

挡潮闸的设计与施工

江苏省水利厅編

水利电力出版社

3
6

前 言

我国苏北地区，自 1949 年全国解放以来，已建有大中型主要擋潮閘 15 座，在設計和施工方面，虽已积累若干經驗，但尙少系統整理分析；这些擋潮閘的基本特点有二，其一为內水受潮流影响，水力因素复杂，过閘流量不易正确推算，故其合理簡化之計算方法，对排洩洪澇是具有重大实际意义的問題，另一为它們全是無樁基础，其中对高压縮性海洋沉积層軟地基的处理和相应的結構选型等常为迫切要求合理解決的問題。本文共分七篇，仅就擋潮閘孔徑及頂高計算，与一般結構、地基处理以及攔河坝工程的設計和施工等方面作重点的介紹与簡略論述。

关于潮水河过閘流量之計算，于第二篇中分別叙述了合成波理論及捻流公式等两种方法，并以射陽河閘为例作典型介紹，上述擋潮閘中有大浦閘、善后閘、五圖閘及南潮閘等 4 座的地基曾作人工处理，所采用的处理方法，主要为打砂井預压加固及地基持力層換填黃砂等两种，仅大浦閘采取砂井預压加固办法，其他 3 座均用換黃砂的方法改善地基。1957 年春所建的阜宁腰閘，是苏北灌溉总渠中的节制閘，地基曾进行較大規模的換填黃砂的处理。故在第三篇及第五、六兩篇中所述有关地基处理的設計和施工，主要以上述兩閘的資料作重点叙述与分析。

此外，1950 年以来，历次在潮水河內堵筑攔河坝，以淤泥深，潮位变化大，在施工技术上也为一較复杂的問題，我們一般都采用、柴石枕护底的柴土廂扫坝并以柴石枕合龙的办法堵筑，于第七篇中詳細介紹。

由于有关潮水河的波动理論，水力因素，消能与滲透，地基、底板和护坦的应力情况，以及閘下淤积冲刷等問題，尙少深入分析与驗証，故尙須更进一步研究改进，以臻完善。

目 录

第一篇 概况	4
第二篇 擋潮閘孔徑及頂高計算	5
§ 2-1 潮水河道的特点及擋潮閘的作用	5
§ 2-2 擋潮閘的孔徑計算	7
§ 2-3 擋潮閘頂高計算	27
第三篇 一般結構及地基处理的設計	33
§ 3-1 結構設計	33
§ 3-2 結構选型	36
§ 3-3 地基处理的設計	39
§ 3-4 設計中的几点意見	44
第四篇 閘門的啓閉操縱	49
§ 4-1 閘門啓閉机的一般布置	49
§ 4-2 閘門啓閉机的操作方法	50
§ 4-3 操縱設備的布置及性能	50
§ 4-4 閘門悬空啓动存在問題的分析	55
第五篇 基础換砂工程的施工	61
§ 5-1 选料試驗	61
§ 5-2 操作方法的現場試驗与研討	69
§ 5-3 施工概要	76
§ 5-4 結語	78
第六篇 大浦閘砂井預压工程的施工	82
§ 6-1 总述	82
§ 6-2 資料	84
§ 6-3 砂井預压的施工經過	85
§ 6-4 沉降观测及初步分析	89
§ 6-5 結論及意見	97
第七篇 攔河坝的設計和施工	103
§ 7-1 前言	103
§ 7-2 勘测与設計	103
§ 7-3 怎样施工	107

第一篇 概 况

江苏省苏北地区，临洪口以南，海岸綫長約 450 公里，貫穿 11 个县、市，主要入海水系約 30 条，皆受潮汐影响；自 1949 年解放以来已建大中型擋潮閘 15 座，最大者为射陽河閘，計 35 孔，最小者为大浦閘，計 3 孔；主要为地区排涝、擋潮及灌溉而設，在农業生产中發揮了極大作用[表(1-1)及圖(1-1)見插頁]。

一般地势由西向东傾斜，而里运河以东、灌溉总渠以南的苏北主要灌溉区域——里下河地区——約 14,000 平方公里，地势平衍，高程平均自 2—4 公尺（廢黄河零点为基准）。其他地区，除北部之徐州專区，及淮陰專区之西部为山陵外，一般平原地面高程自 3—6 公尺。

苏北雨量分布，在徐淮地区多年平均年雨量为 800 公厘，最大年雨量为 1,400 公厘，最小为 260 公厘；里下河地区多年平均年雨量为 950 公厘，最大雨量为 1,759 公厘，最小为 491 公厘。

地基土質：

苏北沿海地基土質比較复杂，土層分布不均，大体上可分为三类：

(一)粉土性細沙，貫入击数一般大于 15 击，可为建筑物的較良好地基，如三倉閘、小洋口閘等，一般自然含水量自 25%—35%，自然么重約 1.9 吨/立方公尺，內摩擦角約 30° 左右，凝聚力接近于零。

(二)粉土性粘土，自地面下厚达 10 余公尺，貫入击数一般小于 1 击或 1 击—2 击，土層中并夾有有机質与薄層細沙或細沙团，地基承载力很小，压缩性很大，地基条件很差，如五圖河閘、善后河閘、大浦閘、阜宁腰閘等，均屬此类，一般自然含水量約在 40%—60%，稠度大于 1.0，自然么重 1.6—1.8 吨/立方公尺，內摩擦角 4°—8°，凝聚力在 0.1 公斤/平方公分左右，允許旁脹抗压强度在 0.1—0.5 公斤/平方公分之間。

(三)第三类土質介乎第一、第二类之間，表層为粉土性細沙或沙質壤土，貫入击数一般大于 10 击，而自表層下 3—10 余公尺，則为 2—4 击粉質軟粘土，屬于一种軟土下臥層的地基，如射陽河閘、新洋港閘、六垛南閘等。茲將苏北沿海部份的擋潮閘土質勘探試驗成果表詳列于表 1-2（見插頁）。

