

中國科學院水利部水利科學研究院

研 究 報 告

2

水電站尾水管中曳流效益的研究
調壓塔涌波計算中的阻抗系數問題
水錘問題的圖解

水 利 出 版 社

1958年1月

目 錄

水电站尾水管中曳流效益的研究

提要	1
一、前言	1
二、排洪式水电站的分类	2
三、曳流、曳流效益及其应用	3
四、尾水管中曳流的試驗研究	6
五、曳流效益的計算	10
六、結論	10
参考文献	11
俄文提要	11

調压塔涌波計算中的阻抗系数問題

一、前言	12
二、現有文献中对阻抗系数 η 及涌波的計算	12
三、我們对涌波計算中阻抗系数 η 的分析	14
四、討論	16
五、小結	18
参考文献	19
俄文提要	19

水錘問題的圖解

提要	20
符号	20
一、引言	21
二、基本方程式	21
三、特性綫的方程式	21
四、圖解法	23
五、边界条件	24
六、例題	25
七、水力相似	29
八、總結	30
参考文献	30
俄文提要	31

水电站尾水管中电流效益的研究

王 立 言

提 要

本文包括与尾水管中电流有关问题的三个部分。

分析已有的和正在研究阶段中的新型的排洪式水电站，得出新的排洪式水电站分类表，应用这种分类表，可以找出新的复合类型的排洪式水电站。

实验室研究采用了两个不同比例尺的模型，选出电流水电站的新形式，即通过尾水管扩散段底部的电流水电站，这种形式的电流水电站，按水头计算的电流效益很好。

建议了尾水管扩散段底部电流水电站电流效益的无因次计算关系式。这个计算方法并适用于其它形式的排洪水电站做电流效益计算之用。

一、前 言

水电站设计有它一定的正常水位，超过这个水位就需要排洪，一般洪水是通过与电站隔离的浪水壩或排水底孔排出的。这些建筑物，一般是钢筋混凝土结构，其费用很大。其次，由于排水建筑物的单宽流量有限制，因此，排水建筑物的长度的增加（达10~40%），混凝土、钢筋及基础挖方同时加大，但是浪水壩的全部使用时间却很少。

另外，由于河床水电站壅水建筑物的局部蓄洪能力不大，时常需要放出大量洪水，下游河床对大量河水宣泄不畅，这样势必造成由于排洪致使下水位抬高。因此设计水头不能保持，因而减低了水电站的出力。

河道支流上的水电站受支流洪水或潮水顶托遇水的影响，也有因下游水位抬高，影响发电水头的现象，也就是影响水电站出力。

结合以上问题，产生了排洪式水电站。排洪式水电站是通过水电站厂房建筑物或两个机组之间排泄洪水的水电站，通过水电站厂房建筑物排出的洪水具有比水轮机排出的水流较大的流速。这个较大流速的水流在尾水管出口处，或在尾水管中与水轮机排水相作用，其结果，增加尾水管出水流速，就是发生所谓电流现象。这样就一部或全部地恢复了因下游水位升高而损失的作用于水轮机的水头，也就同时恢复了水轮机的出力（一般可以恢复水轮机出力15~40%），从而解决了上面所说的矛盾。

二、排洪式水电站的分类

研究排洪式水电站的人，同时研究不同形式的排洪式水电站的曳流效率、也研究了它们的分类问题。现有的排洪式水电站的排洪道的位置因要求不同而有圖 1 中所列十种。其分类方法因涵义不同有以下几种：

按排水道的有压無压分类的有：溢流式水电站（一般为壩内式水电站）和压力水道排洪水电站；按排水道与水电站厂房建筑物的相对位置來分的有：滾水壩式水电站、虹吸管式水电站和底孔式水电站；从兩股水流相作用的位置來分的有：尾水管外曳流式水电站和尾水管中曳流式水电站等名称。

由于地形限制和工作要求，也有不少結合不同类型不同方式的曳流，以达到射水增压以及排洪的效果。根据結構情况及曳流發生的位置，可以綜合为以下两个类型，共八种型式：

第一个类型的排洪式水电站是尾水管以外的曳流。由于曳流对于水輪机排出的水流發生作用的位置不同，可以分为五种型式：

1. 曳流自尾水管出口的上部与水輪机排出流相作用；
2. 曳流自尾水管出口的兩側与水輪机排出流相作用；
3. 曳流自尾水管出口的下部与水輪机排出流相作用；
4. 曳流自尾水管出口的切綫方向与水輪机排出流相作用；
5. 曳流沿尾水管外壁流动，水輪机排出流經過尾水管壁上的通路与之相作用。

