

水利计算

下 册

苏联 C. H. 克里茨基 著
M. Φ. 明 凯 里

中国工业出版社

目 录

第九章 洪水調节	1
§1. 洪水調节的特点	1
§2. 設計洪水过程綫	1
§3. 洪水調节的水力学	4
§4. 流量的汇流速度	11
§5. 洪水波沿河槽以及沿水庫的傳播	14
§6. 作为水利任务的洪水調节	17
参考文献	28
第十章 水利設備的参数	29
§1. 参数的組成及分类原則	29
§2. 經濟比較法	29
§3. 选择参数的程序	35
参考文献	42
第十一章 水能計算	44
§1. 水电站的工作特点	44
§2. 电力消費	46
§3. 电力系统与加入电力系统的各电站之間的任务分配	49
§4. 水电站工作的日調节	53
§5. 水电站机电设备的特征	60
§6. 水头变化对徑流調节条件的影响	70
§7. 作为唯一供电电源的水电站的工作	74
§8. 电力系統中水电站的工作	83
§9. 加入电力系统的水电站的水能計算	89
§10. 加入电力系统的水电站的水庫工作计划編制方法实例	96
§11. 加入电力系统的水电站的参数的选择	105
§12. 設計保証率的經濟論証	110
参考文献	114
第十二章 梯級水利設備工作的概念	116
§1. 梯級水利設備	116
§2. 梯級水利設備的水力学	117
§3. 梯級的水利經濟	120
§4. 上游水庫与下游进水口的协同工作	120
§5. 梯級水庫的协同工作	125
§6. 梯級水电站	130
§7. 在梯級中工作的水电站的参数的选择	132
参考文献	137
附录 确定多年庫容用的曲綫图	138

第九章 洪水調節

§1. 洪水調節的特点

在本章中，我們將把洪水調節看作是一种特殊的水利措施，它的目的在于减少最大下泄流量。对洪水进行調節，就能縮減泄洪建筑物的尺寸和防止水庫下游的水灾。这个任务和前几章中所研究的那些任务是根本不同的。在前几章中，調節的主要目的是提高枯水流量。很明显，洪水徑流加入調節后，可以成为在枯水时期供給用戶的儲水量。但是在这种情况下，“削減”洪峰流量并不是必然的，而在許多場合下是不能實現的（假如沒有为了防止水庫过早蓄滿而按特殊的程序来操作泄水孔，那末在洪水期中，在洪峰流量到来以前水庫就会被蓄滿）。

在本章所討論的情况下，問題恰好相反。在这里，調節的直接任务在于减小洪峰流量。假如在枯水徑流調節规划中，由于正常情况遭到破坏所引起的国民經济的损失，是和供应用戶的流量低于正常供水量有关的，那末在目前的情况下，这种损失是由于实际的下泄流量超出最大容許下泄流量而造成的。

因而，表示限制供水量的經濟后果的单位损失（以卢布/立方米表示），在这里似乎就变成了負数。应当指出，和枯水徑流調節不同，在重新分配洪水徑流时，国民經济的损失与下泄的多余的流量无关，而与超过最大容許下泄流量这一事实有关。因而，在估計設計最大值的頻率时所根据的一套标准，在洪水調節情况下較之在枯水調節情况下在邏輯上更为正确，而且不存在假定性。

我們將洪水調節过程的研究分成三个方面：a)水文方面；б)水力方面；в)水利方面。水文方面的对象是在設計徑流調節制度时所依据的設計洪水过程綫的繪制方法。水力方面研究洪水波通过水庫时的不稳定流的过程。应特別注意的是洪水波变形的簡化計算法。水利方面研究为削減洪峰的庫容的利用規則，以及运用同一个庫容来同时解决削減洪峰和提高枯水徑流的問題。

§2. 設計洪水过程綫

洪水变形計算应当滿足現行規範的規定。大家知道，在決定水工建筑物泄水孔的大小时，洪峰流量的計算方法应按ГОСТ3999-48來选定。按照这个标准，泄水孔是否够大要从两个方面來核算：a)在正常运用条件下，б)在非常运用条件下。在确定設計洪峰流量时，应当按照表35中所列的建筑物等級來采用洪峰流量的頻率。

在水工建筑物的設計过程中，要进行两种互相补充的計算。研究在正常运用条件下洪峰流量泄放情形的目的，是核算泄水建筑物的尺寸在发生洪水（但不是特大洪水）的情况下是否足够。在进行这种計算时，应当遵守用来确定正常运用条件下建筑物的强度安全系数及稳定安全系数等的全部規定。假定要泄放“特大”洪水的“非常”运用条件下的計算目的，在于核算泄水建筑物的各部分尺寸是否足以保証壅水段的安全。在洪峰流量通过时，减少壅水建筑物的安全超高，减小强度与稳定的安全系数，以及破坏正常运用条件都是許可的。

相应于非常运用条件的設計洪峰流量应加上一个所謂的保証修正数，以保証安全。

表 35

建筑物等級 (ГОСТ 3315-46)	頻 率 (%)	
	在正常运用条件下	在非常运用条件下
I	0.1	0.01
II	1	0.1
III	2	0.5
IV	5	1
V	10	3

計算設計洪峰流量的方法可以參考
ГОСТ3999-48或水文方面的文献[1、2]。

显然，决不能把规范当作死板的教条
(現行的一些规范有着建議的性质)。当在
經濟上是合理的或有其他的理由，可以不
按规范办事，当然这需要有專門的論証。

在不調节徑流时，計算設計洪峰流量
所依据的原則，应当也用到洪水变形的計
算中去。經由泄水建筑物泄出的，由水庫

調节过的流量应当符合规定的标准。

在調节計算中，調节流量的頻率看成与計算时所依据的洪水过程綫頻率是相同的。这些过程綫在許多特征方面是互不相同的。这些特征为洪量、洪峰流量、洪水波漲水历时、退水历时、主洪水波上的二級洪水等。由于这些特征为数众多以及它們的組成不固定，所以不可能准确地确定出相应于某个頻率的洪水过程綫。在規定标准时，需要作一系列的假定来减少单独考虑的过程綫特征的数目。由于預先不能知道洪水波的哪些因素对于估計洪峰流量的“削減”情形有着決定性的意义，所以这种可以簡化計算的假定就更加难以選擇了。在庫容不大的水庫中，所蓄的多余洪水只是洪水波中最大值邻近的部分。因而，洪峰流量与洪峰形状的尖細程度都有着決定性的意义。相反地，在大水庫中，庫容的充蓄將延續好几旬甚至好几个月。在这种情形下，洪水調节情况与其說決定于洪峰流量还不如說是決定于洪水量。

实际上，洪水过程綫时常作得偏于安全，即使頻率可以同时滿足两个設計特征：洪峰流量与洪水量。由于在上述两种特征之間存有一定的关系，特别是融雪洪水这个关系更为密切，因而使过程綫的繪制比較方便。洪水尤其是小集水面上的暴雨洪水，其过程綫的外形是各不相同和不規則的。在这种情况下，大的洪水量与大的洪峰流量不一定会同时出現。当对小河上的洪水現象研究不足时，最好在計算中加入一定的安全因子。当假定洪水的峰量之間有固定的关系时，就有了这种安全因子。

