ganguillet and Kutter's Formula, London, 1901.
 F. C. Scobey: U. S. Dept. of Agriculture, Bulletin, 852, 1920.
 G. D. Fish: Eng News, Vol. 73, 1915, pp. 732-734.
 岡部三郎: 土木學會誌, 1918, 頁 347-360.
 2) K. Baumeister: Z. f. Baukunde; 1884, Sp. 61
 M. Knauff: Gesundheitsingenieur, 1887, S. 15.
 F. v. Bulow: Gesundheitsingenieur, 1927, S. 241-254.
 3) 物部長穂: 1933, 頁 90.
 4) 物部長穂: 1933, 頁 89.
 5) M. Lippke: Wasserkr. u. Wasserwirtschaft, 1934, S. 259, 274, 290, 298.

(c) Manning の公式¹⁾

$$\left. \begin{aligned} V &= \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} J^{\frac{1}{2}}, \text{ (m-sec 単位)}, \\ V &= \frac{1.4858}{n} R^{\frac{2}{3}} J^{\frac{1}{2}}, \text{ (ft-sec 単位)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(14.13)$$

之は Kutter 公式を簡易化したもので、其の粗度係数 n を其の儘用ひてよい。指數公式の最も簡単な場合に相當し、 $R > 0.5$ m, $n < 0.03$, $J > 1:5,000$ の範囲内で、實測値、Kutter 公式算出値と殆ど一致するので、相當廣く用ひられてゐる。

(d) Forchheimer の公式²⁾。從來の實測値並に埃州(獨)の諸河川での多數の資料に基き、Manning 公式を改良したもので、種々の圖表が作製されて居り³⁾、歐洲にて廣く用ひられてゐる。

$$\left. \begin{aligned} V &= \lambda R^{0.7} J^{0.5}, \\ \text{但し } \lambda &= \frac{1}{n}, \quad n = \text{Kutter 公式の粗度係数} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(14.14)$$

(3) 新しい平均流速公式

一般に河川の粗度は其の性状即ち河幅、水深、勾配等によつて自然的に定まるもので、其の値を一概に定めることは不可能である。此の事實は多くの實測の示す所であり⁴⁾、Siedek⁵⁾ は始めて粗度係数を河幅、水深、勾配にて表し、粗度係数を含まない新公式を發表した。其の後多くの權威者の提唱した新公式⁶⁾ は何れも略々同様な觀態に立つ

- 1) R. Manning: Transaction of Inst. of Civ. Eng. of Ireland, 1898, p. 68.
久野重一郎: 土木學會誌, 1928, 頁 243.
藤塚延次郎: 土木學會誌, 1940, 頁 1161—1171.
- 2) Ph. Forchheimer: Der Durchfluss des Wassers durch Röhren u. Gräben usw., 1923.
- 3) E. Kreitmeyer: Wasserkraft, 1924, S. 349.
H. Lauffer: Wasserkraft u. Wasserwirtschaft, 1934, S. 190.
- 4) R. Siedek: Z. d. öst. I. u. A.-V., 1901, S. 397, 409, 445, usw.
Wolf: Wasserkraft u. Wasserwirtschaft, 1930, S. 227.
- 5) R. Siedek: Hydrometrischer Dienst in Österr. Grundsätzliche Bestimmungen usw., Wien 1903.
- 6) Th. Christen (1903), J. Hermanak (1905), W. Lindboe (1911), O. Gröger (1913), M. Matakiewicz (1905, 1911, 1927), R. Winkel (1923), 溝江 昇 (1932) 等の公式がある。
Ph. Forchheimer: Hydraulik, 1930, S. 149—153.
溝江 昇: 土木學會誌, 1932, 頁 479.

