

河流洪水数值预报在流体力学基础上的论证

庞炳东

(中国气象局气象干部培训学院,北京 100081)

摘要:用流体力学的基本理论,论证了河流洪水的基本特性:洪水漫滩后,主槽过水能力降低;由于主槽过水能力降低,上游来水形成雍水;河流洪水运动的有旋性;河流洪水能量的耗散性。提出联解流体力学的基本方程组进行数值洪水预报。

关键词:数值洪水预报;流体力学;水流粘性;能量耗散;雍水现象

中图分类号:P338 文献标识码:A 文章编号:1000-0852(2015)04-0001-06

1 引言

我国多数河流流入冲积平原以后具有河漫滩的断面形态。复式断面河流洪水和单一河槽洪水的水流运动特性有很大差异。以往,对洪水水流特性的研究甚少。研究洪水水流特性对认识河流洪水、认识自然规律是很重要的,认识自然规律对防洪也是很重要的。

研究河流洪水有两个主要变量,水位与流量。水位流量关系曲线通常呈绳套形态,人们解释为洪水的涨冲落淤。而相同流量的洪水的绳套形态又不重合。点绘长江汉口站 1998 年 7~9 月 39 次实测洪水的水位流量关系曲线,见图 1。

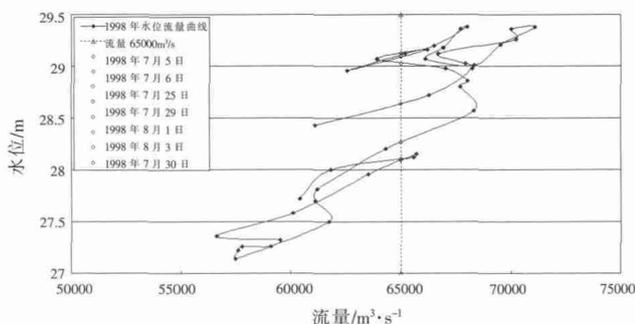


图 1 长江汉口站 1998 年 7~9 月洪水水位流量关系曲线
Fig.1 Stage-discharge relationship of the Hankou station from July to September in 1998

从图 1 的曲线中,很难寻找到水位流量的单一函数关系。从图 1 中截取 65 000m³/s 流量的 8 次洪水,其相应水位从 28.09~29.12m 不等。水位差 1.03m,势能差 10 094J。

水面线就是河流的势能线。相同流量,出现不同的水位,就意味着相同流量具有不同的势能,水流势能是水位流量关系中的一个因变量。

2 研究资料与方法

在本人和其他学者的实验室资料的基础上,用流体力学基本理论进行论证。用长江汉口站 9 次、渭河华县站 6 次、渭河临潼站 7 次、黄河花园口站 2 次、黄河夹河滩站 1 次洪水实测资料进行验证。

3 主要成果

河流漫滩洪水具有以下的基本特性。

3.1 洪水漫滩后,主槽过水能力降低

早在 1947~1948 年,前苏联学者热列兹拿柯夫(Г. В. Железняков)在他的实验中发现:洪水漫滩后,主槽过水能力降低^[1]。即主槽断面平均流速比临界漫滩时的断面平均流速小。随着滩面水深的增加主槽断面平均流速达到最小值,之后随着滩面水深的增加恢复到临界漫滩时的值,再随着滩面水深的增加主槽断面平均流速超过临界漫滩时的值。前苏联学者史皮岑(И .