可以改用另外一些方法来繪制設計洪水过程綫。可以在洪水波的特征——洪峰流量或洪水量中选取一个作为基本特征，并按所要求的标准來計算。另一个特征則根据两个特征之間的相关关系來确定。这样，洪水的各要素的不利組合的机率，一般說來，将是略为偏小的。但假如基本特征選擇得很正确，例如在調节程度較高条件下選擇洪水量或在調节程度較低的条件下選擇洪峰流量，那末由于对峰量的不利組合的考虑不足所引起的誤差是不大的。

設計洪水过程綫可用某个实际的洪水作为模型或根据理論公式來繪制。其中第一种方法适用于所研究的河流有长期水文測驗資料的情况。表征徑流汇集情况的过程綫則从过去观测到的洪水中選擇出来。設計洪水的洪水量或洪峰流量应当相应于采用的頻率标准。根据这个条件可以算出換算系数。它等于作为标准的特征与实际过程綫的特征的比值。作为模型的洪水的各个流量都要乘上这个換算系数。在这样計算的結果中，第二个特征——洪水量或洪峰流量的頻率就不能和采用的标准完全相符。正如我們在上面所指出的，既然在洪水量与洪峰流量之間有着相当緊密的关系，所以这种不符合一般是不会很严重的。有时

可以根据几个模型来繪制过程綫，而洪水調节的計算則按几个方案来进行，并从中选择一个最不利的方案。显然，如果設計过程綫与模型过程綫并无太大的差别，也就是假如設計頻率接近于模型过程綫的頻率，而且洪水特征的变化性不大，那末利用模型过程綫是許可的。假如这些条件不能滿足，就可能使特大洪水固有的各种关系遭到歪曲，而从模型变换所得的过程綫也失去了实际的意义。因此，当繪制特大洪水的过程綫时，尤其对于大型的建筑物，必須專門研究形成洪水的各因素的各种不同組合的机率。

根据理論模型繪制流量过程綫的方法，主要应用于所研究的河流缺乏多年水文測驗資料的情况。与它在水文上相似的資料較多的河流进行比较，可以确定出設計洪水波的基本特征：洪水量、洪峰流量、洪水波历时。根据这些特征并規定几个理論关系，就可繪出設計过程綫。关于根据水文相似法确定洪水过程綫参数的方法可参考文献〔1〕。这种方法有时也用于資料較多的河流，尤其是在研究低頻率的洪水时。在实用上洪水波过程綫常采用各种理論形状，其中最简单的是三角形。这种形状的过程綫完全决定于两个参数：洪峰流量 Q_{max} 与洪水量 V 。第三个参数——洪水波历时 T ，与前两个参数用下列简单的关系联系起来：

$$Q_{max} = \frac{2V}{T}; \quad V = \frac{Q_{max}T}{2}; \quad T = \frac{2V}{Q_{max}}.$$

因而，洪峰流量等于洪水期平均流量的两倍。对于三角形过程綫，洪水波总历时中的漲水历时及退水历时的划分是并不固定的。可以假設这种形式的过程綫有着急剧的漲水和相当緩慢的退水，但也可以相反。

在某些情况下可以采用梯形的过程綫。它与三角形过程綫的区别在于为平頂，这是假定在洪水波漲水終了以后，在一段时间內流量仍保持接近于最大值，然后才开始退水。梯形过程綫可得出比三角形更安全的解答，因为随着最大值滯留历时的增加，使削減最大值到規定程度所需的庫容也相应的增大。三角形与梯形的过程綫，主要用于暴雨洪水，也可用于較小建筑物設計中的融雪洪水，只要方法的精度能够适应原始水文資料的精度。

在許多情况下，根据实测到的关系，可以用二項机率分配曲綫方程来表示过程綫。这种曲綫的形状能很好地表示出洪水期的流量变化的一般特性。在漲水开始时，流量先慢慢地增加，然后增加的强度逐步加大，在波峰頂点处漲水圆滑地轉为起初很快，然后逐漸变緩的退水。

以二項式曲綫表示的洪水波流量过程綫的方程式的形式如下：

$$Q = Q_{max} \left(\frac{t}{T_n} e^{1 - \frac{t}{T_n}} \right)^n. \quad (9-1)$$

其中 Q 与 t ——流量与時間座标； Q_{max} ——洪峰流量； T_n ——洪水波漲水历时； e ——自然对数底； n ——表征过程綫形状的参数，也就是洪水量 V 与洪峰流量的比值。这个参数与上述特征的关系可以用下列方程式来表示：

$$\frac{V}{Q_{max}T_n} = \frac{e^n \Gamma(n+1)}{n^{n+1}}. \quad (9-2)$$

其中 $\Gamma(n+1)$ —— Γ 函数(第二类欧拉积分)。

利用式(9-2)确定参数 n 值，然后就不难按方程式(9-1)繪制洪水过程綫了。

当所研究的河流有着較大的枯水徑流时，可用方程式来繪制洪水波的过程綫。把枯水流量与洪水波过程綫相加就可得到总过程綫。

二項式曲綫的形狀完全決定於三個參數：洪水總量 V ，洪峰流量 Q_{max} 及漲水歷時 T_n 。這三個特征可根據所研究河流的實測資料來確定，或用相似法從資料較多的集水區上借用。

利用С.И. 雷布京[3]所編制的諾模圖，用二項式曲綫繪制洪水過程綫的工作就可大大簡化。

在以上的討論中，洪水波的基本水文特征是水庫進口斷面的流量過程綫。在必要情況下，應當把水庫“本身來水量”，也就是直接注入水庫的河流的徑流量加進去。

區間水量應盡可能利用各支流上的水文測驗資料來確定。但是，這種測驗就是在較好的情況下也不過只包括集水面積的一部分，所以區間水量必須根據最大的支流上的實測資料用間接的方法來確定。

§3. 洪水調節的水力學

在第四章中我們曾講到，用水庫來調節徑流的整個過程都是和上游壅水區的不穩定流現象有關的。研究水庫的水力情況要求在初始條件和表征所研究的特殊情況的邊界條件下聯解動力平衡方程式與連續方程式。在本節內將不再討論大家所熟悉的一般水力學原理，而只指出用水力學方法來解決洪水調節計算的一些特點。

動力平衡方程式針對每一個瞬時自由水面綫列出。在解決河流水力學問題時，尤其是在研究水庫工作時，它實際上就是水力阻力的平方定律，相應的數學式可寫成：

$$Q = C\omega\sqrt{HI}.$$

其中 I ——水面坡度； H ——平均水深，對於較寬的河槽就是水力半徑； Q ——流量； ω ——過水斷面面積； C ——系數，可按經驗公式定出，如巴甫洛夫斯基公式等。

在河流水力學中，動力方程式常寫成：

$$Q = K\sqrt{I},$$

其中 $K = C\omega\sqrt{H}$ ，就是流量模數，即河槽泄水能力，它應盡可能按直接的水文測驗資料決定之。

為了了解河床中不穩定流計算方法的要點，應當特別注意剛才所指出的，決定這種流動的力在大多情況下實際上只是重力和水力阻力。考慮由於流速沿程和隨時間而變化的慣性項，在解決河流水力學問題時是小到可以略去不計的。