もの頗る多く、粗度係数を如何に定むべきかと云ふ公式適用上の困難を避け得る様になつて來た。一方 R. v. Mises¹⁾, F. Bisner²⁾ 等によつて、相似律、元の法則等水理学の基本原則に基いて、在來公式に對し嚴密な檢討が加へられ、注目すべき研究が行はれてゐる。

(4) 平均流速公式の適用

先づ實測によつて流水斷面積 A , 潤邊長 S , 水面勾配 J を求め、更に觀測によつて適當な粗度係数を推定する。之等を精密に定めることは相當困難であるが、成るべく等斷面直線部の長く續いた個所に就いて行ふべく、粗度係数には常に多少の餘裕をみて置くことが必要である。一方如何なる公式を採用すべきかに就いては、大體次の方針によればよい¹⁾。

- (1) 公式誘導の資料となつてゐる實驗、實測を充分調査し、自己の適用せんとする流水の状態に最も近い資料に基いたものを採用する。
- (2) 勾配、粗度などの不確實な値を用ひた爲に生ずる流速誤差の最も少い公式を用ひる。
- (3) 計算簡單にして誤を犯す惧の少い公式を用ひる。

13. 平均流速法による流量測定 (Measurement of Discharge by Mean Velocity Method)

適當な方法にて流速 v を求め、別に深淺測量にて流水斷面積

- 1) R. v. Mises: Elemente der techn. Hydromechanik, I. Teil, 1914, S. 89—92.
- 2) F. Bisner: Zentralblatt der Bauverwaltung, 1922, S. 378.
L. Schiller u. F. Bisner: Strömungslehre, 1932, S. 290—305.
W. Soldan: Wasserkraft u. Wasserwirtschaft, 1930, S. 220.
J. Kozeny: Wasserkraft u. Wasserwirtschaft, 1934, S. 16. u. 31.
A. Vitols: Wasserkraft u. Wasserwirtschaft, 1937, S. 73. u. 91.
v. Kármán: Z. für A. M. M., 1921, S. 250.
Hopf u. Fromm: Z. für A. M. M., 1923, S. 329. u. 339.
- 3) 物部長徳: 水理学, 1933, 頁 96.
村野爲次: 應用水理学, 1932, 頁 235—248.

A を知れば、兩者を適宜掛合はすことによつて流量 Q が求められる。此の方法は河川の如き大きい流水又は流量によつて断面積の變化する場合等に用ひられるが、結果の精密及び難易は觀測個所の適否に支配されることが頗る大きいので、量水標の場合と略々同様の條件を充たす個所を選ばねばならない。流量 Q の算定法は次の様であるが、測定中に水位が變化する如き場合は特殊の換算を施すべきである¹⁾。

(1) 全断面の平均流速 V が求められる時は、 $Q=AV$ 。若し断面を 圖-14.34 の如く A_1, A_2, \dots, A_n に分ち、各部分の平均流速 V_1, V_2, \dots, V_n を浮子等で求めると、

$$Q=A_1V_1+A_2V_2+\dots+A_nV_n \dots\dots\dots(14.15)$$

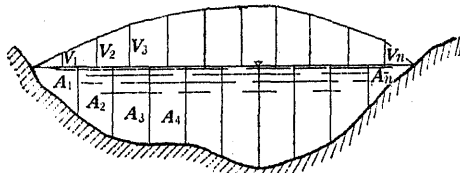


圖-14.34

(2) 圖-14.35 に於て各分割鉛直線の平均流速を v_0, v_1, \dots ,

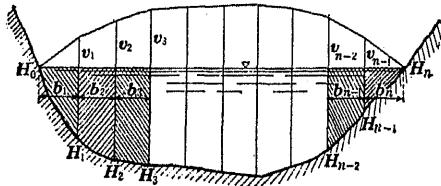


圖-14.35

1) Hailacher: Engles, Handbuch des Wasserbau, Bd. 1, 1923, S. 309.
A. Ludjn: Wasserkraft u. Wasserwirtschaft, 1929, S. 195. u. 203,

v_n ; 水深を H_0, H_1, \dots, H_n ; 間隔を b_1, b_2, \dots, b_n とすれば²⁾,

(a) 河床及び横流速分布曲線を多角形と假定し、

$$Q=b_1 \frac{H_0+H_1}{2} \cdot \frac{v_0+v_1}{2} + b_2 \frac{H_1+H_2}{2} \cdot \frac{v_1+v_2}{2} + \dots + b_n \frac{H_{n-1}+H_n}{2} \cdot \frac{v_{n-1}+v_n}{2} \dots\dots\dots(14.16)$$