第二个类型的排洪式水电站是曳流直接在水輪机的尾水管中，与水輪机排出流相作用。由于兩者的作用位置不同，可以分为以下三种型式：

6. 曳流在尾水管錐形段与水輪机排出流相作用；

7. 曳流在尾水管弯轉段与水輪机排出流相作用；

8. 曳流在尾水管擴散段与水輪机排出流相作用。

一般地說，第一个类型的排洪式水电站建筑物，即在水电站尾水管以外的曳流与水輪机排出流在尾水管口或管壁附近相会；第二个类型排洪式水电站与第一个类型所不同

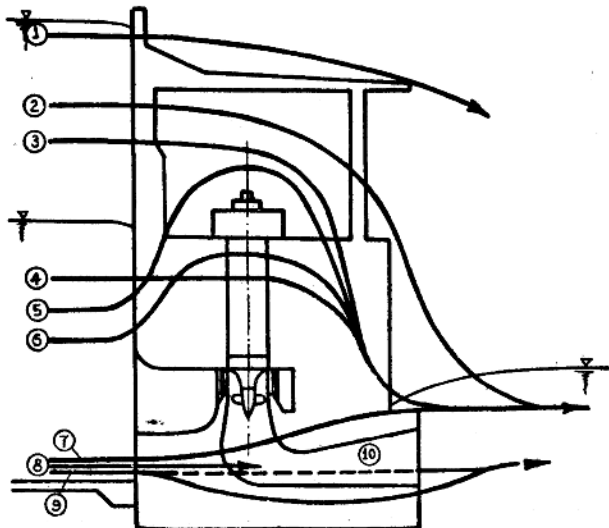


圖 1 不同方式通过水电站厂房的排洪道

的，乃是曳流引入尾水管中，与水轮机排出流在尾水管内相会；当第二个类型的曳流管位置接近尾水管出口的时候，其曳流情况接近第一个类型的曳流情况。

综合以上两个类型中各种型式的排洪式水电站可以做出排洪式水电站分类表（表 1）。在表中左侧第一行表示排洪式水电站的基本形式；上部第一列表示没有曳流作用的排洪式水电站。由于不同型式的配合所得到的复合型式排洪式水电站式样，都表示在中央三角形面积中。表中所列的都是已有的排洪式水电站型式。表中每种组合都有自己的固定位置，同时有了分类表可以找到那些到目前为止还没有被采用的新的组合型式，通过试验及实际应用的结果，可以估计他们的可能发生的曳流效益及排洪能力。

表 1 排洪式水电站的基本类型及其复合型式分类表

	0	普通排洪式水电站 (没有曳流作用)										
尾水管以外的电流	I	尾水管口以上电流的排洪式水电站										
	II	尾水管口两侧电流的排洪式水电站										
	III	尾水管口以下电流的排洪式水电站										
	IV	尾水管口变流的排洪式水电站										
	V	通过尾水管变流的排洪式水电站										
尾水管以内的电流	VI	尾水管锥形段变流的排洪式水电站										
	VII	尾水管直管段变流的排洪式水电站										
	VIII	尾水管扩散段变流的排洪式水电站										
			0	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	
		名 称	基 本 类 型			複 合 型 式						

三、曳流、曳流效益及其应用

曳流效益实际上是一股流对另一股流作用的结果，这里作用的流称作曳流，受作用的流是（水轮机）排出流。近来还有人研究由于尾水管出水流速造成尾水管口水位的下降，称之为自曳流。总之，如果只有一股流或一种性质的流，那么就无所谓曳流效益。因此，我们认为用“射流效益”是表达不出其工作内容的。

曳流的应用于技术科学上，始于1851年，到1863年才有理论研究的文件。到现在为止曳流的应用大概有表 2 中所列的几个方向（图 2）：

表 2

	应 用 情 况	电 流	排 出 流
1	機車烟筒抽風	蒸 空	煤 空
2	風洞加速器	气 气	烟 气
3	內燃机化油器	空 气	油 气
4	曳流揚水机	水 水	水 泥
5	水下挖泥设备	空 气	水 气
6	風力曳流电站	水	水
7	曳流式水电站		

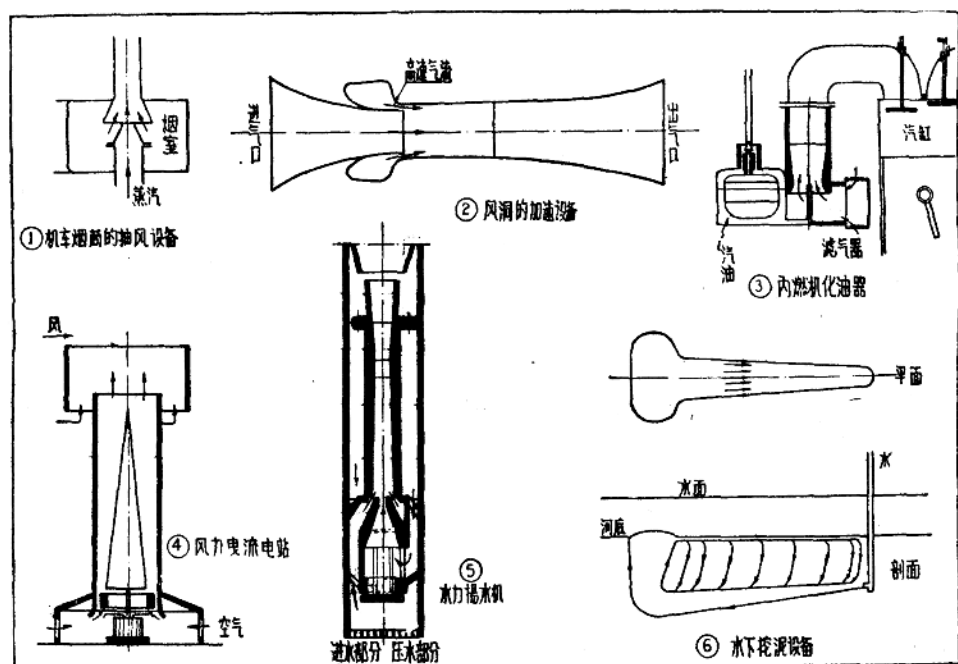


圖 2 曳流在技術科學上的應用

計算曳流效益的公式一般采用下列的形式：

$$\mathfrak{E}_E = \frac{E_0 - E_T}{E_T} \cdot 100\% \quad (1)$$

式中 $\mathfrak{E}_E$ ——曳流效益以百分數計；式中的 E 可以是作用於水輪機的水頭 (H) (這個水頭數值一般采用水電站進水斷面水位與尾水管出水斷面水位間的水位差表示)；可以是動力抽降 (H_p)；可以是水輪機組的轉數 (n)；可以是通過水輪機的流量 (Q)；可以是水輪機組的出力 (N)；也可以是水輪機組的效率 (η)。