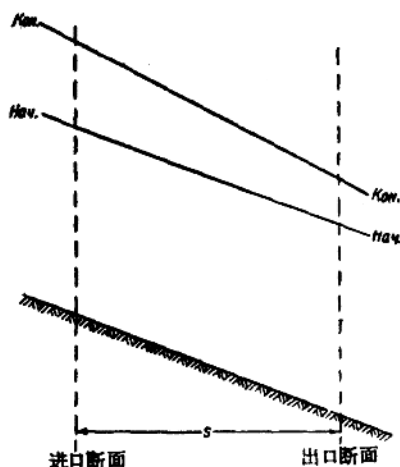


圖 77 計算河段內的水面縱剖面示意圖

連續方程式表示流進和流出河段以及充蓄河槽的水量之間的關係。這個方程式以數學形式表示了河段上最簡單的情形，就是某一時段內由河流上游及其支流流入河段的水量 v_n 與同一時段內通過出口斷面從河段中流出的水量 v_v 之差，等於河槽儲蓄的變化 Δw 。換言之：

$$v_n - v_v = \Delta w.$$

當實際解決不穩定流問題時，河段分為一些單元計算河段，而時間也分為一些單元計算時段。在這些計算河段及時段內，水力特征的变化可以當作直線变化(圖77)。

河段 s 的進口斷面處的數值都用足標“ nx ”來表示，出口斷面用足標“ vx ”來表示。同

样地，計算时段开始时刻用足标“нач”来表示，而終了时刻用足标“кон”来表示。每一个数值都要加两个足标，第一个足标表示断面，第二个足标表示时刻。例如 $Q_{sx,кон}$ 表示在时段終了时的进口断面的流量。

在准备計算时，应当确定出河段的容积特征和水力特征。它們通常都以 $w(Z_{cp})$ 与 $\frac{K_{cp}(Z_{sx}, Z_{sux})}{\sqrt{\Delta s}}$ 的形式来表示。 $w(Z_{cp})$ 表示河槽儲蓄 w 及河段平均水位 Z_{cp} 之間的函数关系。平均水位就是进口断面和出口断面水位高程的算术平均。

$\frac{K_{cp}(Z_{sx}, Z_{sux})}{\sqrt{\Delta s}}$ 表示河槽泄水能力与河段边界上的水位之間的关系，其中 Δs 为計算河段的长度。作为河槽輸水能力特征的 K_{cp} 值最好根据給定的 Z_{sx} 与 Z_{sux} 按下式在 $\frac{1}{K^2}$ 之間內插而得：

$$K_{cp} = \frac{K_{sx} K_{sux}}{\sqrt{\frac{1}{2}(K_{sx}^2 + K_{sux}^2)}} \quad (9-3)$$

令 $\Delta Z = Z_{sx} - Z_{sux}$ ，即河段进口断面与出口断面的水位差；比值 $\frac{\Delta Z}{\Delta s} = i$ 表示河段內的水面坡度。显然，在任何时刻內流量

$$Q = \frac{K_{cp}}{\sqrt{\Delta s}} \sqrt{\Delta Z}.$$

这种关系可以表示成諾模图 $Q = Q(Z_{sx}, Z_{sux})$ 的形式。图78为这种諾模图的示例。 $w(Z)$

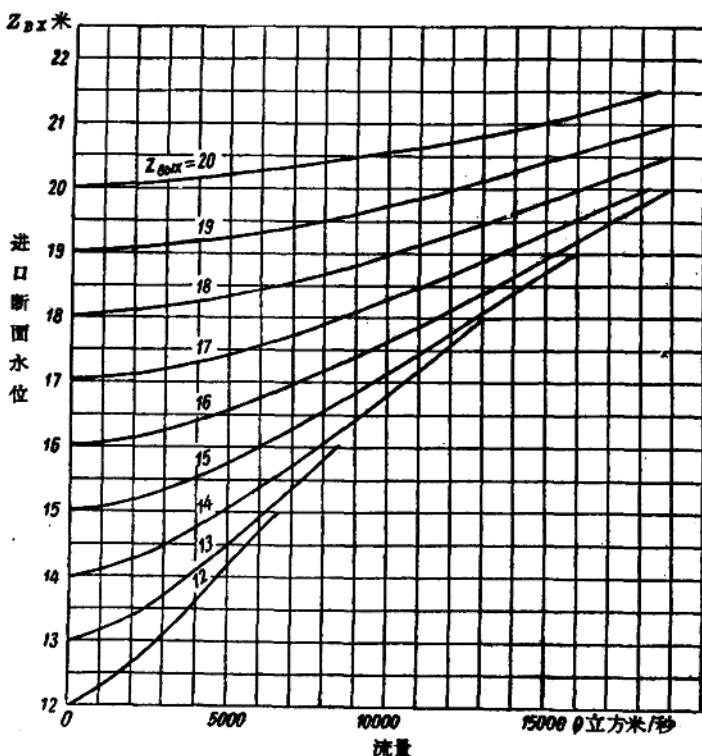


图 78 $Q = Q(Z_{sx}, Z_{sux})$ 关系曲线

和 $Q(Z_{sx}, Z_{sx})$ 的关系都可根据地形资料及水文測驗資料来建立, 并表示为相应的曲线。

假如采用刚才所引用的符号, 则动力平衡方程式在开始时刻就变成:

$$\frac{Q_{sx, naq} + Q_{sly, naq}}{2} = \frac{1}{\sqrt{2g}} K_{naq} \sqrt{Z_{sx, naq} - Z_{sly, naq}}, \quad (9-4)$$

而在終了时刻就变成:

$$\frac{Q_{sx, kon} + Q_{sly, kon}}{2} = \frac{1}{\sqrt{2g}} K_{kon} \sqrt{Z_{sx, kon} - Z_{sly, kon}}. \quad (9-4)'$$

其中 K_{naq} 与 K_{kon} 为按公式(9-3)算得的河槽泄水能力在河段内的平均值。

連續方程式可以写成如下形式:

$$\frac{Q_{sx, naq} + Q_{sx, kon} - (Q_{sly, naq} + Q_{sly, kon})}{2} t = W_{kon} - W_{naq}. \quad (9-5)$$

其中 t ——計算时段。

从刚才所列出的方程式可以看出, 在每一个单元河段和单元时段内, 不稳定水力情况可以用八个特征来表示: $Z_{sx, naq}$; $Z_{sly, naq}$; $Q_{sx, naq}$; $Q_{sly, naq}$; $Z_{sx, kon}$; $Z_{sly, kon}$; $Q_{sx, kon}$; $Q_{sly, kon}$ 。

前四个为时段开始时刻的特征, 可由开始条件来确定。这些条件确定着水流在計算开始时刻所处的状况。通常认为, 在开始时刻水流的水力情况是稳定的, 并且流过的流量并不随時間而变化。假如支流来水在这个河段上加入河槽, 那末支流的开始水力情况也认为是稳定的, 也就是說, 各支流的来水量在前一个较长时段内可认为是不变的。在計算过程中, 每一个单元时段的終了特征就是下一个时段的开始特征。这样, 給出开始条件就确定了八个未知数中的四个。