收稿日期:2014-04-09

作者简介:庞炳东(1941-),男,河北滦县人,教授,硕士,从事流体力学、理论力学教学工作和河流洪水、河道演变、水资源、北京地区泥石流等方面的研究工作。E-mail:happymanpdl@163.com

П. Спицын)^[2]用实验证实了这一发现。之后,世界各国学者的实验都证实了这一现象。

用长江 1998 年汉口站 6 次实测漫滩洪水、渭河 2005 年临潼站 5 次、华县站 6 次实测漫滩洪水,点绘主槽断面平均流速与滩面水深关系图,见图 2。

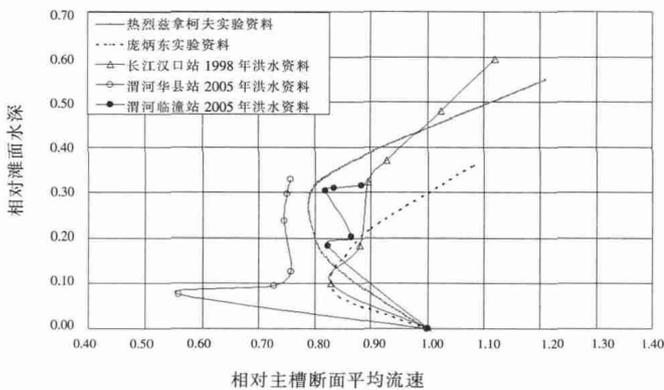


图 2 长江汉口站、渭河华县站、临潼站漫滩洪水主槽断面平均流速与滩面水深关系图

Fig.2 The relationship between the water Depth of floodplain and mean flow velocity in main channel at the stations of Hankou, Huaxian and Lintong

图 2 中,相对主槽断面平均流速为:主槽断面平均流速/临界漫滩水流断面平均流速;相对滩面水深为:滩面水深/临界漫滩主槽水深。从图 2 可以看到,水流漫滩以后,长江下游、渭河下游有主槽过水能力降低的现象。

3.2 由于主槽过水能力降低,上游来水形成雍水

1962 年,前苏联学者史皮岑在滩槽交界面处设计了一道完全不透水的隔墙^[2],把复式断面划分成两个单一河槽,和没有隔墙的漫滩洪水进行比较。重新整理他的实验资料发现^[3],当河道通过相同的流量时,复式断面洪水的水位比有隔墙的两个单一河槽总过水断面的水位要高,见图 3。

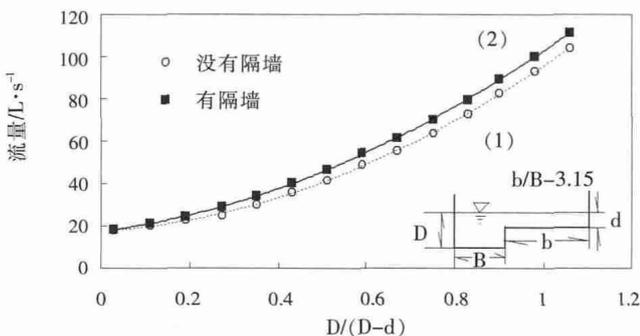


图 3 史皮岑实验资料

Fig.3 Spitzen's experiment data

这个实验揭示出:洪水漫滩后,上游来水形成河道壅水、抬高水位、增加势能的现象。众所周知,洪水流量等于断面平均流速乘以过水面积。假设主槽流量不变,断面平均流速变小,过水面积就要加大,假若固体边界不变,只有提高水位来增加过水面积。这就是河道形成雍水的基本原理。

以 1998 年长江汉口站洪水为例,说明如下。1954 年洪水流量:76 100m³/s,水位:29.73m,实测主槽流量:71 496m³/s;1998 年洪水流量:71 100m³/s,水位:29.36m,实测主槽流量:63 838m³/s。按 1954 年主槽断面平均流速 2.21m/s 计算 1998 年主槽断面过水面积为:25 889m²。1954 年主槽水面宽为:1 455m,依此计算出相应 1998 年虚拟水深(1)为:17.79m。1998 年主槽水面宽为:1 195m,依此计算出 1998 年虚拟水深(2)为:21.66m。两者差为:3.84m。这是由于固体边界变化(水面宽变小)而增加的水深。1954 年实测主槽河底平均高程为:7.46m,1998 年实测主槽河底平均高程为:6.44m,两者差:1.02m。1998 年实测水深为:23.35m。因此,因主槽过水降低而增加的水深应为:23.35m-21.66m+1.02m=2.72m。折合水流势能,1998 年洪水比 1954 年洪水增加的势能为:26 528J。