E_0 ——在曳流作用時所量到的 H 、 H_p 、 n 、 Q 、 N 或 η ；

E_T ——在不使用曳流時在機組上所量到的 H 、 H_p 、 n 、 Q 、 N 或 η 。

另一种表示电流效益的公式为

$$\frac{\Delta E}{E}$$

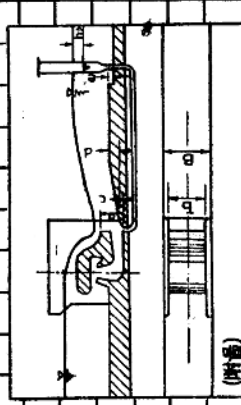
(2)

式中 E 字意义与上同, ΔE 为电流作用时 E 的增加值。

已有的各种型式排洪式水电站, 从不同因素上看的电流效益见表 3。

表 3 各种排洪式水电站的电流效益

类型	名称	水流情况	尾水管				下水位(见附册)				电流设备				电流效益				模比
			N_0 (kW)	H_0 (m)	Q_0 (m³/s)	D_0 (mm)	B (mm)	C (mm)	d (mm)	e (mm)	a (mm)	t (mm)	n_3 (%)	β_3 (%)	α_3 (%)	ΔH (%)	ΔE (%)	E (%)	
I	尾水管口上部电流	1 溢流式	14.0	1650	6.4	16.0	0.45	2.77	1.07	10.77			77.2	4.68	4.28				1:52
		2 ---	14.0	1650	6.4	16.0	0.45	2.77	1.07	12.9			77.0	4.67	3.43				1:52
		3 压力管道式	6180		10.0	21.9	23.0	8.47					364	1080	191	44.32			1:50
		4 ---	6000		10.0	21.9	23.8	8.47					258.785 4.037.88	1130	189	44.49			1:60
II	尾水管口侧面电流	5 闸墩式	15500	7.4	2500								12.5	27.5	1250	500	10 25		
		6 ---														50.0	25.0	600	
III	尾水管口下部电流	7 压力管道式	30.0			24.0	16.0					13.0	24.0	16.0	0.72	41.175			
		8 ---	30.0			24.0	16.0					13.0	24.0	16.0	0.55	41.1.10			
IV	尾水管口电流	9	43.3	1020												35.0			3.0 1:24
		10	7.2	27												30.0			6.0 1:10
		11	7.5	19												48.0			5.6 1:94
V	通过尾水管壁电流																		
VI	尾水管锥形段电流	12 有调节器环式	375															23.0	
		13 无调节器环式																1000	
VII	尾水管弯转电流	14	8830	7.92	1250											20.0			8.3 8.5
		15	62.6	240														280	
VIII	尾水管扩散段电流	16	66.2	280	291	59.5	4.5	4.5								12.5			17.0
		17 扩散段进口环式	60	244		110										42.5			283



总的来看，尾水管外曳流型式的排洪式水电站厂房建筑結構复杂，或由于装置排洪水道影响机组布置，同时为了造成同样的曳流效益，需要較大的排洪水量。閘墩式水电站（Ⅱ型）在这个类型中，从这一观点来看，缺点較少。

尾水管中曳流的排洪式水电站，不要求改变与机组布置有关的厂房結構，在施工时期可以利用曳流管排泄施工導流流量。在水电站运转时期除了利用曳流管排洪以外，还有排沙的可能（如通过异重流），借以增加水库寿命；为了造成同样的曳流效益需要排洪量較小。

到目前为止，尾水管中曳流的排洪式水电站在水电站水工建筑物中还没有广泛地被实际采用；一部分原因，固然由于河床式水电站水库的調節能力較小，需要排出大量洪水，应用这些大量洪水用表面曳流足以达到水电站需要与可能恢复后的水头；另一个理由就是对于尾水管曳流的研究，还感不足。

排洪式水电站尾水管中曳流与一般应用曳流的设备有根本上的区别：第一，曳流所引用的水头受水电站上下水位的限制；第二，水轮机排出流本身是在运动着的，而且这种运动还是几乎随时都带有迴轉前進的运动，这些运动的存在与曳流无关；第三，曳流通过水轮机的尾水管而發生曳流作用，但尾水管的形式，一般不是根据如何可以得到最大曳流效益的条件而設計，乃是依据水轮机組的最优效率和水电站机组段的結構条件而确定的。在这种复杂的运动中，在預先肯定了尾水管的形式之下，尾水管中曳流的理論研究嚴重地受到阻碍，因之相当程度地說明了尾水管中曳流理論計算暫缺的原因。所以必要的和相当精确的解法，应该在積累了模型实验和原体实验材料的基础上进行。

本文初步地研究了尾水管曳流的一种新的形式，其目的在于：1.取得較高的曳流效率；2.通过尾水管排出較大的洪水流量；3.研究曳流对于水轮机排出流的影响；4.探求比較簡單的計算方法。

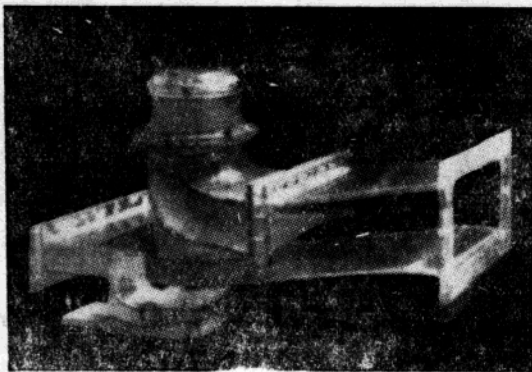
四、尾水管中曳流的試驗研究

实验室試驗研究是在兩套模型设备上进行的。

小模型设备的尾水管進口直徑为 30 公厘，大模型设备的尾水管進口直徑为 100 公厘。

在大模型实验中采用了 Π_p-70 式水轮机，为了測驗出力裝有电动制动机。在小模型设备中，沒有裝水轮机，而以軸向導水瓣使水流發生迴旋运动。兩套模型都应用有机玻璃制成〔照片（一）〕。