第二篇 擋潮閘孔徑及頂高計算

§ 2-1 潮水河道的特点及擋潮閘的作用

(一) 潮水河道的特点

苏北入海河口皆受潮汐影响，每日水位漲落兩次，周期約为 12.4 小时（圖2-1）。

潮水位漲落的形式繁多，随河口地形、上游来水、河道坡度等因素而異，圖 2-2 是河口寬深的潮水位过程綫圖 2-3 是河口淺窄的潮水位过程綫，低潮水位受河道限制，沒有真正出現；圖 2-4 是受上游来水影响極大的潮水位过程綫。低潮水位在洪峯时甚至消失。圖 2-5 是受高潮倒灌河道的潮水位过程綫。每月朔望后一至三日內出現大潮，上下弦后一至三日內，則出現小潮。

潮水河道須具有若干个全潮水位站的資料时，才能繪出逐时的潮水位綫（圖 2-6），大致看出水流方向的变化情况，如响水口站高潮水位比海口高，而倒灌現象却严重存在（圖中虛綫）；但在特殊情况下还不能單从水面比降判断水流方向，如港口收縮很快时（圖 2-7）漲潮倒灌受阻較

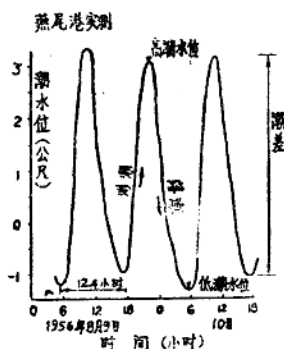


圖 2-1 潮水位曲綫示意圖

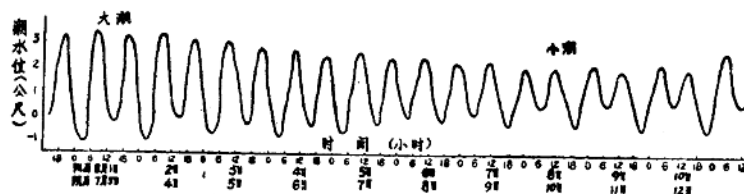


圖 2-2 新沂河燕尾港站潮水位过程綫 (1954 年 8 月)

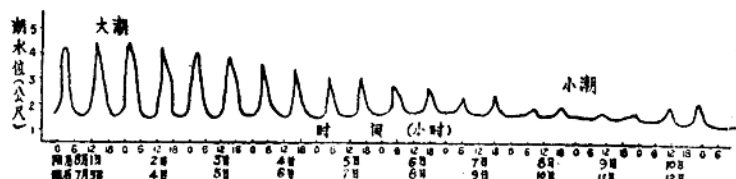


圖 2-3 小洋口站潮水位过程綫 (1954 年 8 月)

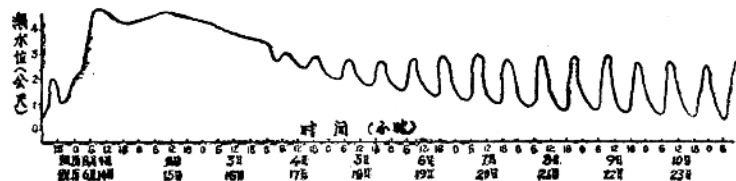


圖 2-4 新沐河小东关站潮水位过程綫 (1955 年 8 月)

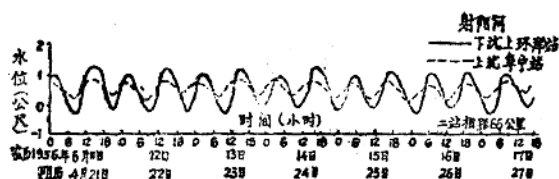


圖 2-5 受高潮倒灌河道的潮水位过程线

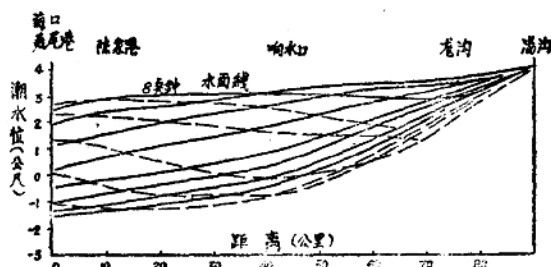


圖 2-6 灌河潮水面线变化曲线——大水期
(1954 年 7 月 18 日早潮实测)

大，部分动能转为位能，下游水位较低时也会逆流倒灌，因此还需参考水面线的变化（上升即下降）确定水流方向。

潮水河道除少数具有稳定的水位、流量关系外（圖 2-8）大部找不到很好的关系，尤其在低潮倒灌

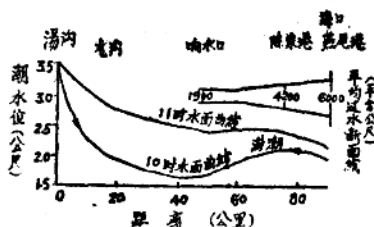


圖 2-7 灌河海口的漲潮水面线
(1954 年 7 月 1 日 10 时)

的河道中，水位流量与一般河道相反，往往水位越高时流量越小或成负流量，水位越低时流量越大（圖 2-9），前者因漲潮頂托或倒灌之故，后者因落潮退水之故，但其間并無稳定的关系，系一变为变量变速流，水流情况相当复杂，这就是潮水河道的主要特点。

(二) 擋潮閘的作用

擋潮閘之主要作用是擋潮，御潮，提高排水能力，以及蓄水灌溉与航运，茲分別簡述于下：

1) 擋潮御潮：

苏北沿海平原地区受潮沙危害甚大，而在發生海嘯或特大台風时尤甚，如江苏滨海县 1939 年海嘯水深 2 公尺，侵入陆地数十里淹死一万三千余人，二十余万亩棉田严重鹽漬化，如不經土壤改良五年才生蘆草，十年才能耕作。如沿海筑有海堤及擋潮閘，便可擋潮御潮。