然而, 基本的动力平衡方程式和連續方程式只給出了二个条件。

剩下來的两个未知数則用边界条件来确定。这些条件决定着上下游对所研究断面的影响。在这里, 第一个边界条件表征水庫的工作。它給出上游的流量或水位在時間上的变化过程。在一般情况下, 給出这个条件在于制訂出水庫向下游泄水时所应遵守的規則。通常給出的是通过水电站水輪机的流量以及廢泄的流量。

第二个边界条件表征水庫的来水情况。它給出表示进入水庫的流量随時間而变化的“进庫流量过程綫”。第二个边界条件相应于离坝很远回水实际上不能到达的断面。在水位随着水庫蓄泄而发生变化, 以及入庫流量变化的条件下, 回水长度是变动的。在枯水期內, 在蓄滿的水庫中, 回水距离最大; 相反地, 在汛期中当水庫放空时, 回水距离最小。上述在图79上可看得很清楚。在进行水力計算时, 当作水庫进口的断面是固定的, 不随水位变化而沿着河流移动。因而, 这个断面应当定在最大回水的范围以外。在回水末端在坝的附近时, 进口断面与壅水建筑物之間的某个河段是不受回水影响的, 这时它的水力情况就可根据天然河槽內的水流条件来确定。

在計算过程中, 各单元河段的出口断面就是下一河段的进口断面。在回水消失处的断面給出一个边界条件, 在坝址断面給出另一个边界条件, 就足以确定出整个回水距离內的情况了。但是, 一个边界条件属于进口断面, 而另一个則属于出口断面这个情况, 使得水力計算更为复杂了。不稳定流的計算不得不用試錯法来进行, 即先假定一些未知特征的

值,再核算这些假定数值是否与水力方程式相符。同时,出口断面(坝址断面)上预先假定的特征的正确性,只是在出口断面和进口断面之间的全部单元河段都依次进行过计算后才能确定。现在有一些把试算法加以概化并简化计算过程的方法。

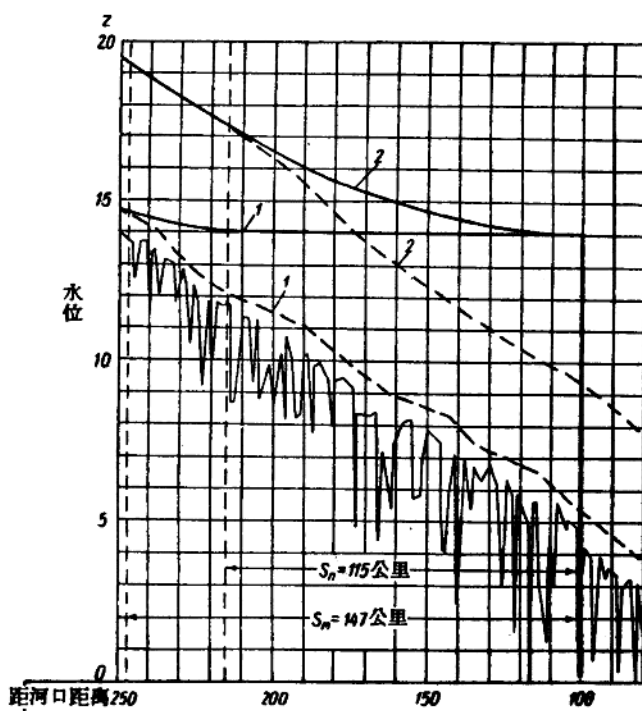


图 79 洪水期与枯水期的回水曲线

1—枯水期, 2—洪水期;
-----天然水面曲线,
——回水曲线。

解决这类问题常用的方法是“瞬态法”,此法的原則是由 H.M. 别尔那德斯基所提出的。B.A. 阿尔汉格里斯基〔4〕和 H.A. 吉里金勃拉特〔5〕改进了方法使它更便于实用。改进的实质在于用诺模图来代替试算能满足整个河段内各个单元河段的不稳定流方程式的解。这些诺模图反映出该河段内不稳定流的各种可能情况。计算就是从很多的可能解答中选出一个符合于所研究的开始条件和边界条件的解答。绘制诺模图事实上就在于多次地解那些在试算过程中也应求解的方程式。由于求解方程式是按严格地概化的程序来进行的,问题是大大的简化了。除此以外,对某些河槽一旦绘制了诺模图,在计算不同的不稳定流情况时,例如各种不同的洪水过程线等等的时候,也是可以利用的。从文献〔4〕与〔5〕可以熟悉在计算河槽中的不稳定流时怎样来绘制和应用诺模图。

必须指出,瞬态法并不能用于明渠中的所有的不稳定流的情况。这个方法的缺点是不能考虑动力方程式中表示惯性力的,也就是与流速随时间变化有关的一项。(流速水头沿水流的变化在原则上是可以考虑的。在这种情况下只能使计算复杂化。)已经指出,洪水波沿着回水段移动时,惯性项往往是小至可以略去的,这也就保证了按瞬态法计算有足够

的精度。但是，也曾遇到和上述不符的情况。例如，计算由瞬时垮坝所造成的水波沿河槽移动的情况，就是这样。在这种情况下可以采用C.A.赫里斯奇阿諾維奇所提出的在数学上更为严格的特性綫法〔6，7〕。

以上我們所研究的洪水波沿程移动的詳細计算是相当复杂的。计算在于算出水庫划分成的各段的水量。容积曲线通常以河段平均水位为变数，此平均水位是边界断面水位的算术平均（見第四章）。动力方程式逐河段的詳細求解要求这样的容积计算方法。以上已經說明这种解法的原则。计算的基本原则是：计算时段的历时与河段的长度要采用得使水力情况的特征在時間上和河槽长度上可以直綫插补而不发生严重的誤差。因而，时段和河段的长度可以随着問題的条件而变动于很大范围内。例如，在计算大河中洪水波的傳播时，由于洪水波历时长到好几十天，故计算时段通常采用一昼夜甚或2~5昼夜。在计算小河上的迅急的洪水时，就必须改用小时。计算河段的长度也变化于很大的范围内。在規定这一长度时，須要考虑到河流纵剖面的特性及其落差，河道水面寬度沿河长的变化，等等。（河段的边界最好位于坡度轉折点以及过水断面急剧变化的地方；为了避免沿着河段插补水力特征时的誤差，每一河段內的落差应当不超过1~2米。）在把河流分段的时候，应当考虑到河流的水文測驗資料情况，据以編制河槽控制水力特征的測流断面的位置，等等。显然，河流分段越多（在有着保証这样划分的資料时），计算的结果就越准确，但另一方面，计算也就更繁重。

尽管采用了諸模图，不稳定流的詳細的水力计算所耗費的时间还是很可观的。（对于伏尔加河的水庫來說，在分成10~15段的一段河流上计算洪水波的傳播需要一个工程师和一个技术員将近工作一个月。）在这种情况下，就是对于相当大的設計机构來說，按照不同的参数和不同的建筑物工作方案作多次的重复计算也是很困难的。