小型实验设备做初步选样之用，以期得到較好的結合形式，該



照片（一）

设备的下水位水槽較長，为尾水管进口的22倍，可以很明顯地观测出下水位压坡綫的变化。

在小模型设备上，試驗了两种形式的尾水管：第一种采取了簡單化了的形式，即全部为等直徑的圓形断面，但曳流管的形状不同，所有曳流管断面面积与尾水管断面之比为1:2。曳流管裝置在尾水管的弯轉部，或尾水管水平部分的下方。

試驗研究結果指出：在曳流管与尾水管水平部分的下方結合时，水輪机与曳流管所放出的总流量为最大。同时看出裝在尾水管上的曳流管的断面形状影响尾水管入口处的压力变化，亦即影响曳流效益。当曳流管放水时，在尾水管进口处的压力比較尾水管单独放水时压力增加：說明了在等直徑圓形尾水管中加入曳流时發生的曳流效益。

小型模型試驗设备中第二部分，采用了列寧格勒大林金屬工厂水輪机研究站（ГИС）的第4型第3号尾水管弯轉段。該管的特性是管高 $h=2.3D_1$ ，管長 $L=3.5D_1$ ，效率 $\eta=85.8\%$ （在 $n_1=130$ 轉/秒时）。

应用这种尾水管研究了三种曳流管与尾水管結合的位置，即：与尾水管擴散段底部接合的曳流；与尾水管擴散段頂部結合的曳流和与尾水管弯轉段下部結合的曳流。

在三种情况下，模型当曳流管放水时，尾水管进口处負压增加。而以曳流管裝于尾水管弯轉段下部时，尾水管进口处在測压管中所示抽降最

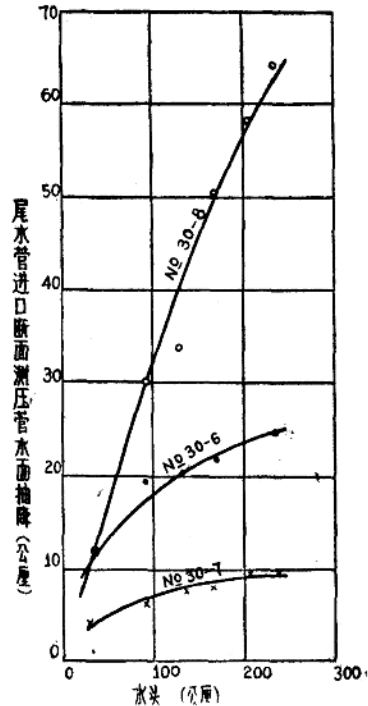


圖3 尾水管近口断面测压管水面抽降与水头的关系

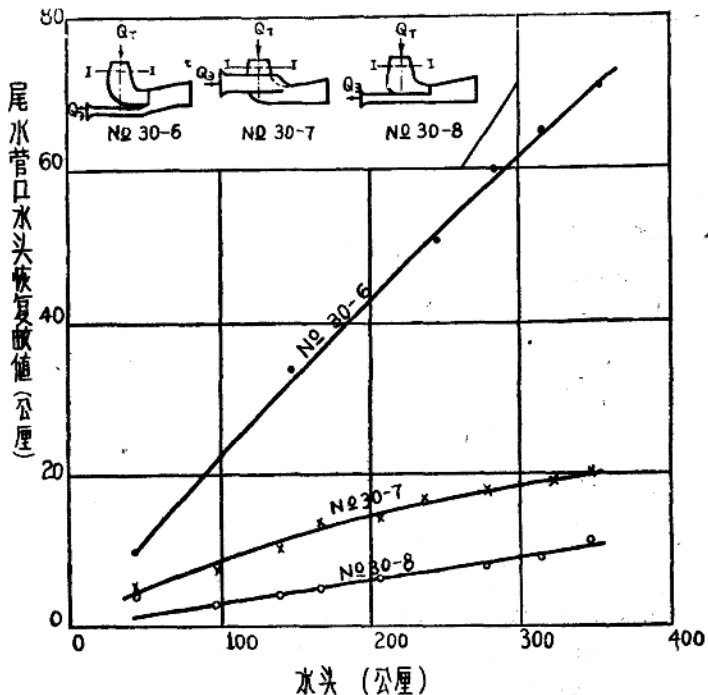


圖4 尾水管口水头恢复与静水头的关系

大；以曳流管裝在尾水管擴散段上部時，測壓管中所示的抽降最小（圖 3）。

觀測尾水管出口水面下降情形以曳流管裝在擴散段底部時為最大；在曳流管裝在尾水管彎轉段處時，發現尾水管出口水面下降的位置向下游移動，認為這是由於在發生曳流現象時在尾水管出口處發生表面迴流所致（圖 4）。

在小型模型設備上試驗結果指出：曳流管裝在尾水管的擴散段所得按水頭計算的曳流效益為最高。

在直徑為 100 公厘的水輪機組上，因為尾水槽很短，觀察尾水位下降不方便，乃選水頭及下水位為常數（ $H=420$ 公厘），從水輪機出力的變化來做比較。這樣研究了裝在尾水管擴散段底部曳流的六種情況（圖 5），曳流管的流量由 4.5 到 20.2 秒公升。

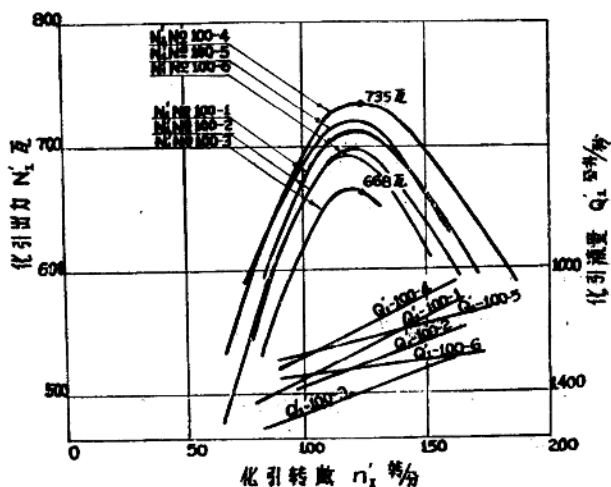
由水輪機轉數特性曲線上得到按出力計算的曳流效益（曳流量為水輪機流量的 2.1 倍時 $\Delta N = 3.5\%$ ，為 1.25 倍時 $\Delta N = 14\%$ ），（圖 5）按流量（ ΔQ ）計算，按尾水管進口的動力抽降（ ΔH_p ）