2) 提高排水能力：

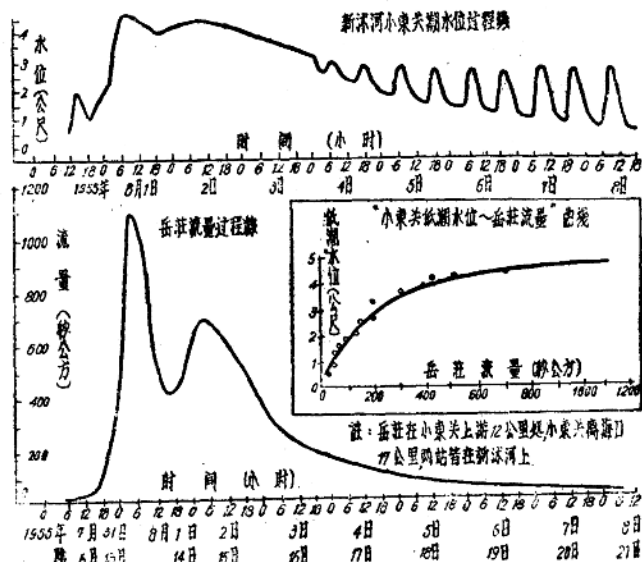


圖 2-8 低潮水位与上游来量有关

入海河道在汛期排水之时，不但要受高潮顶托，一般平原河道都受高潮倒灌，严重影响排水，造成涝灾，且如河床土质较差，潮汐经久吞吐侵蚀，以致河形弯曲，河线增长，排水能力愈益减弱；建闸之后，不但防止上游倒灌冲刷，且免除倒灌水量之排水负担，因此显著提高排水能力，如射阳河建挡潮闸后，平均排水四百多秒公方增加排水能力达四倍左右（图 2-10）。

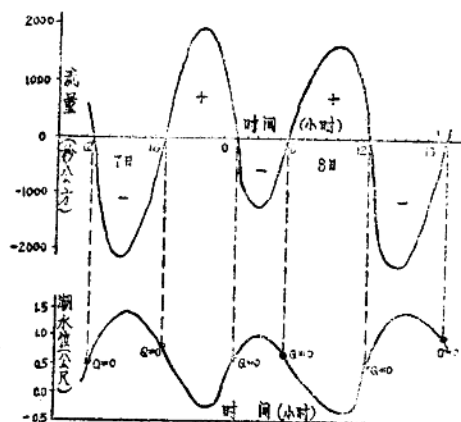


图 2-9 射阳河潮水位~流量过程线
(1954年6月)

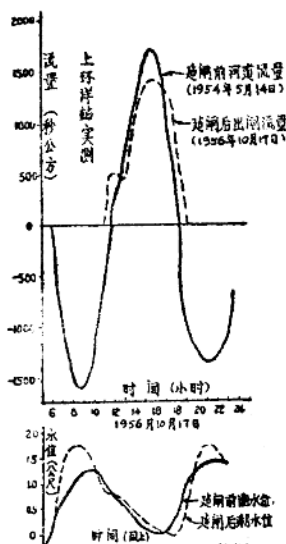


图 2-10 射阳河挡潮闸兴建前后
流量过程线比较 (低潮水位)

3) 灌溉与航运:

蓄水之季，如海口潮汛不大，内河灌溉用水便大量流入海中，加重旱灾；同时内水太低，航运随之中断。如兴建挡潮闸便可关闸控制，蓄积淡水灌溉与通航。

§ 2-2 挡潮闸的孔径计算

挡潮闸的孔径须在规定的情况下能最经济合理的排除设计流量；由于潮水水力因素，情况复杂，建闸之后，更改变了原有河道的水流情况，一般水力学公式难以直接应用，故需有一合理而简化的计算方法，并求得与河道最经济之配合方案。

关于孔径的合理正确计算方法，首先须正确确定出闸上下水位，然后应用合理的过闸流量公式以确定闸孔，过去对闸上较复杂之水位，我们曾作若干不同的假定，但均嫌不切实际，故难期合理，现在从实践中摸索得一比较简单合理的方法，介绍于后：

如闸下潮水位的涨落不影响过闸流量时，可直接应用普通水力学公式计算过闸流量，方法简易，不予赘述。如闸下潮水位的涨落直接影响过闸流量时，则计算较复杂，须间接应用水力学公式或在特殊情况下应用合成波公式计算，见参考文献(1)及(2)。由于详细计算的工作量极大，在实际工作中往往须采用简化方式，兹分述于下：

(一) 闸上半日河川水库蓄洩能力的简化算法

在高潮倒灌的河道中興建擋潮閘后，汛期當閘下潮水位下跌時，開閘放水，閘下潮

水位上漲时关閘擋潮倒灌，但关閘时閘上河道的上游仍不断来水，乃注蓄于閘上河道的河床中，閘上水位便随着上漲，当閘下潮水位下跌而低于閘上水位时，复又开閘排水，閘上河床所积之水出閘而去，閘上水位复又下跌（圖2-11）因此，閘上河床成为一个临时調节的蓄水库，随着每次潮水位的漲落水庫随着調节一次，每次潮水位漲落約半日，乃称它为閘上半日河川水库，或簡称为河川水库。

閘上河川水库的水流情况属于变最变速流，各地的

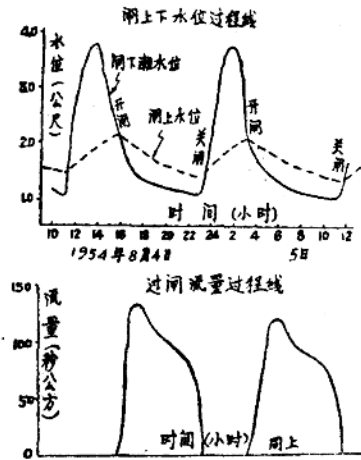


圖 2-11 小洋口擋潮閘实测“潮水位~过閘流量”

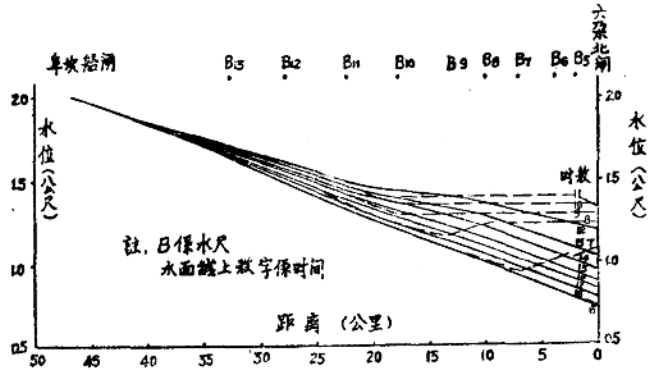


圖 2-12 实测六梁北閘（擋潮閘）閘上河道逐时水面綫（1954年7月15日6~18时）

水位流量及流速不断地变化着，河川水库的水面綫也逐时地变化着（圖2-12）。

由于閘上河川水库逐时实测的水面綫并不能在建閘前测得，且閘上河川水库的计划断面也不一定和目前的河道断面相同，因此在规划設計擋潮閘的阶段，需通过計算求得河川水库的逐时水面綫，这样便使計算极为复杂，否則便要通过模型試驗来解决，但规划阶段方案很多，都要求教于模型試驗，在時間上、財力上、物力上都不允許，而且模型試驗中的快速測流問題尚未解决，因此，寻求一个比較簡便而成果符合客觀情况的計算方法是迫切需要的。目前采用如下簡化方法：