河流壅水、抬高水位(亦即通常媒体所谓的“异常高水位”)、增加势能的现象,是河流洪水运动的属性。

3.3 河流洪水运动的有旋性

天然河流是真实流体,水流的粘性(包括湍流粘性)起着重要的作用,不能忽视。运动的有旋性和能量的耗散性是粘性流体的基本属性。

不可压缩粘性流体,质量力为有势力,流体力学的涡度方程为:

$$\frac{d\Omega_i}{dt} - (\Omega_i \cdot \nabla) u_i = \frac{\mu}{\rho} \nabla^2 \Omega_i \quad (1)$$

式中: Ω_i 、 u_i 、 ρ 和 μ 分别为涡度矢量、速度矢量、流体的密度和流体粘性系数(包括湍流粘性系数)。

式(1)表明:在粘性的作用下,整个流场都是有旋的。大量的实验观察到,洪水漫滩后,水流结构十分复杂^[4]。在滩槽交界面附近,形成流速间断面^[4-12],存在大大小小的漩涡^[7-8,11],存在复杂的次生流^[7-8,12],紊动强度也倍增^[13]。

3.4 河流洪水能量的耗散性

在粘性的作用下,整个流场形成大大小小的漩涡。另一方面,粘性又对漩涡的运动产生阻尼作用,最终将大漩涡分解成小漩涡,小漩涡分解成微漩涡,微漩涡在

粘性的作用下消失, 变成热量耗散掉。

依流体力学动能方程:

$$\rho \frac{d}{dt} \left(\frac{\mu_i^2}{2} \right) = \rho F_i u_i + \frac{\partial}{\partial x_j} (u_i \tau_{ij}) - \tau_{ij} \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \quad (2)$$

式中: u_i, F_i, τ_{ij} 和 ρ 分别为速度矢量、质量力、应力张量(包括雷诺应力张量)和流体的密度。可依(2)式估算洪水能量场的能量分布。

水流中, 单位水体单位时间内的动能为:

$$E = \frac{1}{2} \rho V^2 \quad (3)$$

假设质量力仅为重力, 单位水体单位时间内的势

能为:

$$E = \rho g H \quad (4)$$

单位水体单位时间内耗散的有效机械能为:

$$w_s = \mu \left(\left(\frac{du}{dy} \right)^2 + \left(\frac{du}{dz} \right)^2 \right) \quad (5)$$

式中: μ 为水流粘性系数, 包括湍流粘性系数。依中国学者刘炳义博士的研究, 洪水漫滩以后湍流粘性系数要考虑滩槽交界面的影响^[6]。

选用长江汉口站 9 次洪水、渭河华县站 5 次洪水、临潼站 7 次洪水估算河流洪水的能量场。河流洪水能量场估算成果列入表 1。

表1 长江汉口站、渭河华县站、临潼站洪水主槽能量场分布表

Table1 Distribution of the energy field of the main flood channel at the stations of Hankou, Huaxian and Lintong

序号	日期	主槽过水断面			
		动能/J	势能/J	剪切力做功/J	耗散能量/J
1	汉口 1954 年 8 月 18 日	2434	218254	207000	8820
2	汉口 1964 年 7 月 5 日	1870	191876	153452	36554
3	汉口 1983 年 7 月 19 日	1770	264264	258671	3822
4	汉口 1995 年 7 月 8 日	1584	203193	189065	12544
5	汉口 1995 年 7 月 10 日	1426	210727	204598	4704
6	汉口 1996 年 7 月 22 日	2306	219531	183513	33712
7	汉口 1998 年 8 月 19 日	2095	228846	187943	38808
8	汉口 1999 年 7 月 22 日	1955	224980	186765	36260
9	汉口 2002 年 8 月 7 日	2129	212987	180870	29988
10	华县 1973 年 8 月 28 日	828	40247	39104	3749
11	华县 1992 年 8 月 14 日	1338	63017	60716	8188
12	华县 2003 年 9 月 1 日	645	83722	82464	8263
13	华县 2005 年 10 月 4 日	1408	79042	76888	5175
14	华县 2011 年 9 月 20 日	390	109024	108471	8699
15	临潼 1973 年 8 月 28 日	5851	34202	25251	3154
16	临潼 1975 年 10 月 2 日	2235	55246	51826	6892
17	临潼 1977 年 7 月 7 日	3348	44427	40911	105
18	临潼 1981 年 8 月 22 日	4633	52005	46307	2797
19	临潼 2003 年 8 月 31 日	2475	49269	46225	2400
20	临潼 2005 年 10 月 3 日	2205	45968	42837	5230
21	临潼 2011 年 9 月 19 日	2603	46419	43686	5391