(b) 河床及び横流速分布曲線を拋物線と假定し、

$$Q=(b_1+b_2) \left(\frac{H_0+4H_1+H_2}{6} \right) \left(\frac{v_0+4v_1+v_2}{6} \right) + \dots + (b_{n-1}+b_n) \left(\frac{H_{n-2}+4H_{n-1}+H_n}{6} \right) \left(\frac{v_{n-2}+4v_{n-1}+v_n}{6} \right) \dots\dots\dots(14.17)$$

(3) 圖-14.36 の如く等流速曲線を描き $v_1-v_2=v_2-v_3=\dots=v_n$ とすれば、 v_1 線で囲まれた面積 A_1, v_2 線で囲まれた面積 A_2, \dots を求めることにより、



圖-14.36 等流速曲線

撰構公式より n を奇數として、

$$Q = \frac{v_{\max}-v_1}{3} A_1 + \frac{v}{3} (A_1+4A_2+2A_3+4A_4+2A_5+\dots+4A_{n-1}+A_n) \dots\dots\dots(14.18)$$

兩端面公式より n を偶數として、

$$Q = \frac{v_{\max}-v_1}{2} A_1 + \frac{v}{2} (A_1+2A_2+2A_3+\dots+2A_{n-1}+A_n) \dots\dots\dots(14.19)$$

1) 流速、水深が一樣に變化する人工水路では (b) を可とするも、天然河川では寧ろ (a) の方が良い、(J. C. Stevens, 1908).

(4) 洪水時又は拙速を要する際には、(2),(3)等は實際上使用し難いので、表面流速のみを求めて流量を算定し得ると頗る好都合である。之に關し 9. (3) に述べた公式は都合よく用ひられ、而も平均流速公式による公式計算法に比べて相當の精度を得るものと考へられる¹⁾。

(5) Harlacher の圖式解法²⁾ (1887)

圖-14.37 に於て AcB を平均流速曲線 (例へば縦距 ac は鉛直線 ab の平均流速を示す) とし、 $\overline{ab}=\overline{ae}$, $\overline{ad}=k$ 及 $\overline{ef} \parallel \overline{dc}$ として f 點を定める。各鉛直線に

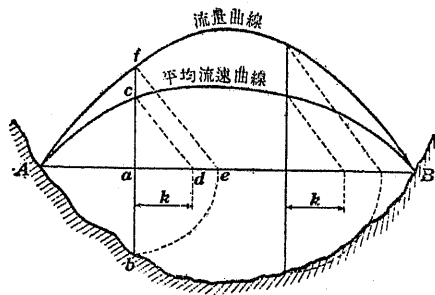


圖-14.37 Harlacher の圖式解法

就き同様の事を繰返して求められた曲線 AfB を流量曲線と稱し、其の面積 F をすれば、

$$Q = kF \dots\dots\dots (14. 19)$$

若し、水深、流速及び河幅の縮尺を夫々 S_h (m)=1 cm, S_v (m/sec)=1 cm, S_b (m)=1 cm として作圖し、k 及 \overline{F} の単位を夫々 cm, cm^2 とすれば、

$$Q = kF \cdot S_b S_h S_b \cdot (m^3/sec) \dots\dots\dots (14. 20)$$

14. 測定堰 (Measuring Weir)

(1) 概説

一般に流出孔から重力に因つて流出する場合、流出水の上水面

- 1) O. Hartmann : Wasserkraft u. Wasserwirtschaft, 1929, S. 127.
A. van Rinsum ; " " " " , 1936, S. 257.
- 2) A. Schoklitsch : Der Wasserbau, Bd. I, 1930, S. 91.