(1) 計算公式：用变量流的动力平衡方程式及連續方程式来解决这个問題。

1. 动力平衡方程式：变量流瞬时自由表面形态的基本微分方程式为：

$$i = -\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{V^2}{C^2 R} + \frac{1}{g} \left(V \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} \right) \quad (2-1)$$

式中 i = 二站間的平均水面比降，

$$V = \text{二站間的平均流速即} \frac{V_1 + V_2}{2},$$

V_1 为上游站的平均流速， V_2 为下游站平均流速。

h = 二站間平均水位高程；

C = 威塞系数；

R = 兩站的平均水力半徑；

g = 重力加速度；

x = 距离；

t = 時間。

將(2-1)式改為有限差形式得:

$$i = \frac{V^2}{C^2 R} + \frac{1}{g} \left(V \frac{\Delta V}{\Delta x} + \frac{\Delta V}{\Delta t} \right) \quad (2-2)$$

式中: $\Delta V = V_2 - V_1$, Δt 时段內兩站間流速变化的平均值 $= \frac{\Delta V_1 + \Delta V_2}{2}$; Δx = 兩站間距。

$\frac{\Delta V}{\Delta x}$ 为不同地方的流速变化率, $\frac{\Delta V}{\Delta t}$ 为不同時間的流速变化率。

2. 連續方程式: 表示河道流进、流出与蓄量間的关系。

微分方程式为:
$$\frac{\partial Q}{\partial x} = -B \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2-3)$$

式中 Q —— 为兩站間的平均流量。

B —— 为兩站間的平均水面寬。

將(2-3)式改為有限差形式得:
$$\Delta Q = -\frac{B \Delta x \Delta h}{\Delta t} = \frac{-\Delta S}{\Delta t} \quad (2-4)$$

式中 ΔQ 为兩站間在 Δt 时段內的平均流量差。

Δh 为兩站間在 Δt 时段內的平均水位差。

ΔS 为兩站間在 Δt 时段內的平均蓄量差。

3. 公式的应用与簡化: 在规划阶段, 方案繁多, 为了摆脱繁复的数学計算工作, 而注力于方案的經濟比較上, 上述公式在實踐中还嫌复杂, 尤其在天然河道中兩岸不断有支流匯入的情况下更显得突出, 乃采用河道分段及時間分段的計算方法, 使 ΔV 漸趋于零, 簡化了計算工作(2-2)及(2-4)式便成:

$$i = \frac{V^2}{C^2 R} = \frac{\bar{Q}^2}{A^2 C^2 R} \quad (2-5)$$

$$\bar{Q}_2 - \bar{Q}_1 = \frac{\Delta S}{\Delta t} \quad (2-6)$$

式中 $\bar{Q}_2$ 为某河段下游在 Δt 时段內的平均出流量, $\bar{Q}_1$ 为某河段上游在 Δt 时段內的平均进流量, ΔS 为某河段在 Δt 时段內下洩的蓄量。

今將閘上半日河川水庫分为若干段 $L_0, L_1, L_2, \dots$ (圖2-13)在 t 时水面綫为 $H_0, H_1, H_2, H_3, \dots$ 擋潮閘開閘經 Δt 时段后, 水面綫为 $H'_0, H'_1, H'_2, H'_3, \dots$ 各河段在 Δt 时段內下洩的蓄量为 $\Delta S_0, \Delta S_1, \Delta S_2, \dots$ 为迴水終点, $\bar{Q}_0$ 为 Δt 时段內上游平均来量, 則某河段在 Δt 时段內的平均出流量由(2-6)式为:

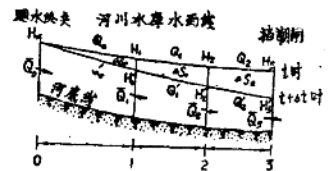


圖 2-13 各河段水面綫的瞬时流量

$$\bar{Q}_n = \bar{Q}_0 + \sum_{i=0}^{n-1} \frac{\Delta S_i}{\Delta t} \quad (2-7)$$

如第一河段的平均出流量 $\bar{Q}_1 = \bar{Q}_0 + \frac{\Delta S_0}{\Delta t}$, 第二河段 $\bar{Q}_2 = \bar{Q}_0 + \frac{\Delta S_0}{\Delta t} + \frac{\Delta S_1}{\Delta t}$ 等。若沿岸

还有支流匯入 (圖 2-14) 該时段平均支河来量为 $\bar{Q}_z$, 則 (2-7) 式可改为:

$$\bar{Q}_n = \bar{Q}_0 + \sum_{i=0}^{n-1} \frac{\Delta s_i}{\Delta t} + \sum_{i=0}^{n-1} \bar{Q}_i \quad (2-8)$$

为了减少河段本身的繁复试算工作，乃将各河段的平均出流量近似地用如下一河段的

的平均流量即 $\bar{Q}_1 = \frac{Q_1 + Q'_1}{2}$, $\bar{Q}_2 = \frac{Q_2 + Q'_2}{2}$ 等。

(見圖 2-13)。其中 Q_1, Q_2 各为 t 时的 0—1 及 1—2 分段流量, Q'_1, Q'_2 各为 $t + \Delta t$ 时的第 0—1 及 1—2 分段流量, 均可由下述 “ $H-H-Q$ ” 曲线查得, 有了河段的平均流量便可用 (2-5) 式推算该河段的水面比降。