計算都是正值。顯示小型模型試驗研究所得的結論是正確的。

肉眼觀察指出，當曳流管放水時，曳流把水輪機排水推向尾水管擴散段的頂板（照片（一）a），這時水輪機排出流在擴散段流動時，就如同在沒有擴散段的情況下進行一樣。這現象很難使人相信曳流本身對水輪機排出流沒有妨礙。依照這種情況製造了一個尾水管擴散段（照片（三）），其底板與頂板平行，該模型底板恰好約在上述兩股水流的分界處。應用這個模型放水試驗後，其結果水輪機出力減少 9.1%，這個試驗再度證明我們所提出的這種排洪式水電站有正的曳流效益。

在大模型試驗時曾進行電影照相（照片（二）a, b），初步整理結果，得到在曳流管放水時在尾水管中水流的內部運動的特性如下：

1. 在尾水管的擴散段中曳流本身有擴散現象，這種擴散現象並受水輪機排出流速的影響。在這種情況下擴散角的最小值約為 $\alpha=5^\circ$ 強。
2. 擴散段中，曳流與水輪機排出流接觸處，水輪機排水流速較接觸面以上的流速為大，在試驗的情況下其值約為 0.62 秒公尺。



$$\Delta \eta \text{ в } \% = \frac{735 - 668}{735} \times 100 = 9.1\%$$

圖中：№ 100-1——普通尾水管曳流管不放水；
 № 100-2——曳流管出口開啟，但曳流管不放水；
 № 100-3——尾水管擴散段底板平行頂板（見圖 8）；
 № 100-4——曳流管放水時 $Q_d/Q_T = 2.06$ ；
 № 100-5——曳流管放水時 $Q_d/Q_T = 1.25$ ；
 № 100-6——曳流管放水時 $Q_d/Q_T = 0.48$ 。

圖 5 水輪機轉數特性曲線

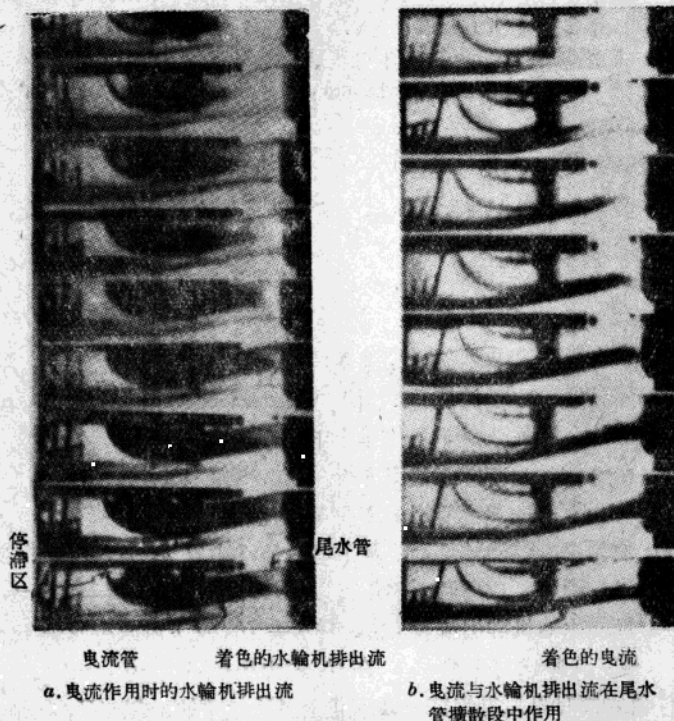
一般意見，尾水管中曳流效益，由尾水管進水斷面的壓力管水面抽降表示之，但在試驗中指出這種指標當曳流管裝在尾水管彎轉段時較為顯著。但是，當曳流管裝在尾水管擴散段時，則曳流效益不僅表現在尾水管進口斷面上測壓管水面的抽降，同時也表現在尾水管出口斷面下游水位的下降。在這種情況下，表現在尾水管出口的尾水位下降的數值，在一種情況下比尾水管進口抽降數值為小，在另外一種情況下比尾水管進口抽降數值為大。

基於上述的模型試驗研究結果得出以下幾點結論：

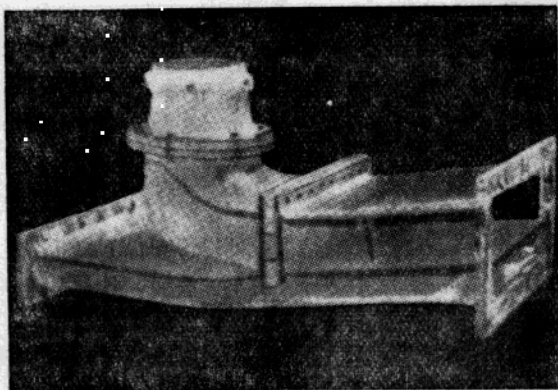
1. 利用小模型做曳流試驗的定性研究是可能的。從小模型試驗所得到的結果，可以用作初步選擇之用。

2. 尾水管擴散段中的曳流，是以把能量傳遞給水輪機排出流的方式進行的。因此在尾水管擴散段底部的曳流，在尾水管擴散段中改變了水輪機排出流的內部結構。

3. 曳流效益因兩股水流的混合程度而異。在兩股水流平行進行時，其間混合的可能較少，所以曳流效益也低；當兩股水流交角增加，則曳流效益亦隨之增加。但是，很明顯，在尾水管中這個夾角應該是有限度的。



