

DOI :10.3880/j.issn.1006-7647.2011.01.001

淮河与洪泽湖分离方案比较

王学功^{1 2} ,王久晟^{1 2} ,张 波^{1 2}

(1. 安徽省·水利部淮河水利委员会水利科学研究院 ,安徽 蚌埠 233000 ;
2. 安徽省水利水资源重点实验室 ,安徽 蚌埠 233000)

摘要 :从泄洪调蓄能力计算入手 ,比较了几种河湖分离方案。对比实测洪水资料并进行效益分析 ,指出恢复淮河干流深泓纵坡的挖深分离不仅具有可观的排涝效益 ,而且入海通道的泄洪效益也很显著。指出洪泽湖淤积阻力损失是淮河防洪、排涝标准过低的根本原因 ,科学而长远的解决方案将是入海通道泄洪、输沙、航运等综合社会效益最优而对环境影响最小的方案。提出了淮河与洪泽湖分离的规划研究方案和相关建议。

关键词 :淮河 ;洪泽湖 ;治理方案 ;河湖分离 ;防洪排涝 ;经济效益

中图分类号 :TV143 ;P343 **文献标识码** :A **文章编号** :1006-7647(2011)01-0001-07

Comparison of schemes for separation of Huaihe River and Hongze Lake //WANG Xue-gong^{1 ,2} , WANG Jiu-sheng^{1 ,2} , ZHANG Bo^{1 ,2} (1. Hydraulic Research Institute of Anhui Province and Huai River Commission , Bengbu 233000 , China ; 2. Water Resources Research Institute of Anhui Province , Bengbu 233000 , China)

Abstract : Starting from the calculation of flood release capacity , several schemes for separation of Huaihe River and Hongze Lake were compared. The measured flood data were compared , and the relevant benefit analysis was performed. It was put forward that the recovery of the thalweg elevation of Huaihe River would result in considerable storm drainage and significant release benefits of the sea channels. The resistance loss of sedimentation in Hongze Lake was the essential cause for the too low standards of flood control and drainage of Huaihe River. The scientific and long-term solution would be the scheme with the optimum social and economic benefits of flood release , sediment transport and shipping and with the least environmental impact. Accordingly , the planning and relevant recommendations were proposed for the separation of Huaihe River and Hongze Lake.

Key words : Huaihe River ; Hongze Lake ; regulation scheme ; river-lake separation ; flood control and drainage , economic benefit

自 1194 年黄河夺淮到 1851 年黄淮分流 ,不断的黄泛使淮河原本良好的水系遭受极大的破坏 ,成为中外有名的害河^[1]。虽然 20 世纪 50 年代黄泛淤于淮河中上游深泓的泥沙已冲失^[2] ,但是淤于洪泽湖的泥沙只增不减 ,洪泽湖变成悬库 ,中下游间河床形成倒比降、河湖串阻力不断增大^[3-4] ,1991 年之后河湖分离工程重新引起有关方面重视和研究。

1 关于河湖分离方案

历史上^[1] ,1919 年张謇的《江淮水利施工计划书》、1920 年美国水利工程师费礼门的《导淮计划书》、1921 年孙中山的《建国方略》,以及 1951 年治淮委员会《关于治淮方略的初步报告》,有 3 种初步设想 ,即淮水全量入海、全量入江和江海分疏 ,主要解决泄洪问题。现代提出河湖分离方案时 ,必须注重以防洪排涝为主的综合经济效益和环境影响等。以

下理由促使人们仅去研究以扩大入海水道为基础的江海分疏方案。

第 1 ,入江水道存在江水顶托影响 ,且拓宽不易 ,扩大泄量应主要依靠入海水道。根据入江口三江营水文站 1913—1954 年最高水位统计资料(其中缺 17 年) ,1931 年、1950 年和 1954 年淮河干流为丰水年 ,实测最高洪水位分别为 4.80 m、4.60 m 和 5.86 m ,分别比 24 年平均最高洪水位高 0.38 m、0.18 m 和 1.44 m。三江营发生最高洪水位的时间与三河闸下游 1.2 km 的中渡站资料基本一致 ,该 3 年中渡站实测最高洪水位分别为 14.35 m、12.64 m 和 13.28 m。入江口洪水位^[5]取决于淮水、江水和潮水三者 ,在设计上是 3 个随机因素互相遭遇的几率问题。上述资料至少说明入江洪水若遭遇中等水平的长江洪水 ,影响就十分显著。