圖 2-13 各河段自由表面
的瞬时流量

应用上述近似简化公式计算河川水库各段流量, 开闸时成果稍大, 关闸时稍小, 日平均流量的误差约可抵消。

(2) 计算步骤:

1. 收集资料: 具有该河的纵横断面或设计纵横断面地形图、糙率、迴水终点及闸址等资料, 便可开始工作。

2. 河道分段: 自闸址至迴水终点将河川水库分为若干段, 普通下游河段应较上游河段短些, 因为下游河段受河川水库的蓄水影响较大。分段的多寡需视河道长短及精度要求等而有不同, 如河道长而要求高时, 分段越多越好, 一般可将河川水库分为三至十段, 每段五至三十公里, 河段的分界线最好在支河口上。

3. 绘制各河段的 “水位~水位~流量” 曲线, 用动力平衡方程式 (2-5) 求出各河段不同上下游水位情况下的流量, 点绘成 “水位~水位~流量” 曲线 (圖 2-14), (即 “ $H-H-Q$ ” 曲线) 如知其中任意二值, 便可查得第三值。

4. 绘制各河段的 “水位~水位~蓄量” 曲线: 利用某河段 “水位~水位~流量” 曲线计算中已求得之水面线, 根据各河道横断面的 “水位~面积” 曲线, 便可求得该水面线下的河道蓄量 S (圖 2-15)

$$S = \frac{A_0 + A_1}{2} l_{01} + \frac{A_1 + A_2}{2} l_{12} + \dots + \frac{A_n + A_{n+1}}{2} l_{n(n+1)} \\ = \sum_{i=0}^n \frac{A_i + A_{i+1}}{2} l_{i(i+1)} \quad (2-9)$$

式中 A 为过水面积, l 为两相邻断面间距, 如间距相等, 则

$$S = \left(\frac{A_0 + A_{n+1}}{2} + \sum_{i=1}^n A_i \right) l \quad (2-10)$$

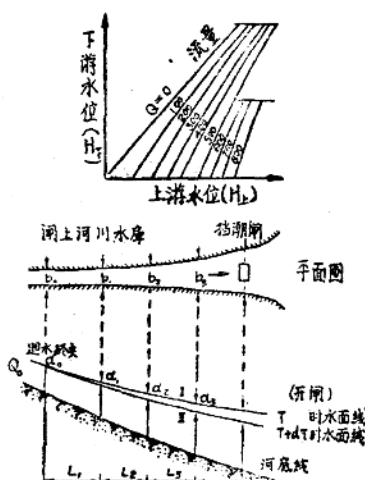


圖 2-14 水位~水位~流量曲线

根据某河段的上下游水位及求得的蓄量便可点繪成“水位~水位~蓄量”曲綫（圖 2-16）（即“ $H-H-S$ ”曲綫）。

5. 求各河段支河来量：通过水文計算，求得各河段不受潮水影响时的理想来量。

6. 計算各河段出流量：由 (2-8) 式

$$\bar{Q}_n = \bar{Q}_0 + \sum_0^n \frac{\Delta S}{\Delta t} + \sum_0^n \bar{Q}_{支}$$

式中 $\bar{Q}_0 = \frac{Q_0 + Q'_0}{2}$, Q_0 及 Q'_0 可在該河段的“水位~水位~流量”曲綫中，用該时段始末的上下游水位查得； ΔS 用該时段始末的上下游水位在該河段的“水位~水位~蓄量”曲綫中查得。如在 0-1 河段中，时段始用 H_0, H_1 查得河道蓄量为 S_0 ，时段末用 H_0, H'_1 查得 S'_0 ，则 $S_0 - S'_0 = \Delta S_0$ ； Δt 为采用时段，如半小时等； $\bar{Q}_{支}$ 为支河該时段平均来量，随河川水庫水位的漲落而逐时不同，其变化情况不易馬上求得，如影响于流不大，可假設与干河流量变化相似，例如該河段支流与干流相应的理想流量比值为 $\frac{\bar{Q}_{支}}{\bar{Q}_0} = \beta_1$ ，已求得干河該时段平均流量为 $\bar{Q}_0$ ，则 $\bar{Q}_{支} = \beta_1 \bar{Q}_0$ 至此。(2-8) 式右方各值皆可求得，相加即得 $\bar{Q}_n$ 余詳后例。



圖 2-15 河道蓄量

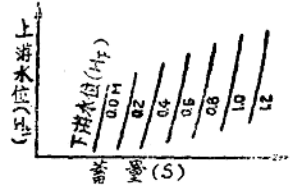


圖 2-16 水位~水位~蓄量曲綫

(二) 閘下标准潮型的选择

閘下潮水位曲綫直接影响过閘流量之大小，故需慎重选择标准潮水位曲綫作为設計依据；首先应该分析对排水最为不利的最高潮水位及最高的低潮水位产生的原因，一般可分三种类型：

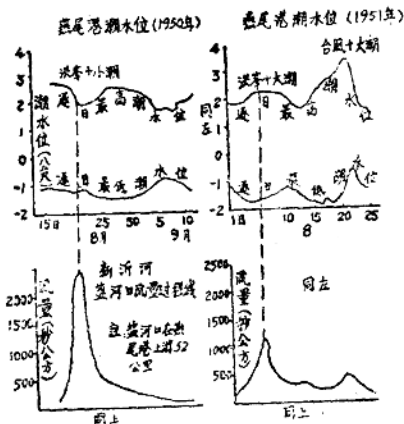


圖 2-17 最高潮水位主要受台风影响

(1) 主要受台风影响，而受上游来水影响不大者，河道平坦而河口寬深的潮水位多屬此类（圖 2-2）大潮遇台风，形成高潮水位最高，低潮水位亦因高潮时灌入水量較多，一时不易退尽，低潮水位也較高（有时不明显）上游洪峰来时，有时也能抬高水位，但远不如台风抬高的多（圖 2-17）。

关于潮水位与上游洪峰的遭遇問題，詳細研究尚有困难，前者与台风等有关，后者与暴雨有关，兩者并無內在联系。由于年最高潮水位与洪峰的出現，并不一定同时相遇，因此还应注意統計中的同时性，为此才能进行組合頻率計算，但兩者所出現的时间也不固定，在实用上这个方法