照片(二)



照片(三)

五、曳流效益的計算

根据試驗研究的結果，为了决定按水头計算的曳流效益，建議三个無因次的关系式，应用这些关系式，可以進行必要的曳流計算。这些关系式如下：

$$A_0 = \frac{Q_0}{Q_T + Q_0} \quad (3)$$

$$B_0 = \frac{\Delta H}{t} \quad (4)$$

$$C_0 = \frac{H_0 + \Delta H}{t} \quad (5)$$

式中 Q_T ——水輪机排出流量；
 Q_0 ——曳流流量；
 H_0 ——水头、相当于上下游水位差；
 t ——下游水位深度；
 ΔH ——尾水管出口断面尾水位的下降。

应用模型試驗結果，按照上述各关系式以 A_0 为横坐标， B_0 为縱坐标， C_0 为等值綫制成圖 6。应用圖 6 可以按以下步驟求得 ΔH 進一步按式 1 或 2 去計算曳流效益。已知水輪机排出流量 Q_T 、靜水头 H_0 及下游水位水深 t 时，可以从 B_0 中求出 ΔH 值。为此应当先求 C_0 。在 C_0 式中先令 $\Delta H = 0$ ，由 A_0 及 C_0 关系在圖中得出 B'_0 值，同时可以得出第一次近似值 $\Delta H_1 = B'_0 t$ 。以 ΔH_1 这个近似值代入 C_0 式得新 B''_0 值及第二次近似值 $\Delta H_2 = B''_0 t$ 。

計算結果指出，一般 ΔH 計算可止于第二次近似值，不需要繼續進行。

为了校核上述关系式的正确性，曾采用其它試驗室已有的試驗成果進行分析（包括本文所示分类表中的 I B、I C、I E 及 III）（圖 7、圖 8、圖 9），所得的圖形都有規律，說明本文所列的关系式是適用於一般排洪式水电站曳流效益的計算和分析的。

六、結 論

由于理論与試驗研究的結果，可以得到以下的几个結論：

1. 已有的排洪式水电站分类法不够全面，各种类型的排洪式水电站之間有一定的相互关系。

2. 曳流影响尾水管進口測压管水面的抽降，因曳流管与尾水管接合的位置的不同的而异。

3. 試驗研究在尾水管擴散段底部的曳流管裝置，其曳流效益按各种指标 都得正值，按尾水管進口断面測压管水面抽降計算，曳流效益为 19%；按尾水管出口水位下降計算，曳流效益为 21%（按公式 2 計算）。

4. 为尾水管擴散段底部曳流的排洪式水电站，按水头計算曳流效益提出無因次关系式的計算方法，可以推廣到其它型式的排洪式水电站，作为按水头計算的曳流效益計算之用。

С О Д Е Р Ж А Н И Е

1. Александров Б. К.—Развитие конструкций водосливных гидроэлектрических станций. 1949 г.
2. Ван Ли-янь—Исследования эжекции в отсасывающую трубу ГЭС. (Кандидатская диссертация) 1956 г.
3. Егоров С. А.—Эжекция в нижний бьеф гидростанций. 1946 г.
4. Каменев П. Н.—Гидроэлеваторы и другие струйные аппараты. 1950 г.
5. Качановский Б. Д.—Определение эффекта эжекции при пропуске паводков через донные отверстия ГЭС. Изв. ВНИИГ'а, т. 34, 1936 г.
6. Кумин Д. И.—Максимальный эжекционный эффект в водосливных гидростанциях. 1950 г.
7. Кумин Д. И.—Определение эжекционного эффекта в гидростанциях с эжекторами во всасывающих трубах. Изв. ВНИИГ'а, т. 32, 1947 г.
8. Лаунман П. П. и Томашевич—О типах гидроэлектростанций совмещенных с водосбросами. Г. Т. С. № 1, 1957 г.
9. Мустафин Х. Ш.—Гидравлические лабораторные исследования гидростанции, размещенной в теле водосливной плотины. (кандидатская диссертация) 1951 г.
10. Pavel D.—Studiu turbineiilor pentru Nziine fluviiale. Hidrotehnica, № 9, 1951.
11. Перфильев В. В.—Изучение мер борьбы с подением напора на гидростанциях. Изв. ВНИИГ'а, т. 4, 1932 г.
12. Перфильев В. В.—Опытное исследование турбины с эжекторами во всасывающей трубе. Изв. ВНИИГ'а, т. 7, 1932 г.
13. Smit J. A.—Preventing loss of power due to high backwater. Eng. news record, Vol. 88, 1927.
14. Слиссский С. М.—Расчет водосливной эжекции. Г. Т. С. № 6, 1951 г.
15. Слиссский С. М.—Эжекция в нижний бьеф на совмещенных гидроэлектростанциях, 1953 г.
16. Слиссский С. М.—Расчет эжекции на совмещенных гидроэлектростанциях с напорными водосбросами. Труды МЭИ им. В. И. Молотова, вып. X, 1954 г.
17. Schulz A. B.—A new type of run-of-river power station. Water power, may, 1953.
18. Сизов Г. Н.—Работа затопленной гидромониторной струи. 1952 г.

ИССЛЕДОВАНИЯ ПО ЭЖЕКЦИОННОМУ ЭФФЕКТУ В ВСАСЫВАЮЩЕЙ ТРУБЕ ГЭС

Ван Ли-янь

Резюме

Работа составляется из трех частей, связанных с вопросом эжекции в отсасывающую трубу ГЭС.

На основании анализа существующих схем классификации совмещенных ГЭС и новых вариантов, находящихся в стадии исследования дана новая схема классификации совмещенных ГЭС в таблице, спомощью которой может быть найден и новый комбинированный вариант, который пока еще не был разработан и внесен в таблицу.