因此，这种计算方法在大多数情况下都須加以某些簡化。这种簡化的要点在于概化自由水面的形状，它在严格的水力计算中是把河段分成一系列很短的单元河段而求解动力平衡方程式来确定的。动力方程式的完整解法在很多情况下可以簡化的方法来代替而不致严

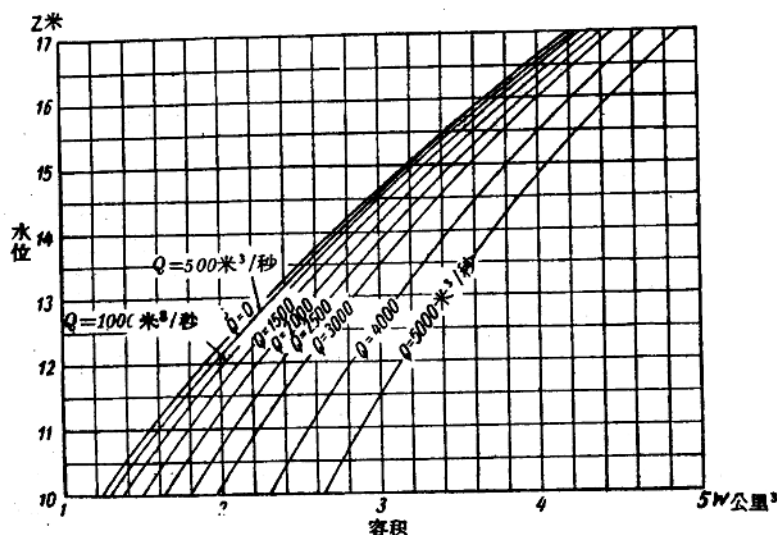


图 80 $w_{\partial u n} = f(Q_{ex}, Z_{nA})$ 关系曲线

重地影响精度。假如自由水面的位置已给定，则不稳定流计算就只需解连续方程式，也即进行最简单的水量平衡计算。这样，不稳定流的简化计算方法，可以按照在所研究的河段上绘制自由水面曲线的方法的特点而加以分类。

水库上游的自由水面曲线的形状，决定于坝的壅水高程和流量沿程分配。这种分配在任何时刻基本上都决定于两个因素：通过坝的孔口泄到下游去的流量，以及从上游进入水库的流量。这两个流量之差决定着水库的蓄水量和泄水量。这个差值沿回水段的分配，随各断面的水面宽度和水位涨落速度而定。

水力计算方法第一步简化，是假定在坝很高的时候，坝前的回水水面实际上可认为是水平的。通过坝的孔口而泄出的流量的变化所影响的正是最靠近坝的河段的水面比降。因此，由于这个河段上的比降很小，故即使它有很大变化，对自由水面的形状和回水段中蓄存的水量的影响也很小。这种情况可以使库容近似地只和两个变数发生关系：坝前水位 $Z_{n,x}$ 及通过进口断面的来水流量 $Q_{i,x}$ 。因而，根据所给定的开始断面和终止断面上的边界条件就可以立刻作出自由水面曲线，不必在各单元河段之间进行详细的试算。由于这种概化就可能绘制蓄水量与上述两个变数的诺模图。诺模图如图80所示。在绘制诺模图时，只需考虑到两个固定断面之间的河段容积，这两个断面是坝址断面和在回水影响以外的进口断面。回水曲线的计算可以按如下的假定而简单地进行，就是入库的流量在进口断面到坝址的全部距离上都是不变的（假定没有较大的支流）。采用诺模图时，计算程序和上述方法是完全相似的，其区别仅在于在利用诺模图试求满足连续方程式的解答时，不必为各个计算情况绘制回水曲线。

当坝的高度超出所研究的天然洪水水位不多时，H. A. 吉里金勃拉特提出一个略有不同的方法。各时刻的计算容量，可以采取用通过进口断面流入的流量和通过坝的孔口流出的流量在诺模图上查得的两个容量的平均数。采用这种方法时，要考虑坝前河段的容积变化，在水库上游并不完全水平以及淹没得很宽广的时候，忽视这种变化会造成显著的误差。

在改用静水库容时，简化程度最大。在这种情况下，水面是当作水平的，而水库蓄水量也认为只与坝前水位有关。库容特征归结为我们第四章中所研究的基本容积曲线。

计算方法的选择决定于径流调节的条件。如我们所指出的，在枯水时期，按静水库容所作的最简单的计算几乎总是相当准确的。在洪水期，单元河段方法只适用于高坝水库。在这种水库中，洪水时的壅水高程大大地超过河流的天然涨水高度。对一些较低的坝来说，根据静水库容来计算洪水变形将得出不正确的结果。因为在这里，虚拟的静水库容与洪水波通过时实际蓄泄的容积是大不相同的。

以上所述可以用图81来说明。假定在洪水的涨水时期内，在某个开始时刻(1)水库的水面位置为 abh 。令计算时段终止时的水面位置为 dek 。在这种情况下，水库蓄水量的增值可以用面积 $abhked$ 来表示。在按照静水库容计算时，我们把平面 ac 当作是水库的开始蓄水量，而把平面 ef 当作是水库的终止蓄水量。在所研究的时段内蓄积的水量为 $acfg$ 。从图上可以看出， $acfg$ 的形状与 $abhked$ 的形状差别很大。在按照虚拟的静水库容计算时，曾错误地认为，在回水范围以内的蓄水量（面积 $ebhk$ ）在通过进口断面以后立即分布到坝前而形成水平的水面。由于这个误差，就不正确地确定了水库的终止水位，认为水库的蓄水比实际来得快。如所周知，泄水建筑物的泄水能力是取决于坝前水位的。因而，由于使水

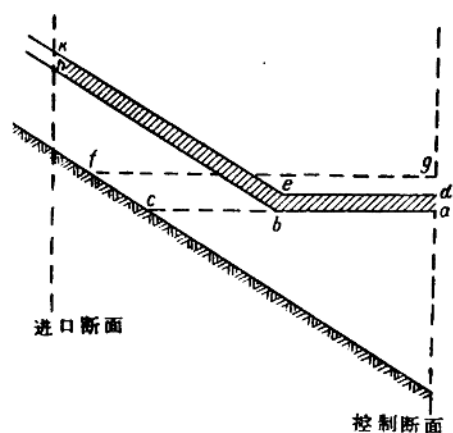


图 81 根据静水库容计算洪水变形的示意图

库蓄水速度偏大，在计算中就引入了这样的下泄流量，这一流量在实际上因孔口大小不够是无法泄出的。这一误差的后果是使洪水调节的效能偏高。

在这种情况下必须改用上面所研究过的方法，尽管这些方法只是近似地考虑到库容变化的动力状态。显然，计算的精度将随着方法的简化而降低，而最可靠的是把回水段分成短的单元河段而用不稳定流的水力学方法进行计算。在重要的情况下，应当用这种方法对一个基本的调节方案进行计算，以校核用于其他方案的简化方法的适用性。