未能完全解決問題。目前有人採用同頻率的方法進行組合,即設計 20 年一遇排水標準的閘孔時,採用 20 年一遇的洪峰流量與 20 年一遇的潮水位曲線相遇,在洪峰與潮水位無關的情況下採用此法顯然保守,所得的閘孔標準遠大於 20 年一遇。反之,如採用出現次數最多的平均或尋常潮水位曲線則又不安全,因為碰到更高潮水位的機會太多,而使排水標準得不到可靠保證。因此以洪峰頻率為主,閘下標準潮型採用歷年最高潮水位的平均值較為合適,它不是很難碰到也不是經常碰到。由於最高的高、低潮水位也不一定同時出現,因此當標準潮型的高潮水位為歷年平均最高值時,則其低潮水位可用相應之值,(在實測資料中找得);當低潮水位為歷年平均最高值時,則其高潮水位可用相應之值,最後通過計算採用其中對排水最不利的一個潮型作為設計閘孔的閘下標準潮

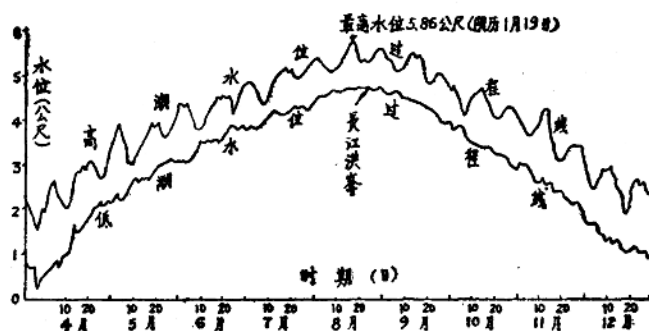


圖 2-18 三江營水位站1954年水位曲綫圖

型。歷年最高潮水位採用幾天的最高值呢?這要根據排水的控制條件而定,如河道及閘孔系按最高洪峰設計,則取每年最高一次潮水位的平均值;如閘孔的設計流量按最大七天平均流量設計,則取每年最高連續七天的潮水位平均值,如此类推。

(2) 主要受上游洪峰

流量影響者,河道較陡而洪峰較大時往往沒有高潮倒灌現象,僅受高潮頂托,這種河道的最高的高(低)潮水位出現在上游洪峰流量下洩時的大潮日(圖 2-8 及 2-18)。這種河道的潮水位與河道流量一般皆有較好的“水位~流量”關係,如河道不再開挖,只要知道相應的河道流量便可求得相應的高(低)潮水位;如干河需開挖,則首先推求干河開挖後的“水位~流量”關係,再求標準潮型。洪峰與潮水位既有一定內在關係,也就沒有遭遇問題存在。這種河道上,一般不需興建擋潮閘。

(3) 最高潮水位主要受台風影響,而最高的低潮水位主要受上游流量影響,河道平坦而河口淺窄的潮水位皆屬此類(圖 2-3)。每年最高潮水位的產生原因同第一種情況,其選擇方法亦同,即採用歷年平均最高潮水位作為標準潮型的高潮水位。每年最高的低潮水位的產生原因同第二種情況,其選擇方法基本相同,即在河道不再開挖的情況下,首先求得低潮水位與相應低潮流量關係曲綫(圖 2-19)再以河道的計劃低潮流量自曲綫查得所需低潮水位。如查得的低潮水位過高而影響排水時,則可開挖閘下河道降低低潮水位,開挖斷面採用下述近似方法計算:計劃低潮水位為 H 要求排出低潮流量為 Q ,但目前在該水位的過水面積為 A_1 及低潮流量為 Q_1 (自低潮水位~流量曲綫查得)在流速不變的情況下所需的計劃過水面積 $A = \frac{Q}{Q_1} A_1$,則 H 即為標準潮型的低潮水位。

如上三種情況皆已考慮過閘流量對閘下潮水位的影响或最不利的情況,因此據以設計閘孔是安全的,但在計算

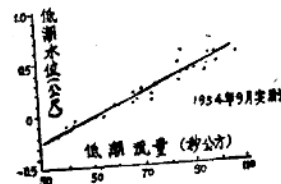


圖 2-19 北排水深六梁低潮水位~低“潮流量”關係

过閘最大流量时在第一种情况下还需另取潮型，使其高（低）潮水位是历年平均最低的，方法相似。

如上三种情况，分別出現在河口，或出現在同一条河上如上游为第二种情况，中游为第三种情况而海口为第一种情况，因此应在建閘地点具体分析之。

如干河不宜兴建擋潮閘而需在支河口兴建擋潮閘时，如干河流域面积不大时，标准潮型的选择方法同前。如干流域面积很大，干支河洪峰不一定同时相遇，且频率也不同，則潮水位与干支河流量有关时还需首先解决干支流洪峰频率的組合問題，然后选择支河河口的标准潮型。如長江下游兩岸兴建擋潮閘时便碰到这个問題。如最高潮水位受流量影响很小，方法同前。

(三) 过閘流量的計算公式

目前我們采用的擋潮閘过閘流量的公式有二：一为壅流公式，一为合成波公式，前者适合于一般情况。后者适合于特殊情况。茲分述于下：

(1) 壅流公式：擋潮閘一般采用平底閘，开閘排水时上下游落差不大，多呈沉溺式，通常采用矩形沉溺式寬頂壅公式（圖 2-20），即：

$$Q = mbh \sqrt{2g(H_0 - h)} \quad (2-11)$$

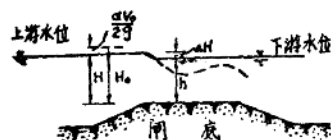


圖 2-20 淹沒寬頂壅

式中 Q ——流量，秒公方計；

m ——流量系数。实测或查表（見水力学書）；

b ——擋潮閘淨寬。公尺計；

h ——閘下水深，公尺計；

$H_0 = H + \frac{\alpha_0 V_0^2}{2g}$ ， H 为閘上水深，公尺計。 V_0 为行近流速，秒公尺計， α_0 为系数，約等于 1。