第 2 ,为了在河湖分离之后保持河床良性稳定

和平衡输沙,惟有依靠入海水道。淮河泥沙虽然较少,如1982年小柳巷站实测悬移质年输沙量为1360万t,加上推移质,用年输沙量约1000万m³来计算,相当于入海水道163.5km×60m挖深1m(长×宽×深)的方量。入江水道有高邮湖和邵伯湖等阻断输沙,所以河湖分离之后的入海水道必然有利于输沙。

第3期期待入海水道能够演变或整治得像长江下游一样发挥长远的通海航运效益。

笔者从泄洪能力计算及防洪排涝效益分析入手,比较图1所示的4种河湖分离方案。方案Ⅰ^[3],淮河干流主流直入溧河洼,沿西大堤南下,穿仁和集,开古河道,直达三河闸,分流沿南大堤入二河闸和高良闸;方案Ⅱ类似于《初步报告》开古河“淮水全量入江”设想,但实行江海分疏,在古河以下同方案Ⅰ;方案Ⅲ分流节点从三河闸前移至小柳巷,小柳巷至三河闸的老河道做整治,不挖深;方案Ⅳ是方案Ⅲ的改进。

2 泄洪能力计算

2.1 各方案计算断面设计

如表1,设新河各方案断面尺寸和节点位置的河底高程相同,而河床纵坡不同。方案Ⅲ和方案Ⅳ老河道一边的支渠从分流节点至三河闸前为一致的

倒比降。新河断面均设为棱柱体梯形断面,边坡系数 $m=10$;当不挖深时,分流节点以上至小柳巷的总渠底宽 $b_0=590\text{m}$;分流节点以下的汉渠及入海水道 $b_0=540\text{m}$ 。当挖深时,挖深1汉渠 $b_1=450\text{m}$,总渠 $b_1=500\text{m}$;挖深2汉渠 $b_2=430\text{m}$,总渠 $b_2=480\text{m}$ 。取糙率 $n=0.0225$ 。

2.2 计算方法

采用明渠恒定渐变流基本微分方程^[7]:

$$i ds = dh + (\alpha + \zeta) \frac{v^2}{2g} + \frac{v^2}{C^2 R} ds \quad (1)$$

式中: i 、 s 、 h 、 v 和 R 分别为明渠底坡、间距、水深、断面流速和水力半径; C 为谢才系数。

在处理水闸局部能量损失时,根据宽顶堰水闸流量公式,将水闸落差表示为

$$\Delta Z = \Delta Z_0 - \frac{\alpha v^2}{2g} = H_0 \left(1 - \frac{h_s}{H_0} \right) - \frac{\alpha v^2}{2g} = \left(\zeta_{\text{水闸}} - \alpha \right) \frac{v^2}{2g} \quad (2)$$

其中
$$\zeta_{\text{水闸}} = \left[\frac{\bar{B}(H + P_1)}{\sigma_s \varepsilon_1 m b H_0} \right]^2 \left(1 - \frac{h_s}{H_0} \right) = \left[\frac{\bar{B}(H + P_1)}{\sigma_s \varepsilon_1 m b H_0} \right]^2 [1 - f(\sigma_s)]$$