が流出孔の上端より下にある時を堰 (Weir) 又は切欠き (Notch) と云ふ。故に堰を越して流れる流體は液體に限られ、流出孔の上端は流水に關係がないから缺いてる場合が多い。此の場合流出水の幅と堰頂上の水頭を測ると流量を求め得べく、比較的流量の少い河川又は水路に於ける最も正確な流量測定法とされてる。普通用ひる堰の形は矩形又は三角形で、稀に梯形、圓形其の他特殊の形が用ひられる。

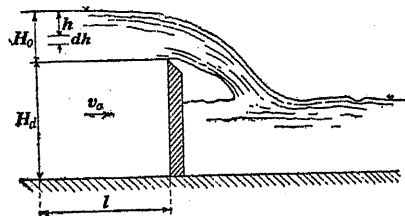


圖-14.38 鋭 縁 堰

圖-14.38 に於て流量は

$$Q = C\sqrt{2g} \int_0^{H_0} b\sqrt{h} dh \dots\dots\dots (14.21)$$

茲に C は堰の流量係數 (Coefficient of discharge), $g=9.80$ m/sec², b は堰の幅で一般に水面からの深さ h の函數である。

尚接近流速 v_a が相當ある際は、上式に於て \sqrt{h} の代りに $\sqrt{h+v_a^2/2g}$ とする必要がある。

水頭 H_0 の測定位置は堰の爲に水面が降下し始める手前、即ち上流 $l=(3\sim 4)H_0$ に選ぶべきで、小さい切欠きでは $l=1$ m, 大きい堰では $l=2\sim 2.5$ m とする。而して此の H_0 の測定は測定堰法の精度を支配する最大の要素であるから、最も慎重を期すべく、鈎頭水面計 (Hook gauge) 又は尖頭水面計 (Point gauge) 等を用ひ、水面波動の少い所で測定するか、或は充分平滑に造つた水路壁面の小孔を通して水面を水路外の器に導き波動を解めて

測定すべきである¹⁾。

次に接近流速の大きい際は流速分布が流量に相當の影響を及ぼすから²⁾、堰上流の水路の眞直な部分を長く造り、水頭測定断面にては既に流速分布が正常になる様にして置くべきである。

普通は一定形状の鋭縁堰を水路に直角に而も中心を正しく合せて設置し、量水槽にて充分検定をしてから用ひる。若し検定を行ひ難い際には、Rehbock、瑞西工學會等の權威ある測定堰公式の基礎をなせる實驗に用ひたと同一の堰を同一條件の下にて使用し當該公式を用ひて流量を算定すればよい。

(2) 鋭縁矩形堰 (Sharp-crested rectangular weir)

(a) 側面無輪流堰 (Suppressed weir). 堰の幅 b (m) が一定で而も水路幅と全く等しい場合にして、一般に水頭 H_0 の時の流量は(圖-14.38),

$$Q = \frac{2}{3} C b \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}} \dots \dots \dots (14.22)3$$

従来多數の人が實驗を行ひ夫々實驗式を發表してゐるが、之等の内信頼し得るもの 2,3 を挙げると次の通りである。尙近來種々の圖表が發表されてゐるので⁴⁾、之等を用ひると上式の計算を極めて容易に行ふことが出来る。

1. Rehbock の公式. 最も信頼されてゐる公式で3つの異つ

1) F. Disner: Handbuch der Experimentalphysik, Bd.4, 4 Teil, S. 262—268

P. S. Wilson: Water Works and Sewerage, Apr., 1940, Reference and Data Section, pp. 26—29.

2) H. Geiber: Wasserkraft u. Wasserwirtschaft, 1937, S. 119. 機械學會誌, 1931, 頁 1654.

3) 従来接近流速 v_a を考へるべき際には $Q = \frac{2}{3} C b \sqrt{2g} \{ (H_0 + h_a)^{\frac{3}{2}} - h_a^{\frac{3}{2}} \}$, 但し $h_a = v_a^2 / (2g)$ とするのが普通であつたが、最近 $Q = \frac{2}{3} C b \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}}$ の係數 C を適宜修正する様になつた。

4) J. Frank: Wasserkraft u. Wasserwirtschaft, 1933, S. 157. H. Lauffer: # # #, 1934, S. 124.