最后还必须讨论一下在设计工作中经常要遇到的方法，即当径流调节计算中所用的径流量并非属于进口断面而是属于坝址控制断面时所采用的方法。当有着多年实测资料的控制水文站在拟定的建筑物地址近旁时，这种方法最为方便。

为了正确地利用这个方法，必须明确这个方法的误差。

这些误差的本质在于，在自然条件下当洪水波沿着河段推进时（这个河段在蓄水后将成为水库的一部分），径流情况是略有不同的。首先，洪水波从进口断面推进到坝前需要一些时间。因此进口断面的径流变化要比坝前的径流变化早一些。其次，在没有回水的情况下，洪水波沿河推进时会使得过程线发生变形，也就是使洪峰流量减小（如果没有很大的区间来水量），使波长增加。洪水波的延展也会使它本身发生偏斜。当洪水波沿回水段推进时，也会发生这一现象，但其形式有所不同。然而当我们在计算水库工作时，把坝址控制断面上测得的径流当作了原始径流，因而就重复地考虑了回水河段上的过程线的变形。这样一来，计算中考虑筑坝以前过程线变化的这一步骤，就变得不仅是多余的，而且简直是错误的。

在河流枯水情况的计算中，上述情况所造成的误差实际上是不存在的。以过程线来表示的洪水波在从进口断面到坝的整个回水长度上的推进，只在巨大的水库上才会有好几天，在小的水库上则是以小时来度量的。但是，一年中的大部分时间的径流调节计算却是以月为时段来进行的。因而，水从进口断面流到坝前所引起的过程线在时间上移动，实际上并不会影响计算的结果。至于过程线的变形——它在沿河推进时的展平，这种现象在枯水期内也没有重大意义。

在洪水调节计算中，情况就两样了。计算的目标是过程线的详细形状，主要是靠近洪峰的上部的形状。对洪水波展平的重复考虑——在洪水波沿河道自然推进条件下的一次和在库工作时的另一次——可能大大地歪曲计算的结果，导致对调节效果作出过分乐观的评价。

由于以上所述，洪水调节计算应当按照进口断面处的流量过程线来进行。假如水文测验是在坝址断面上进行的，那末就要通过所谓回复原形的方法来求得进口处的过程线。这个方法是这样一种计算手续，据以根据水库内某一断面处的洪水波过程线来推求进口断面

处的过程綫。回复原形可以通过求解如下的連續方程式来进行:

$$Q_{ex} = Q_{six} + \frac{\Delta w}{\Delta t} - Q_{np} \quad (9-6)$$

其中 Q_{ex} ——在計算时段 Δt 內水庫进口断面的平均流量; Q_{six} —— Δt 时段內水文測驗断面上的平均流量, 可根据測驗資料在計算时确定; Q_{np} —— Δt 时段內进入进口断面与出口断面之間河段的支流平均流量; Δw ——进口断面与出口断面之間河段的河槽儲水量的增加值。 Δw 可根据所研究河段上的水位站的实测水位来計算。

采用簡化的水力計算方法对于計算結果的影响如图82所示。在图上比較了a)通过求解不稳定流方程式, 6)根据按出口断面徑流定靜水庫容的方法进行的洪水波变形計算的結果; 計算都是在下泄流量随坝前水位而变的規則下进行的。

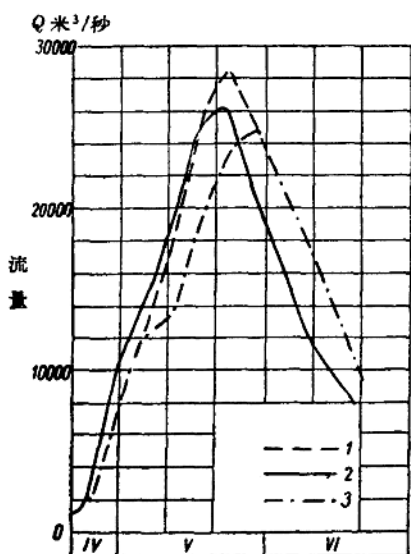


图 82 洪水变形計算結果的比較

1—自然条件下坝址过程綫; 2—用精确法算得的过程綫; 3—根据靜水庫容和出口断面徑流算得的过程綫。

后一种計算显著地不同于精确的計算, 使洪峰流量的削減偏大。当按照出口断面的徑流来計算, 而不考虑洪水波沿回水段的傳播比天然条件下更快的情况, 調节后的洪水波在時間上的移动是特別显著的。

調节洪水水庫的計算的一般程序, 在原則上与第五章中所研究的方法沒有区别。下泄流量决定于水庫水位、泄水建筑物的大小和由專門規則所規定的泄水建筑物的开启程度。在計算过程中, 应当把洪水泄放的时间分成許多单元时段, 这一点已經在上面讲过了。对于每一个时段的起訖时刻都要算出水庫蓄水量和由之决定的流量。在单元时段內, 流量可以当作是按直綫变化的。因而, 从水庫引去的水量也就决定于时段起訖时刻的算术平均流量。目前采用的主要是簡單的, 但在必要时也可考虑到复杂的徑流調节規則的列表法。在参考文献中还介紹了图解法, 如 M. B. 波达波夫的著作〔8〕中所发表的。在本章的 §5

中, 在洪水調节計算的实例中将举出一个图解法。

§4. 流量的汇流速度

在稳定流状态下, 每一个流量值都相应于一个一定的自由水面位置, 也就是一定的河槽蓄水量和水力坡度。从相应于某一个流量值的稳定流态轉变为相应于另一个流量值的稳定流态是通过河槽蓄水量的改变而实现的。增加或者减少河槽蓄水量都需要時間。这个時間可以称作流量的“汇流”時間。洪水波的傳播速度以及水庫泄水速度都是据此而定的。

設在某一段长度为 s 而沒有支流加入的河段上确定了一个与河槽蓄水量 w_1 相应的流量 Q_1 。假定在某个时刻通过該河段上游进口断面进入河段的流量增加为 Q_2 。要使这个流量在稳定流态下沿着河段流动, 必須把河槽蓄水量增加到 w_2 。如果假定, 河段下断面的流量也是突然地由 Q_1 增加到 Q_2 , 那末发生这个变化所需的時間就不难通过水量平衡而

算出了。水量 $\Delta w = w_2 - w_1$ 是由流量 $\Delta Q = Q_2 - Q_1$ 所蓄积起的。蓄积这个水量所需的时间为 $t = \frac{\Delta w}{\Delta Q}$ 。我們也可以把这个值当作汇流时间。相应的汇流速度等于：

$$u_{\partial\partial\partial} = \frac{s}{t} = s \frac{\Delta Q}{\Delta w}.$$

微分后可写成

$$t = \frac{dw}{dQ}; \quad u_{\partial\partial\partial} = s \frac{dQ}{dw} = \frac{dQ}{d\omega}.$$

其中 ω ——过水断面面积。

导数 $\frac{dQ}{d\omega}$ 是随河槽的水力特征而定的。断面面积 ω 是河槽蓄水量的函数。假如断面形状为已知，则这个函数就可以列出。在稳定流态下，流量也是河槽蓄水量的函数。