В результате лабораторных исследований на двух моделях в разных масштабах был подобран новый вариант совмещенной ГЭС с подходом эжектирующего потока на дно диффузора отсасывающей трубы, имеющей лучший эффект эжекции по напору.

Для определения эффекта эжекции по напору при случае размещения эжектора в нижней части диффузора отсасывающей трубы даются расчетные рекомендации с использованием безразмерных параметров. Предлагаемая методика может быть применена для расчета эффекта эжекции по напору и для других случаев совмещенных ГЭС.

調压塔涌波計算中的阻抗系数問題

吳 培 豪

一、前 言

近代在設計調压塔时，为了减少水能損失或節省建筑費用等，常常將調压塔与引水道用連接管相連（圖3④等）。这样一种調压塔算不算做有阻抗的呢？好些人認為这类調压塔是簡單式的（参考文献1、2）。实际上，当輸水道很短、水头損失很小时，誤差是很大的。規範中認為有阻抗不大的連接管的調压塔，可算做簡單式（参考文献3）。但怎样才算阻抗不大呢？也有很多人認為，只有当連接管的面积小于輸水道面积时，或者在連接管中加隔板等附加阻抗，調压塔才算是有阻抗的。

从上述可見，对調压塔的阻抗性質与如何确定阻抗系数，迄今为止，尚沒有取得一个一致的明确的看法。在碰到一些較复雜的情形，如圖3④式調压塔时，就难于确定它的阻抗系数。这就引起了工程設計中的困难，設計者便往往按自己的理解去進行設計，使結果發生誤差。

为了使設計应用等方便起見，在各种書籍文献中，常常將有阻抗的調压塔的涌波計算制成圖表，如参考文献4、5、6等。但可惜的是，在上述書籍中阻抗系数的定义是模糊不清的，有的地方与圖表有矛盾，这就影响了正确的去应用这些圖表。

为此，本文想从理論上对这一問題作一分析。文中只研究滿負荷全弃到零的情况，提出个人对調压塔阻抗及阻抗系数的一些看法与建議，以供大家討論。

二、現有文献中对阻抗系数 η 及涌波的計算

現有文献中对此問題所以沒有闡明，主要是因为有些作者忽視了水流經过調压塔的速度水头对調压塔水位的作用，或者把不稳定流时水流進入調压塔中的阻抗損失与水流經过調压塔时的速度水头兩者之間的关系混淆起來。

造成以上原因是由于在确定調压塔的阻抗系数时，沒有从水流动力方程式与負荷未丢弃前的水流条件联系起來分析，所以我們下面將簡單地叙述一下一些常用書籍中对計算涌波时所采用的方程式与水流条件，以便明了他們的不正确的原因。

1 莫罗佐夫的公式

莫罗佐夫所用的基本方程式如下(参考文献4):

$$\left. \begin{aligned} -z + (1 + \eta)h_w + \frac{L}{g} \frac{dv}{dt} &= 0 \\ vf &= -F \frac{dz}{dt} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中 $\eta = \frac{k}{h_w}$ ——在同一流量下阻抗上的水头损失 k 与隧洞摩擦水头损失 h_w 之比;

$$h_w = \frac{Lv^2}{c^2 R} L \text{——引水道長;}$$

v ——引水道中流速;

z ——水位;

t ——時間;

f ——引水道面積;

F ——調压塔面積;

g ——重力加速度。

当 $t=0$ 时, $v=v_0$; $z=h_{w0}$; 当 $v=0$ 时, $z=-z_{M0}$ 。

以上列二条件解(1)式, 可得最后計算涌波的公式如下:

$$1 - (1 + \eta)x_m = [1 - (1 + \eta)\eta x_0]e^{-(1 + \eta)(x_0 + x_m)} \quad (2)$$

$$\text{式中 } x_m = \frac{z_m}{s}, \quad x_0 = \frac{h_{w0}}{s}, \quad s = \frac{Lfv_0^2}{2gFh_{w0}}.$$

根据公式(2), 莫罗佐夫制成了計算涌波的圖。

2. 克里夫琴可的公式

在“水力計算手冊”中, 克里夫琴可应用了如下方程式(参考文献5)●:

$$\left. \begin{aligned} -z + h_n + h_r + \frac{L}{g} \frac{dv}{dt} &= 0 \\ fv &= -F \frac{dz}{dt} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中 h_n ——水流進入引水道, 沿引水道全長及進入調压塔水头損失之总和;

h_r ——水流經過引水道与調压塔連接管的局部損失。

$$\text{又, } \eta = \frac{h_r}{h_n}$$

其中 h_n ——水庫与調压塔水位差, 換句話說, $t=0$ 时, $z=h_{n0}$ 。

但克里夫琴可沒有从他自己所寫的方程式及 η 的定义推導出最后的公式, 而是直接引用了福格德的解:

● 原書中公式(10~106)及(10~107)即本文中(3)(4)兩式, 但原書中符号錯了。

$$\frac{x_M}{1+\eta} = \frac{\varepsilon}{2(1+\eta)^2} - \left(\frac{\varepsilon}{2(1+\eta)^2} - \frac{1}{(1+\eta)} \right) e^{-\frac{2(1+\eta)}{\varepsilon}(x_M+1)} \quad (4)$$

式中 $\varepsilon = \frac{Lfv_0^2}{gFh_A^3}$, $x_M = \frac{z_M}{\varepsilon}$ 。

手册中所列的计算涌波曲线图，就是根据福格德公式得出的。

3. 莫斯特柯夫的公式

在莫斯特柯夫的“水力手册”中用了 ε 及 η_1 两个符号（参考文献6）。

$$\varepsilon = \frac{h_A}{z_0}, \quad \eta_1 = \frac{h_{w1}}{z_0}, \quad \text{而 } z_0 = Q_0 \sqrt{\frac{L}{gfF}}$$