た形を發表してゐるが¹⁾、JES 第 162 號では次の 1913 年式を用ひてゐる。

$$\left. \begin{aligned} C &= 0.605 + \frac{1}{1000 H_0} + 0.08 \frac{H_0}{H_a}; \\ \text{但し } H_a &\geq H_0, \quad 0.1 \text{ m} < H_a < 1.0 \text{ m}, \\ &\delta > 0.60 \text{ m}, \quad 0.025 \text{ m} < H_0 < 0.60 \text{ m} \end{aligned} \right\} \dots (14.23)$$

最も新しい 1929 年式は、

$$\left. \begin{aligned} C &= \left(0.6035 + 0.0813 \frac{H_a}{H_0} \right) \left(1 + \frac{0.0011}{H_0} \right)^{\frac{3}{2}}, \\ Q &= \left(1.782 + 0.24 \frac{H_a}{H_0} \right) \delta H_0^{\frac{3}{2}}, \\ \text{但し } H_a &= H_0 + 0.0011 \text{ m} \end{aligned} \right\} \dots (14.24)$$

此の兩者は普通の範圍²⁾では何れを使用してもよいが、前者は係數算定に、後者は直接流量の算定³⁾に好都合である。唯 $H_0 > 0.025 \text{ m}$ の場合にて流出水が堰の縁に附着する際には適用することが出来ない。表-14.3 は 1913 年式による計算結果である。

表-14.3

側面輪流のない鋭縁矩形堰を越す流量表 (堰の幅 $b=1\text{m}$). (JES 第 162 號)

H_0 cm	Q l/sec		
	$H_a=0.5\text{m}$	$H_a=0.75\text{m}$	$H_a=1\text{m}$
4	15.02	14.98	14.95
6	27.38	27.24	27.17
8	42.09	41.81	41.67
10	58.89	58.40	58.15
12	77.61	76.82	76.43
14	98.11	96.95	96.38
16	120.3	118.7	117.9
18	144.1	141.9	140.9
20	169.5	166.7	165.3
22.5	203.3	199.5	197.7
25	239.4	234.5	232.1
27.5	277.8	271.5	268.4
30	318.3	310.6	306.7
35	405.7	394.3	388.6
40	500.2	485.5	477.5
50	700.2	689.1	675.1

1) Th. Rehbock: Festschrift zur Feier usw. hirsq. v. d. Grosse. T. H. Friderichana, 1900.

Th. Rehbock: Z. d. Verbandes deutscher A. u. I.-V., 1912, S. 10.

Th. Rehbock: Z. f. Architektur u. Ingenieurwesen, 1913, Nr. 1.

Th. Rehbock: Z. d. V. D. I., 1929, S. 817.

2) 適用範圍が他公式に比し闊放けて廣い事は次の實驗結果参照:

E. W. Schoder and K. B. Turner: Proc. A. S. C. E., 1927, p 1395.

3) H. Lauffer の圖表あり; Wasserk. u. Wasserwir., 1934, S. 124.

2. 瑞西工學會公式¹⁾. Rehbock 公式に次いで比較的信用し得るもので、

$$C = 0.615 \left(1 + \frac{1}{1000 H_0 + 1.6} \right) \left\{ 1 + 0.5 \left(\frac{H_0}{H_0 + H_d} \right)^2 \right\} \dots\dots\dots (14.25)$$
 但し $H_d \geq 0.3 \text{ m}$, $H_0 \leq H_d$, $0.025 \text{ m} \leq H_0 \leq 0.8 \text{ m}$

3. 其の他の公式²⁾. H. Bazin (1898), F. Frese (1890) の公式は幾分過大の値を與へる様であり、J. B. Francis (1883), A. Fteley & F. P. Stearns (1883), H. Smith (1886) の公式等は適用範圍狭く一般には用ひ難い。

4. 公式適用 際にしては、上の各式が何れも次の如き條件を満足する時にのみ成立することを注意すべきである。

(1) 流出水脈 (又は展流)³⁾ は 圖-14.39 の如く堰板を離れて自由に落下し、完全堰流 (Complete nappe) であることを要する。此の爲には $H_0 < 0.4 H_d$ とし、堰流下側に空氣が自由に出入する様に工夫すべきで、若し然らざる場合には流量はかなり増加する。