$\frac{dQ}{d\omega}$ 可以表示如下。

流量 $Q = u\omega$ ，其中 u 为断面平均流速， $dQ = u d\omega + \omega du$ 。由此：

$$u_{\partial\partial\partial} = \frac{dQ}{d\omega} = u + \omega \frac{du}{d\omega}. \quad (9-7)$$

式(9-7)既适用于自由河段，也适用于回水河段。

假如我們只限于考虑水流接近于均匀流的一些河段，那末对汇流时间与河槽水力特征的关系可进行更詳細的分析。

利用水力阻力公式，可以写出

$$u = \frac{1}{n} I^{1/2} H_{cp}^{3/2},$$

其中 $\frac{1}{n} I^{1/2}$ = 常数， $H_{cp} = \frac{\omega}{B}$ ——断面平均水深 (B ——水面宽度，为河槽蓄水量的函数)。

把 $H_{cp} = \frac{\omega}{B}$ 代入流速公式，即得

$$u = \frac{1}{n} I^{1/2} \omega^{3/2} B^{-1/2},$$

由此

$$\begin{aligned} \frac{du}{d\omega} &= \frac{2}{3} u \left(\frac{1}{\omega} - \frac{1}{B} \frac{dB}{d\omega} \right), \\ u_{\partial\partial\partial} &= u \left[1 + \frac{2}{3} \left(1 - H_{cp} \frac{dB}{d\omega} \right) \right]. \end{aligned}$$

面积的微分可以表示成 $d\omega = B dH$ ，其中 dH 为从断面最低点量起的断面水深 (不要与平均水深 $H_{cp} = \frac{\omega}{B}$ 相混淆) 的微分。

因而

$$u_{\partial\partial\partial} = u \left[1 + \frac{2}{3} \left(1 - \frac{H_{cp}}{B} \frac{dB}{dH} \right) \right]. \quad (9-8)$$

我們將按三种类型的河槽断面来解这个普遍公式。

对于有着垂直岸壁的矩形断面， $u_{\partial\partial\partial} = 1.67u$ ；对于三角形断面， $u_{\partial\partial\partial} = 1.33u$ ；对于由两个上凸的二次抛物线组成的断面， $u_{\partial\partial\partial} = 1.22u$ (在福赫海默的水力学教科书中，表示某些特殊过水断面的关系 $\frac{u_{\partial\partial\partial}}{u}$ 的式子是用不同的方法导出的)。

公式(9-8)表明：对于棱柱形河槽中的自由水流来说，汇流速度与流速成正比并随断面的形式而定。对于有垂直岸壁的河槽来说，这两个流速之比最大。一般说来，这个比值随着河滩的展宽而减小。

从方程式(9-8)可以得出一些重要的结论。断面平均流速随着河槽蓄水量增加得越快，则汇流速度与断面平均流速的差别愈大。假如水位升高时流速不变，则汇流速度就等于流速，假如平均流速减小，例如在水流漫滩时，则汇流速度将小于流速。

对于非回水河段，当上游来水流量缓慢变化时，汇流速度可近似地按所求得公式计算。在回水情况下，这种按照水面比降不变的假定所导出的公式就不适用了。同时也应当指出，对于非回水地段，公式(9-8)也只适用于规则的棱柱形河槽。在天然河流，只有通过对该河段上的洪水传播的水文测验资料的分析，以及用不稳定流的方法进行水力计算，才能求得可靠的流量汇流历时。

只有在流量变化很慢因而在任一时刻河段上的情况实际上接近于稳定流态时方能应用上述所得的比值。在流量变化较快时，过程线在沿着河槽推进时就会变形，由于不能确定进口断面和出口断面的过程线上的对应点，所以汇流时间就不能准确确定。

流量汇流速度的概念（在设计梯级水库时更有重要意义，关于这一点将在第十二章中详加讨论），不应与流速相混。在形成回水时，流速减小了而汇流速度则增大了。在回水地段上，只要略为增加水位就会使流量增加，因为流量的增加是靠水面比降的增加来实现的。既然在壅水很高时水面比降等于零，所以即使把比降增加几倍也几乎不会影响到水面的位置，如图83所示。固然，回水区水位升高的不显著可以由淹没宽度的增加所补偿。但是，在稳定流条件下，从流量 Q_1 相应的水面形状变为流量 Q_2 相应的水面形状所需的断面面积增量要比没有回水的情况下小得多。结果导数 $\frac{dQ}{d\omega}$ 是增大了，因而由方程式(9-7)所确定的汇流速度在回水河段要比在自由河段来得大。这个结论的物理意义在于，在回水时，河槽蓄水量不大的变化就能使河槽的流量发生变化。流量的汇流速度随着形成回水而增大也就是这种结果。

骤然看来，上述原则好象是不合情理的。泄流或洪水波沿着河流的推进是与自然水体的运动有关的，而这种水体的传播则随流速而定。在泄水波或洪水波的水量从上游流到所研究的断面以前，断面中的流量似乎是不会增加的。可是在实际上，这只对于干涸的河槽才是正确的。在这里，波前的传播速度和流速是一致的。在已经蓄水的河槽中，流入不多的水量就足以改变水面的形状，增大比降并使在水波形成以前蓄在河槽中的水量流动起来。在很深的水体中，这种现象特

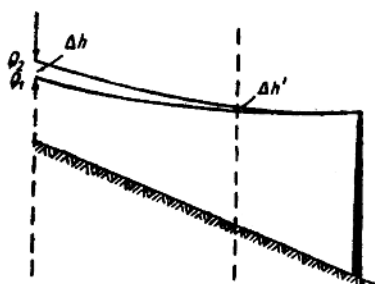


图 83 回水曲线示意图

别明显，因为在这种水体中，水面在任何流量下实际上都是水平的，而且流量的汇流速度很大而流速则很小。如果水体进口已开始来水，那末，要保持水位固定不变就必须立刻开放水体出口的孔口。此时，水体开始流出的水量显然不是从上游流入水体的水（在作为物理质点的意义上看），而这些水形成其强度在整个水体长度上随入流量而迅速变化的水流。充水量与通过的流量无关的满流管路的情形就是这样。只有增加管路出口的出水量时，才能增加进口的来水量。在管路中，流量的增加实际上在一瞬间就可传到了，但水质点的推进速度可能还是很小的。

如我們所指出的，“汇流速度”的概念的实际作用不大，因为它和河槽流量变化相当緩慢的假定密切联系着的。但是，这个概念在方法上却有很大的意义，因为它能清楚地表示出洪水波沿着天然的和受調节的河槽推进的过程。在利用汇流速度时，我們可以对回水河段对洪水情况的影响作出最明确和最清楚的理解。