式中: α 为动能校正系数; H_0 为总水头; H 和 h_s 分别为上、下游堰以上水深; $\bar{B}$ 为引渠平均宽度; P_1 为

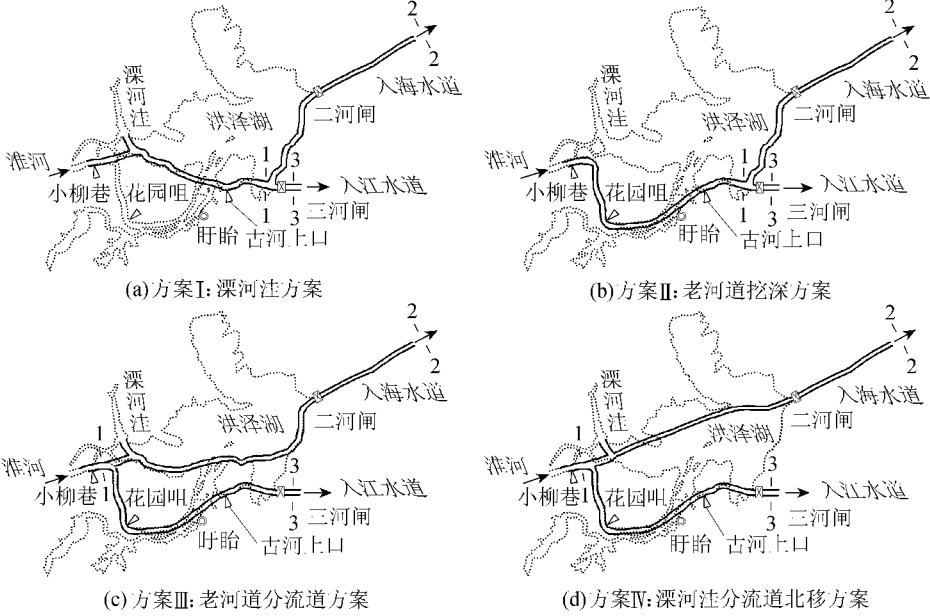


图1 河湖分离工程各方案水力计算简图

表1 各站沿程距离和平均河底高程

淮河干流 中游段站名	距离/ km	河底 高程/m	新河段 站名	距离/km				河底高程/m		
				方案Ⅰ	方案Ⅱ	方案Ⅲ	方案Ⅳ	不挖深	挖深1	挖深2
鲁台子	0	12.20	小柳巷2	0	0	0	0	6.1	5.1	4.1
吴家渡	132	7.46	三河闸前	65.6	74.8			7.5	2.7	1.7
小柳巷1	236	4.11	二河闸	98.9	110.3	83.3	73.9	7.5	1.5	0.5
花园咀	262		入海口	262.4	271.8	246.8	237.4	-3.4	-5.0	-6.0

上游堰高 $\sigma_s \in \epsilon_1$ 和 m 分别为淹没、侧收缩和流量系数 b 为闸孔净宽。

式(2)适用于 $h_s/H_0 \geq 0.8$ 的情况。

采用差分离散和递推方法计算式(1)。计算区间分别从入海口及三河闸闸下至小柳巷。用最小耗能原理确定入江、入海水道的分流比。为了分析,不仅针对图1各分离方案和表1的3种挖深设计进行计算,各方案还进行了全量入江、全量入海和江海分疏3种工况的计算(序列A、B、C)。流量计算序列为 $3\,180\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $7\,180\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $10\,900\text{ m}^3/\text{s}$ 和 $13\,000\text{ m}^3/\text{s}$ 。

2.3 下游边界条件

入海水道沿顺原苏北灌溉总渠呈三堤两河布置,计算从入海口 $Z_2 = 0\text{ m}$ 始。原总渠有高良涧、淮安、阜宁、六垛4座节制闸,流量小不参与计算。新河兼输沙通道不设闸,堤顶距 $750\text{ m}^{[8]}$ 断面和底坡设计如前述及表1。二河闸净宽 380 m ,设闸底板高程随明渠挖深而变。

三河闸闸下水位 Z_3 与下游河道输水能力有关,根据图2确定。所用资料取得时闸门基本全开,含江水顶托影响。三河闸净宽 630 m ,闸底板高程 7.5 m ,不随明渠挖深而变。

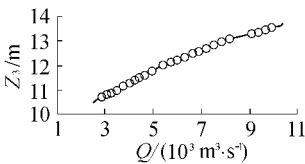


图2 三河闸闸下水位与流量的关系
(1954年7月平均资料)

2.4 计算成果

各序列计算成果见表2~5。

有关说明如下:①C序列与分流比的计算精度有关。符合最小耗能原理的分流比使分流节点具有最小水位。在调算过程中,三河闸闸下水位 Z_3 根据分流量随图2曲线而变。分流损失按分汉形式选用系数 $\zeta_{\text{分流}}^{[9]}$ 。②入海水道计入海汇流损失,因该