式中 h_A ——引水道中的水头损失； h_{w1} ——水流进入调压塔时的阻抗损失。

以上所述，仅为一些常用的书籍中对 η 的定义。此外，在别的文献中也有类似情形，或者对 η 没有下一个明确的定义或下得不正确，这里不再一一列举。

三、我们对涌波计算中阻抗系数 η 的分析

如以调压塔中水位高于水库水位者为正，则水流动力方程式如下：

$$z + h_M + h_L + h_f + h_l + \frac{v_0^2}{2g} - \frac{v_A^2}{2g} + \frac{1}{g} \frac{dQ_1}{dt} \Sigma \frac{L}{f} + \frac{1}{g} \frac{dQ_3}{dt} \Sigma \frac{l}{F} = 0 \quad (5)$$

式中 h_M ——从水库到调压塔前局部损失总和；

h_L ——沿引水道全长的摩擦损失；

h_l ——调压塔内水头损失；

h_f ——水流从引水道进入调压塔的水头损失，其值随连接形式及流量比 $\frac{Q_3}{Q_1}$

而变。

因为在一般情形下， h_l 及 $\frac{v_A^2}{2g}$ 极小，而调

压塔面积又往往远大于引水道， $\frac{v_0^2}{2g}$ 也极小，所

以在满负荷全开情况下，(5)式常可简化为：

$$z + h_M + h_L + h_f + \frac{L'}{g} \frac{dv}{dt} = 0 \quad (6)$$

式中 $L' = f \left(\Sigma \frac{L}{f} + \Sigma \frac{l}{F} \right)$

负荷未丢弃前， $t=0$ 时， $v=v_0$ ($Q=Q_0$)，调压塔中水位为：

$$z = -h_0 = -(h_M + h_L + h_f) \quad (7)$$

式中 $h_f = \xi \frac{v_0^2}{2g}$ ——在负荷未丢弃前，调压塔前测压管中能头与调压塔水位差（图

3①）。

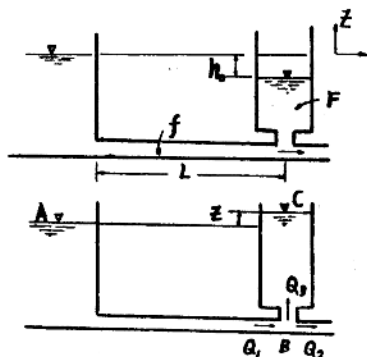


图1

(6)式亦可改寫成一般常見的形式如下:

$$z + (1 + \eta)h_0 \left(\frac{Q}{Q_0} \right)^2 + \frac{L'}{g} \frac{dv}{dt} = 0 \quad (8)$$

試比較(6)、(8)兩式可知:

$$\eta = \frac{\Sigma h - h_0}{h_0} = \frac{h_f - h_\xi}{h_0} \quad (9)$$

用(7)、(8)兩式再加上水流連續方程式, 及當 $Q=0$ 時 $z=z_M$ 的條件, 可得到最後計算涌波的公式如下(用勃朗烏氏符號表示):

$$1 - 2(1 + \eta)x_{M*}h_{0*} = [1 - 2\eta(1 + \eta)h_{0*}^2]e^{-2(1 + \eta)(x_{M*}h_{0*} + h_{0*}^2)} \quad (10)$$

式中 $x_{M*} = \frac{z_M}{z_0}$, $h_{0*} = \frac{h_0}{z_0}$, $z_0 = Q_0 \sqrt{\frac{L}{gfF}}$.

現在來討論一下阻抗系數 η 值。根據(9)式可知(圖2):

假如 $\Sigma h < h_0$, 式 $h_f < h_\xi$,

則阻抗系數為負;

$\Sigma h = h_0$, 或 $h_f = h_\xi$,

則阻抗系數為零;

$\Sigma h > h_0$, 或 $h_f > h_\xi$,

則阻抗系數為正。

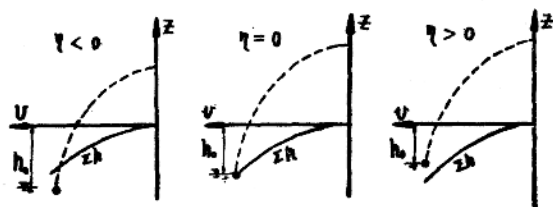


圖2

h_f 與 h_ξ 兩值在物理意義上是截然不同的。 h_f 是代表水流在調壓塔前(測壓管B)的能頭與進入調壓塔後的能頭差(圖3①); 而 h_ξ 代表滿負荷全奔前(水流不進入調壓塔)水流經過調壓塔時, 調壓塔前(測壓管B)的能頭與調壓塔中的水位差。

在任何調壓塔中, h_f 都不等於零, 換句話說, 水流進入調壓塔都要有一定損失, 即任

何調壓塔在這種意義下都是有阻抗的, 但它的阻抗系數卻可以等於零, 或甚至為負。

h_f 既然是水流進入調壓塔的損失, 則 h_f 所代表的水頭是全部損失了的; 但 h_ξ 所代表的水頭有時是全部損失, 有時全部沒有損失。茲舉例說明如下:

如圖3①式調壓塔, $\eta = \frac{(\zeta - \xi) \frac{v_0^2}{2g}}{h_0}$, 在一般情形下 ζ 與 ξ 值均接近於1, 故 η

≈ 0 。在這種情形下, h_ξ 是全部損失了的。

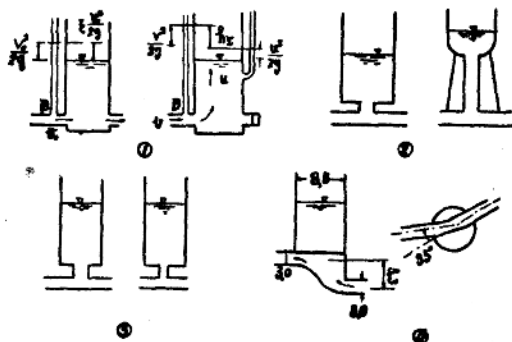


圖3