表 1 揭示出了河流洪水的能量场。重力所提供的水流势能一部分转化为大江大河水流动的动能, 一部分通过剪切力做功提供给流层传输动量, 一部分在

流动过程中耗散掉了。

将滩地水流耗散动能和主槽水流动能之比、主槽耗散的动能和主槽水流动能之比列入表 2。

表2 滩地水流耗散动能和主槽水流动能比较表、
主槽耗散的动能和主槽水流动能比较表
Table2 The relatively distribution of the energy
of the Yangtze and Weihe rivers

序号	日期	滩地水流耗散动能/主槽水流动能	主槽水流耗散动能/主槽水流动能
1	汉口 1954年8月18日	0.06	3.62
2	汉口 1964年7月5日	0.05	19.55
3	汉口 1983年7月19日	0.09	2.16
4	汉口 1995年7月8日	0.08	7.92
5	汉口 1995年7月10日	0.10	3.30
6	汉口 1996年7月22日	0.05	14.62
7	汉口 1998年8月19日	0.06	18.52
8	汉口 1999年7月22日	0.06	18.54
9	汉口 2002年8月7日	0.05	14.09
10	华县 1973年8月28日	0.06	4.53
11	华县 1992年8月14日	0.03	6.12
12	华县 2003年9月1日	0.05	12.81
13	华县 2005年10月4日	0.02	3.68
14	华县 2011年9月20日	0.09	22.33
15	临潼 1973年8月28日	0.01	0.54
16	临潼 1975年10月2日	0.02	3.08
17	临潼 1977年7月7日	0.01	0.03
18	临潼 1981年8月22日	0.01	0.60
19	临潼 2003年8月31日	0.01	0.97
20	临潼 2005年10月3日	0.02	2.37
21	临潼 2011年9月19日	0.01	2.07

从表2可以看出,洪水耗散的动能主要在主槽水流部分。

主槽内水流耗散的动能与主槽水流动能之比,长江汉口站平均值为14.4,最大值为19.55;渭河华县站、临潼站平均值为4.93,最大值为22.33。主槽水流耗散的动能远远大于主槽水流动能。

滩地水流耗散的动能与主槽水流动能之比,长江汉口站平均值为0.07,最大值为0.10;渭河华县站、临潼站平均值为0.03,最大值为0.09;滩地水流耗散的动能远远小于主槽水流动能。

3.5 讨论

大江大河携带着巨大的能量一泻千里,奔腾咆哮,也耗散着巨大的能量。不同的边界条件,不同的漫滩型态,水流耗散不同的能量。因而就会出现流量小水位高的现象。如前所述,1998年长江洪水和1954年洪水相比,1998年出现高水位现象,因为1998年洪水耗散的能量比1954年洪水耗散的能量大。1954年洪水主槽水流耗散的动能是主槽水流动能的3.62倍。1998年洪

水主槽水流耗散的动能是主槽水流动能的18.52倍(见表2)。

再以渭河为例,说明如下:

1973年渭河华县站洪水流量 $3\ 030\text{m}^3/\text{s}$,水位340.95m。1970年洪水流量 $4\ 290\text{m}^3/\text{s}$,水位340.54m。1975年洪水流量 $4\ 070\text{m}^3/\text{s}$,水位340.82m。1973年洪水流量比1970、1975年流量小,1973年的水位比1970、1975年水位高。1973年洪水漫滩水深0.73m,主槽单位水体耗散的动能为3749J,是主槽水流动能的4.53倍(见表1、表2)。1970年洪水没有漫滩,也就没有因漫滩引起的水流耗散的动能;1975年洪水漫滩水深0.13m,主槽单位水体耗散的动能估算为64J。1973年华县段洪水主槽耗散的能量比1970年和1975年都大,1973年发生了高水位。

2003年渭河华县站洪水流量 $3\ 540\text{m}^3/\text{s}$,水位342.76m。2005年洪水流量 $4\ 240\text{m}^3/\text{s}$,水位342.28m。2003年洪水流量比2005年洪水流量小,水位比2005年高。2003年华县段洪水滩面水深2m,主槽单位水体耗散的动能为8263J,雍水0.84m,主槽耗散的动能为主槽水流动能的12.81倍(见表1、表2)。而2005年华县段洪水漫滩水深1.04m,耗散水流动能5175J,雍水0.53m,主槽耗散的动能为主槽水流动能的3.68倍(见表1、表2)。2003年洪水主槽水流耗散的能量比2005年主槽水流耗散的能量大,2003年发生了高水位。

同一场洪水,上下游不同的河段,耗散不同的能量,也会出现水位高低互现的现象。渭河2003年洪水,下游华县段发生流量小,水位高的现象,2005年洪水,上游临潼段发生流量小,水位高的现象。

2005年渭河临潼站洪水流量 $4\ 750\text{m}^3/\text{s}$,水位358.56m。临潼站2003年洪水流量 $5\ 090\text{m}^3/\text{s}$,水位358.34m。临潼站2005年洪水流量比2003年小,水位比2003年高。2005年临潼段洪水漫滩水深1m,主槽内耗散水流动能5230J,雍水0.525m,主槽水流耗散的动能为主槽水流动能的2.37倍(见表1、表2)。而2003年临潼段洪水漫滩水深0.53m,主槽内耗散水流动能2400J,雍水0.244m,主槽耗散的动能为主槽水流动能的0.97倍(见表1、表2)。2005年主槽水流耗散的能量比2003年大,2005年发生了高水位。

3.6 天然河道河流洪水和实验室研究遵循相同的运动规律

点绘长江汉口站、渭河华县站、临潼站、黄河花园口站、夹河滩站洪水主槽水流相对动能(主槽水流动

能/临界漫滩水流动能)与滩面相对水深(滩面水深/临界漫滩水深)的关系,见图4。

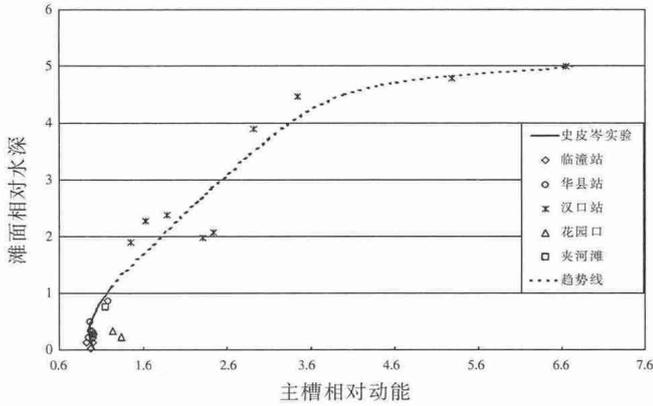


图4 天然河道主槽水流动能与滩面水深关系

Fig.4 The water depth of floodplain and kinetic energy of main channel

从图4可以看出,长江下游、渭河下游和黄河下游洪水资料的点子分布在实验室资料曲线的附近。说明天然河道洪水和实验室中的洪水遵循相同的运动规律。

4 结论及建议

4.1 主要结论

用流体力学基本理论研究河流洪水得出下列结论:

(1)河流漫滩洪水具有以下的基本特性:洪水漫滩后,主槽过水能力降低;由于主槽过水能力降低,上游来水形成雍水;洪水运动的有旋性;洪水能量的耗散性。

(2)河流漫滩后,主槽过水能力降低。其动因是主槽内耗散了大量的水流动能,洪水耗散的动能主要在主槽水流部分。

(3)主槽内耗散了大量的水流动能的结果,引起河道雍水、抬高水位、增加势能的现象。

(4)漫滩洪水发生河道壅水、抬高水位(亦即通常媒体所谓的“异常高水位”)、增加势能的现象,是河流洪水运动的属性。

(5)河流洪水是实际流体,研究河流洪水不能忽略水流粘性。

(6)水位、流量两者不存在单一的函数关系。水流势能是水位流量关系中的一个因变量。

(7)水面线就是河流的势能线。相同流量,出现不同的水位,就意味着相同流量具有不同的势能。

(8)江河的流动的动因是地球的重力。地球重力提供给河流洪水的能量,一部分转化为大江大河流动的

动能,一部分提供给流层传输动量,一部分在流动过程中耗散掉了。

(9)不同的边界条件,不同的漫滩形态,水流耗散不同的能量。耗散能量大的年份就会出现小流量高水位的现象。

(10)同一场洪水,上下游不同的河段,耗散不同的能量,也会出现水位高低互现的现象。

(11)天然河道洪水和实验室中的洪水遵循相同的运动规律。

4.2 建议

依以上研究成果:河流洪水是实际流体、研究河流洪水不能忽略水流粘性、河流洪水运动的有旋性和能量的耗散性,追求用严谨的数学语言表达河流洪水的运动规律,提出数值洪水预报。

理论上,数值洪水预报的基本方程组应为:

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \quad \text{连续方程}$$

$$\rho \frac{du_i}{dt} = \rho F_i - \frac{\partial p_i}{\partial x_i} + \mu \frac{\partial^2 u_i}{\partial x_i \partial x_i} \quad \text{运动方程}$$

$$\frac{d\Omega_i}{dt} - (\Omega_i \cdot \nabla) u_i = \frac{\mu}{\rho} \nabla^2 \Omega_i \quad \text{涡度方程}$$

$$\rho \frac{d}{dt} \left(\frac{\mu_i^2}{2} \right) = \rho F_i u_i + \frac{\partial}{\partial x_j} (u_i \tau_{ij}) - \tau_{ij} \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \quad \text{动能方程}$$

水流粘性系数 μ (包括湍流粘性系数)的表达式可以引用其他学者的公式,本文采用刘炳义公式^[6]。

实现数值洪水预报,需要数学家、流体力学专家、河道专家、水文学家各方面人才共同努力。需要大量的人力、物力、财力。需要超大型计算机、各种先进科学观测仪器。要几代人的努力才能实现,任重而道远。

参考文献:

[1] 热列兹拿柯夫. 河流水文测验方法在水力学基础上的论证[M]. 北京: 水利出版社, 1965:87. (Zheleznyakov. On the Bases of Hydraulics for Method of Hydrometry of River [M]. Beijing: China Water Conservancy Press, 1965:87. (in Chinese))

[2] Spitzen I.P., И. П. Спицын. On the interaction of the main channel and the overflowing part on flood-plain[J]. Meteorology and Hydrology, 1962,10:22-27.

[3] 庞炳东. 河流洪水流场中的能量分布[J]. 水利学报, 1997,(5):36-41. (PANG Bingdong. Energy distribution in the flow field of river flood flow [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1997,(5):36-41. (in Chinese))

[4] 庞炳东. 河流洪水异常高水位是洪水的运动属性[A]. 中国水文科技发展[C]. 南京: 河海大学出版社, 2012:207-212. (PANG Bingdong. Unusual water stage of the river flood the intrinsic property of flood[A]. New Development of Science and Technology for China Hydrology [C].