(2) 堰頂は充分銳く且水平に造り⁴⁾、堰板上流面を滑かに作る。然らざれば流量を増し、水頭小なる程影響が大きき。

(3) 水路側壁を堰より下流へ少くも測定する最大水頭だけ延ばして置く。

(4) 堰上流の水路を少くも最大水頭の 30 倍だけ眞直に造り⁵⁾、接近流速の分布を正常にする。

(5) 水温が $4^\circ \sim 50^\circ \text{C}$ の範圍では普通公式をそのまゝ用ひて差支へない⁶⁾。

5. 新しい公式. 銳縁矩形堰は量水用として基本的のもので非常に廣く用ひられ、従来より盛に研究が行はれて來た。殊に近來は堰流の形状及び其の流速分布を實驗、理論兩方面から研究し、且在來公式の水利學的再檢討をなし、種々の注目すべき發表が行はれてゐる⁷⁾。

- 1) S. I. A., Normen für Wassermessungen, 1924.
- 2) Ph. Forchheimer: Hydraulik, 1930, S. 375—378. 物部長徳: 水理學, 1933, 頁 214—216.
- 3) Ph. Forchheimer, Hydraulik, 1930, S. 331—334.
- 4) W. E. Wilson: Civ. Eng., 1939, pp. 429—430.
- 5) 機械學會誌, 1931, 頁 1654.
- 6) 下山美徳: 機械學會誌, 1934, 頁 263.
- 7) J. Boussinesq: Mémoire de l'acad. des sciences, 1907, p. 1—118. R. v. Mises u. A. Lauck: Z. f. A. M. M., 1925, S. 1. F. Bundschu: Angewandte Hydraulik, 1929. F. Eisner: Z. f. A. M. M., 1931, S. 416. A. B. Berdal: Wasserkraft u. Wasserwirtschaft, 1931, S. 237, 252, 264, 278. Chr. Keutner: Wasserkraft u. Wasserwirtschaft, 1933, S. 25 u. 43.

(b) 側面縮流堰 (Contracted weir). 堰の幅 b が水路幅 B より小さい場合にして、一般に

$$Q = \frac{2}{3} C b \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (14.26)$$

JES 第 162 號では堰を水路中央に設けた場合に次の沖公式¹⁾を採用してゐる。

$$C = 0.6224 \left(1 + \frac{0.0012}{H_0} \right) \left\{ 1 - \frac{\sqrt{m}}{10} \left(1 - \frac{m}{10 H_d} \right) \right\} \times \left\{ 1 + \frac{1}{2} \left[\frac{b H_0}{B(H_0 + H_d)} \right]^2 \right\}, \text{ (m-sec 單位)} \dots\dots\dots (14.27)$$

此の式の適用範圍は $H_0 \geq 0.02 \text{ m}$, $m = H_0/b \leq 1$, $b > 0.15 \text{ m}$, $H_d > 0.3 \text{ m}$, $B - b > 3 H_0$ で、比較的計算し易く、而も有名な實驗結果の大部分と 1% 以内の誤差で一致する様である。

尚 $m/H_d < 1/2$, $b H_0/B(H_0 + H_d) < 1/10$ の際は略式として、

$$C = 0.6224 \left(1 + \frac{0.0012}{H_0} \right) \left(1 - \frac{\sqrt{m}}{10} \right) \dots\dots\dots (14.28)$$

又瑞西工學會 (1924), F. Frese (1890) の公式は比較的良く、J. B. Francis (1883), A. Fteley & F. P. Stearns (1883), H. Smith (1886), K. Kinzer (1897) の公式等は適用範圍狭く、一般には用ひ難い²⁾。

公式適用に際しては略々 (a) と同様の注意を要し、且縮流の完全を期する爲に、 $\frac{1}{2}(B-b) > (2 \sim 3) H_0$ とすべきである。若し $\frac{1}{2}(B-b) = H_0$ となると約 1% 流量が増加する。

(3) 銳縁三角堰 (Sharp-crested triangular weir)

中以下の流量に對し頗る優れた結果を與へるもので、圖-14.39 の場合 (切缺きの角 θ の 2 等分線は鉛直とする) の流量は一般に、

$$Q = \frac{8}{15} C \tan \frac{\theta}{2} \sqrt{2g} H_0^{\frac{5}{2}} \dots\dots\dots (14.29)$$

普通は直角三角堰が廣く用ひられ、此の場合に

$$Q = \frac{8}{15} C \sqrt{2g} H_0^{\frac{5}{2}} = k H_0^{\frac{5}{2}} \dots\dots\dots (14.30)$$

JES 第 162 號にては此の公式に於ける C 或は k の値として次の Strickland の公式を用ひ、其の適用範圍を $B > 4 H_0 + 0.3 \text{ m}$,

- 1) 神嶺: 機械學會誌, 1929, 頁 314.
- 2) Ph. Forchheimer: Hydraulik, 1930, S. 399—403.