有时为了計算方便，略去 $\frac{\alpha_0 V_0^2}{2g}$ 項，如上下水位差以 $\Delta H_0 = H_0 - h$ 表示，(2-11) 式可簡化为：

$$Q = mbh \sqrt{2g\Delta H_0} = Mbh \sqrt{\Delta H_0} \quad (2-12)$$

式中 $M = m\sqrt{2g}$ 或称为壅流流量系数。

当上下游水位差很大 $\left(\Delta H > \frac{H_0}{3}\right)$ 产生射流时，为計算簡便起見，实用中常采用德人彭肖氏公式，即

$$Q = mb \left(\frac{2}{3} H_0\right) \sqrt{2g \left(\frac{H_0}{3}\right)} = 1.70 mb H_0^{3/2} \quad (2-13)$$

应用时常用不同閘上下水位計得不同过閘流量，点繪成“閘上水位~閘下水位~过閘流量”曲綫，形式如圖(2-14)。

擋潮閘过閘流量是否符合壅流公式？这个问题很容易被复杂的潮水現象所迷糊，曾經一度糾纏不清，但已建的苏北射陽河、斗龙港、小洋口及六垛北閘等擋潮閘的实测过閘流量資料所分析的壅流流量系数 M 是相当規律的（圖 2-21, 2-22, 2-23, 2-24）也就是

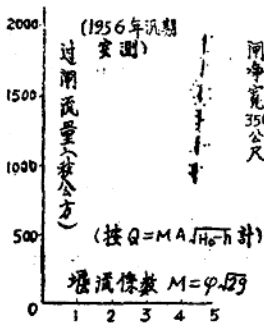


圖 2-21 射陽河擋潮閘堰
流量系数

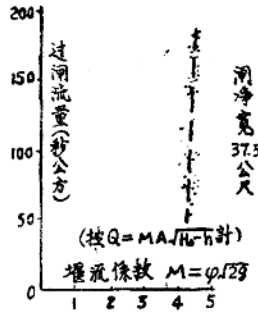


圖 2-22 斗龍港下明擋潮閘
堰流量系数(1954年汛期实测)

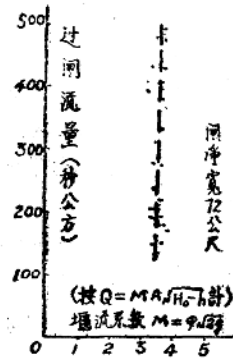


圖 2-23 小洋口擋潮閘堰
流量系数(1956年汛期实测)

說，擋潮閘的過閘流量也同樣符合堰流公式。前些時候，連擋潮閘上河道流速分布情況也懷疑是否與不受潮汐影響的河道不同，事實證明它和一般明渠水流特性相似(圖2-25)，

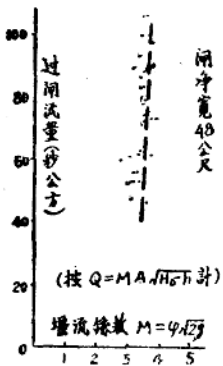


圖 2-24 六垛北閘(擋潮閘)
堰流量系数

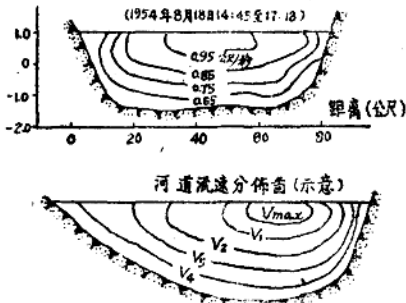


圖 2-25 擋潮閘上河道與一
般河道流速分佈比較

可以按照普通河道的流量測量方法施測時流量。

因此，如能正確地求得逐時的閘上下水位，即逐時閘上半日河川水庫水位及閘下潮水位，便能得出正確的過閘流量。但逐時變化的閘上下水位需由閘上半日河川水庫及閘下潮水位需進行綜合演算才能求得(詳後)。

(2)合成波公式：此

式系由南京水利實驗處提出，適用於潮水位未受地形阻力及水深等影響，而維持其移動波的性質時，對河口十分寬深略受地形影響者，可得近似結果。

1. 波速與流速：採用魯塞爾氏移動波的波速公式^①或不變形前進波的波速公式^②：

$$C = \sqrt{g(D+h)} \quad (2-14)$$

式中 C 為波速。 D 為中水位的水深， h 為中水位以上某點的波高(圖 2-26)。該式的先決條件為：

a. 渠道断面及坡度均須一律。

6. 阻力不發生作用。

b. 波高比水深小得多。

由於波動而引起的水分子流速 V 為

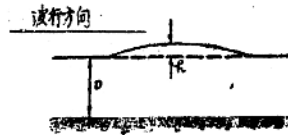


圖 2-26 魯塞爾移動波及不變形前進波

① 魯塞爾公式見 Earl I. Brown, M. Am. Soc. C.E. "Flow of water in Tidal canals".

② 工程建設 13 期：“不變形的前進波”顧兆勳著

$$V = \frac{Ch}{D+h} = h \sqrt{\frac{g}{D+h}} \quad (2-15)$$

应用該式的先决条件为中水位时($h=0$)流速等于0。

2. 潮波能量: 潮波在渠道中任一点之能量可分为二, 一为位能, 一为动能, 位能以波高表示之, 单位波长的位能 E_P 为:

$$E_P = \frac{1}{2} \rho g b h^2 \quad (2-16)$$

式中 ρ 为水之密度。 b 为中水位的水面宽度。

动能以波速表示之。单位波长的动能 E_K 为:

$$E_K = \frac{1}{2} \rho b (D+h) V^2 \quad (2-17)$$

以(2-15)式代入(2-17)式得

$$E_K = \frac{1}{2} \rho g b h^2 = E_P \quad (2-18)$$

故潮波之动能与位能相等, 这是指均匀无限长的渠道的单向波而言, 其总能量 E 为:

$$E = \frac{1}{2} \rho g b h^2 + \frac{1}{2} \rho b (\theta + h) V^2 = \rho b g h^2 \quad (2-19)$$

3. 潮波的变化: 应用能量不灭和水流連續原理, 推知渠道断面变化对于潮波的影响如下:

a. 渠道水深不变而宽度突然变化 (圖 2-27): 原渠道水面宽 b_1 突变为 b_2 。在渠道中推进之潮波一部分反射。前者为傳进波, 波高为 $h_{傳}$; 后者为反射波, 波高为 $h_{反}$, 原来向前推进的潮波为入射波。波高以 $h_{入}$ 表示。按水流連續性原理; 及能量守恒定理得:

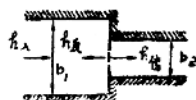


圖 2-27 河道寬度驟減示意圖

$$h_{傳} = \frac{2b_1}{b_1 + b_2} h_{入} \quad (2-20)$$

$$h_{反} = \frac{b_1 - b_2}{b_1 + b_2} h_{入} \quad (2-21)$$

6. 渠道水面寬度不变而水深突然变化 (圖 2-28): 渠道水深由 D_1 突变为 D_2 , 假定波高不大, 根据連續性原理及能量守恒原理同样可得:

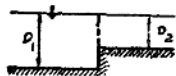


圖 2-28 河道水深驟減示意圖

$$\text{故 } h_{傳} = \frac{2L_1}{L_1 + L_2} h_{入} = \frac{2\sqrt{D_1}}{\sqrt{D_1} + \sqrt{D_2}} h_{入} \quad (2-22)$$

$$h_{反} = \frac{L_1 - L_2}{L_1 + L_2} h_{入} = \frac{\sqrt{D_1} - \sqrt{D_2}}{\sqrt{D_1} + \sqrt{D_2}} h_{入} \quad (2-23)$$

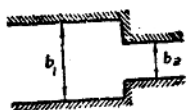


圖 2-29 河道寬度, 水深驟減示意圖

b. 水深与宽度同时突变 (圖 2-29) ●:

設矩形渠道原水面宽 b_1 , 水深 D_1 各突变为 b_2 及 D_2 ; 則在河道中推进之潮波至断面突变处之波高 $= h_{入}$, 該波將生显著变化分为二部分; 一为傳进波, 波高 $= h_{傳}$; 一为反射波, 波高 $= h_{反}$, 其值各为:

$$h_{傳} = \frac{2b_1\sqrt{D_1}}{b_1\sqrt{D_1} + b_2\sqrt{D_2}} h_{入} \quad (2-24)$$

$$h_{反} = \frac{b_1 \sqrt{D_1} - b_2 \sqrt{D_2}}{b_1 \sqrt{D_1} + b_2 \sqrt{D_2}} h_{入} \quad (2-25)$$

4. 潮波的合成: 假定兩波在渠道中相遇, 能量分別為 E_1 及 E_2 , 則合成波的總能量 E 為:

$$E = E_1 + E_2 = \frac{1}{2} \rho g b (h_1^2 + h_2^2) + \frac{1}{2} \rho b (D + h_1 + h_2) (V_1^2 + V_2^2) \quad (2-26)$$

上式以合成後之水深 $(D + h_1 + h_2)$ 代替 $(D + h_1)$ 或 $(D + h_2)$ 合成波中個別波的流速由 (2-15) 式為

$$V_1 = h_1 \sqrt{\frac{g}{D + h_1 + h_2}} \quad \text{及} \quad V_2 = h_2 \sqrt{\frac{g}{D + h_1 + h_2}}$$

$$\begin{aligned} \text{則} \quad V_1 V_2 &= \frac{g h_1 h_2}{D + h_1 + h_2} \\ \frac{1}{2} \rho b \times 2 V_1 V_2 (D + h_1 + h_2) &= \frac{1}{2} \rho b g \times 2 h_1 h_2 \end{aligned} \quad (2-27)$$

(2-26) 式加減 (2-27) 式得:

$$E = \frac{1}{2} \rho b g (h_1 \mp h_2)^2 + \frac{1}{2} \rho b (D + h_1 + h_2) (V_1 \pm V_2)^2 \quad (2-28)$$

$$\begin{aligned} \text{若 } h_1 + h_2 = h_3 \text{ 則必 } V_1 - V_2 = V_3 \\ h_1 - h_2 = h_3 \text{ 則必 } V_1 + V_2 = V_3 \end{aligned} \quad (2-29)$$

因此得到如下結論:

a. 運行方向相反的兩波在某點相遇, 若兩波均為正波或均為負波。則合成波高為兩波波高之和, 合成流速則為兩波流速之差。

6. 若兩波一為正波, 一為負波, 則合成波之波高將為兩波波高之差, 合成流速為二波流速之和。

5. 渠道內合成波的波高及流速: 渠道中推進的潮波在渠道斷面有突變, 則必產生反射波, 故渠道中至少有三波同時存在。一為原來的入射波, 一為反射波。該河段內任

一瞬間任一斷面的實際波高為此一瞬間入射波與反射波的代數和, 而其實際流速則為入射波與反射波流速的代數差, 一般兩次以上反射波的能量因受摩擦損失而漸趨微弱, 可以略而不計。若渠道兩端水位均有獨立變化, 例如一端與海洋連接, 另一端與河川水庫連接, 海洋潮水位與水庫水位皆有周期性漲落, 因此渠道內除有自河口向水庫推進之潮波及其反射波運動外, 尚有一波自水庫向河口推進, 則在該渠道內至少有三波同時存在, 每一時間的瞬時合成波高 h 及合成流速可在實測潮型曲綫中讀出, 即:

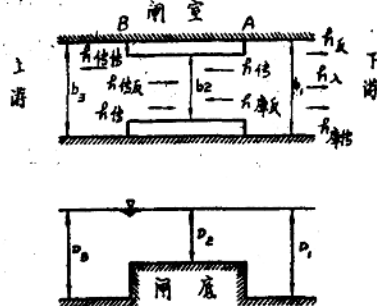


圖 2-30 閘室合成波及剖面圖

● 南京水利實驗處: “研究試驗報告彙編” 1954 年 P. P. 278, 279.

$$\text{如水流斷面為一般形狀則 } h_{傳} = \frac{2\sqrt{F_1 b_1}}{\sqrt{F_1 b_1} + \sqrt{F_2 b_2}} h_{入}; \quad h_{反} = \frac{\sqrt{F_1 b_1} - \sqrt{F_2 b_2}}{\sqrt{F_1 b_1} + \sqrt{F_2 b_2}} h_{入}$$

式中: F_1 = 原河道水流斷面;

F_2 = 突變處河道水流斷面。