§5. 洪水波沿河槽以及沿水庫的傳播

在前几节中所引用的关于明渠不稳定流水力学的簡短知識，使我們明了了随着洪水波的傳播所发生的一些現象。非回水河段上的这种現象的基本关系如图84所示。

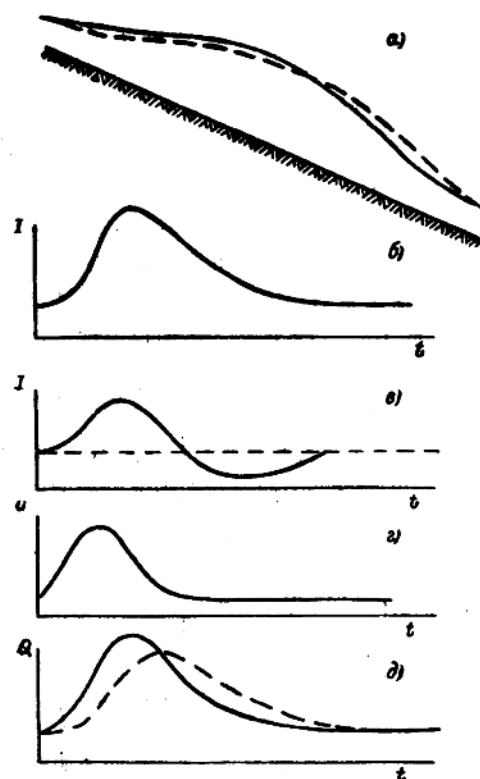


图 84 洪水波沿河槽傳播时各水力要素間的关系

这张图上的图“a”表示洪水波所通过的河段的纵剖面。图上画出了洪水波的两个連續的剖面(实綫和虛綫)。图b、c、d、e表示在洪水波通过的时间內在某个断面上所观察到的水力情况某些要素的变化。图b表示水位变化，同时表示在河底不变形时断面水深的漸化。(随着洪水波通过而发生的河槽变形，会略为改变水位与水深之間的关系。在本章中将不涉及河床学領域內的这种特殊問題。)研究了水位变化过程，可注意到洪水波的漲水一般比退水快。水流很快地到达了最高水位，然后再慢慢地回复到枯水状态。洪水的退落通常都呈平緩的曲綫，这是由于河槽中及滩地上存蓄的水量逐步泄出的緣故。图c表示水面比降与纵剖面的关系，从这张图上可以清楚地看出：波前的比降比波后的要大。在漲水时期，水面比降比枯水情况下的要大一些，而退水时期則相反。

水深与水面比降的变化过程决定着图e所示的流速变化过程。其变化的規律由下式得出：

$$u = \frac{1}{n} H^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}$$

其中 u ——断面平均流速； n ——糙率系数； H ——断面平均水深； I ——水面比降。

由公式可以看出，流速随水深和水面比降的增加而加大。因此，在洪水波沿河槽傳播时，可以指出两个特征性的現象。第一，由于洪水波波前的水面比降比波后的大，所以波前的傳播速度也比波后的大。其結果是洪水波的“展开”，也就是在沿河前进时历时加长，高度减低。第二，水深的不一致，洪峰附近水深的最大使洪峰的傳播速度比开始部分和尾部更快。其結果是洪水波的“扭曲”，也就是波前比波后前进得更快。显然，展开和扭曲的現象只在沒有支流加入和水力特征在整个河槽长度上比較稳定的較长河段上才能明显地看出来。展开現象和扭曲現象既表現在洪水波纵剖面的形状上，也表現在流量和水位的过程

綫上,如图84a、б、в所示。过程綫的峰愈尖,也就是不稳定流动的水量愈少,那末在其他条件都相同的时候,洪水波的变形也愈剧烈。在沒有支流的河段上(例如,伏尔加河在卡馬河口以下,烏拉尔河在伊列克河河口以下等等),都可以清楚地看到这种現象。

把河段某些断面上实测的洪水过程綫,与同一河段上的洪水波傳播的水力計算結果相比較,可以看出,在洪水上漲时实测流量通常都低于理論計算值,而在退水时則相反。看来,这种現象可以用河槽水以及与河槽水流有水力联系的滩地地下水之間的水量交換来解釋。在洪水的漲水时,随着滩地的被淹沒,滩地土壤(通常是透水的)被水飽和。洪水愈大,高水位持續時間愈长,那末滩地从河槽吸取的水量就愈多。洪水退落时則发生相反的現象:滩地的土壤把貯藏的水退回給河流。分析表明,由于地下水的流动較慢,出流的过程会延长到相当长的時間,結果提高洪水尾部的流量。这种現象的定量方面还没有充分地加以研究。

在回水条件下,洪水波沿水庫傳播的速度比非回水河段为大。其結果是在某些情况下使洪水波展开的作用减小,并使水庫下断面的洪峰流量比沒有坝的情况下的更大。这种关系是洪水通过时水位不变的回水地段所特有的。上面談到,在大洪水时許多徑流調節的水庫也会发生这种情况,因为在多水年份內,枯水期末放空了的庫容的充蓄比較迅速,而在洪峰流量通过时,水庫中已充蓄到正常高水位,这时蓄水量不再发生变化。(上面已經讲过,形成回水段后河道与滩地土壤之間的水量交換就会减弱。这个情况將略为削弱洪水波沿水庫推进时的展开作用。)

在洪水通过时用改变蓄水量的方法来調节洪水的水庫的工作情况就更复杂了。首先考察泄水能力不由閘門控制的溢流坝造成的水庫的工作情况。在这种情况下,下泄流量只取决于水庫蓄水量。从天然湖泊发源的河流的河源处的情况与此相似。在那里,流入河道的流量决定于河源的条件。从沒有閘門控制的坝頂溢流时,洪水波的变形过程如图85所示。图a为洪水波过程綫,实綫表示河川的来水,在点2达到了最大值;虛綫表示水庫或湖泊的出流过程綫,最大流量的位置移到了点3,天然流量过程綫与調节流量过程綫在这一点上相交,水庫也蓄到了最高水位。这些关系的直接原因是水庫在来水量超过出流量的时候总在蓄水。此后水庫就开始逐渐放空。图上的阴影面积1-2-3表示参与“削減”洪峰流量的庫容。在图б上(图85)洪水波的变形过程是以累积曲线来表示的。

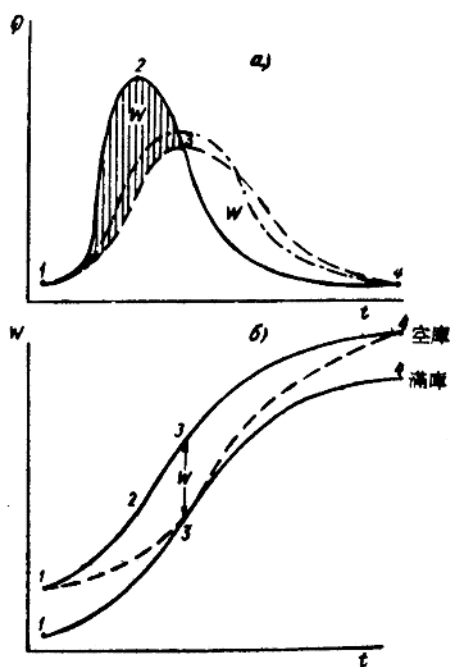


图 85 在自由溢流情况下的水庫工作示意图

在所研究的图形中,决定过程綫变形的唯一的因素是水庫泄水孔或防碍湖水出流的天然石檻的大小和泄水能力。为了表示溢流堰泄水能力对洪水变形情况的影响,在图a上用虛点綫表示了泄水孔比原方案中更大时的水庫出水过程綫。由图可見,最大流量增大了,