$H_d > 3H_0$, 上流水路の眞直な長さ $15H_0$ 以上, $H_0 > 0.05$ m とし, 切込みの板に堰流が附着しない程度を限度としてゐる。

$$\left. \begin{aligned} C &= 0.565 + 0.0087/\sqrt{H_0} \\ k &= 1.334 + 0.0205/\sqrt{H_0} \end{aligned} \right\} (\text{m-sec 単位}) \dots\dots\dots (14.31)$$

尙大森公式²⁾

$$k = 1.3693 + 0.0024/H_0 \dots\dots\dots (14.32)$$

は上式より計算がし易く且 J. Barr³⁾ の実験によく一致する。又 J. Thomson (1858), V. C. Cone (1916) 等の公式があるが, 適用範囲が狭い⁴⁾。

(4) 潜鋭線堰 (Submerged-sharp-crested weir)

圖-14.40 の如く堰の下流

水面が堰頂より高くなつた場

合で, 量水用としては実験資料不足で幾分精度が劣る様である。一般に流量は圖の BC 部を潜流出孔, 其の上部を普通の溢流堰として計算し,

$$\left. \begin{aligned} Q &= \frac{2}{3} C_1 b \sqrt{2g} \{ H_1^{\frac{3}{2}} - h_a^{\frac{3}{2}} \} + C_2 b \sqrt{2g} H_2 \sqrt{H_1}, \\ \text{但し } h_a &= v_a^2/2g \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (14.33)$$

の如く與へられる。

1) 適用範囲を緩和し廣く實用に供する爲に, 最近沼知博士等は嚴密な實驗の下に新公式を発表された。

沼知福三郎, 黒川恒勝, 淵澤定敏: 機械學會論文集, 第 6 卷第 22 號頁, 1940.

沼知福三郎, 淵澤定敏: 機械學會論文集, 第 7 卷第 27 號頁, 1941.

2) 大森徳作: 機械學會誌, 1922, 頁 112.

3) J. Barr: Engineering, 1910, p. 435, 478.

4) H. Mueller u. H. Peters: Handbuch der Experimentalphysik, Bd. 4, 1. Teil., 1931, S. 596—597.

この公式に就いては水理學的に議論の餘地が尠くないが¹⁾, 従來より廣く用ひられたもので, 計算を容易にするために種々の圖表が考案されてゐる²⁾。最近發表された J. Kozeny の公式³⁾ は此の公式を實驗に合致する様に修正したもので, 次の如く表される。

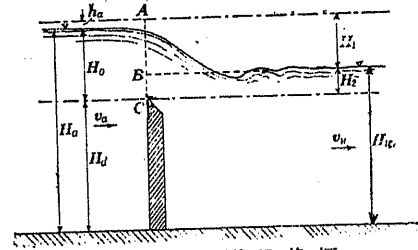


圖-14.40 潜鋭線堰

$$Q = \frac{2}{3} C_1 \sqrt{2g} b H_0^{1.5} \left\{ \frac{3}{2} \frac{C_2}{C_1} + \left(1 - \frac{3}{2} \frac{C_2}{C_1} \right) \frac{H}{H_0} \right\} \left(\frac{H}{H_0} \right)^{0.28} \dots\dots\dots (14.34)$$

但し $H = H_0 - H_2$, (m-sec 単位)

茲に $\frac{2}{3} C_1 = 0.44$, $C_2 = 0.586$, $\frac{3}{2} C_2/C_1 = 1.32$ にして實驗とよく一致し, 特に F. Bundschu の精密な實測とは殆ど全く同一の結果を與へる。

1) 本間 仁: 土木學會誌, 1940, 頁 638—639.

2) J. Frank: Wasserkraft u. Wasserwirtschaft, 1933, S. 157.

3) Ph. Forchheimer: Hydraulik, 1930, S. 393.