表2 流量 $3\,180\text{ m}^3/\text{s}$ 分离新河水面线计算成果与原型资料对比

组次	水位/m										小柳巷水位降低值/m	分流率 K
	小柳巷	分流节点	溧河洼	花园咀	古河上口	分流节点	三河闸上	三河闸下	二河闸上	二河闸下		
A-I-0	14.018		13.784		12.683	11.525	10.850	10.640			0.90	1.0
A-II-0	14.213			13.759	12.886	11.525	10.850	10.640			0.71	1.0
A-I-1	12.433		12.091		11.312	11.067	10.923	10.640			2.49	1.0
A-II-1	12.496			11.857	11.250	10.955	10.923	10.640			2.42	1.0
A-I-2	12.098		11.829		11.240	11.062	10.926	10.640			2.82	1.0
A-II-2	12.125			11.618	11.160	10.949	10.926	10.640			2.80	1.0
B-I-0	15.297		15.163		14.659	14.372			12.787	12.711	-0.38	0.0
B-II-0	15.400			15.135	14.730	14.372			12.787	12.711	-0.48	0.0
B-III-0	15.295	15.229	15.120						12.787	12.711	-0.38	0.0
B-IV-0	15.024	14.951	14.827						12.787	12.711	-0.10	0.0
B-I-1	11.841		11.368		10.160	9.724			8.196	8.159	3.08	0.0
B-II-1	11.993			11.134	10.218	9.683			8.196	8.159	2.93	0.0
B-III-1	11.736	11.480	11.188						8.196	8.159	3.18	0.0
B-IV-1	11.440	11.140	10.796						8.196	8.159	3.48	0.0
B-I-2	10.997		10.526		9.325	8.891			7.368	7.335	3.92	0.0
B-II-2	11.919			10.296	9.383	8.852			7.368	7.335	3.77	0.0
B-III-2	10.891	10.636	10.340						7.368	7.335	4.03	0.0
B-IV-2	10.601	10.412	9.961						7.368	7.335	4.32	0.0
C-I-0	13.925		13.681		12.490	10.979	10.253	10.048	9.832	9.786	1.00	0.752
C-II-0	14.129			13.656	12.717	10.979	10.253	10.048	9.832	9.786	0.79	0.752
C-III-0	12.891	12.694	12.603	12.398	11.701	10.416	9.721	9.505	10.724	10.668	2.03	0.570
C-IV-0	12.808	12.603	12.501	12.315	11.621	10.352	9.649	9.430	10.820	10.763	2.11	0.548
C-I-1	11.545		10.980		9.335	8.597	8.401	*	7.048	7.015	3.38	0.283
C-II-1	11.704			10.666	9.385	8.579	8.388	*	7.077	7.042	3.22	0.277
C-III-1	11.004	10.604	10.306	10.312	10.034	9.134	8.197	*	7.335	7.301	3.92	0.218
C-IV-1	10.832	10.389	10.040	10.312	10.034	9.134	8.197	*	7.447	7.412	4.09	0.192
C-I-2	10.808		10.282		8.847	8.275	8.130	*	6.709	6.678	4.11	0.165
C-II-2	10.981			10.031	8.945	8.257	8.115	*	6.735	6.704	3.94	0.159
C-III-2	10.352	10.003	9.715	9.954	9.770	8.984	8.014	*	6.742	6.712	4.57	0.157
C-IV-2	10.162	9.774	9.433	9.738	9.583	8.876	8.046	*	6.845	6.814	4.76	0.133
原型资料	14.92			13.54 (洪山头)	13.02 (盱眙)		10.86	10.70	10.39 (高良涧闸)			

* 表示自由流。

表 3 流量 7 180 m³/s 分离新河水面线计算成果与原型资料对比

组次	水位/m										小柳巷水位 降低值/m	分流量 K
	小柳巷	分流节点	漯河洼	花园咀	古河上口	分流节点	三河闸上	三河闸下	二河闸上	二河闸下		
A-I-0	17.208		16.844		15.204	13.666	12.864	12.529			-0.42	1.0
A-II-0	17.479			16.774	15.486	13.666	12.864	12.529			-0.69	1.0
A-I-1	15.670		15.159		13.785	13.264	12.984	12.529			1.12	1.0
A-II-1				14.865	13.793	13.151	12.984	12.529			0.97	1.0
A-I-2	15.269		14.821		13.669	13.256	12.992	12.529			1.52	1.0
A-II-2				14.549	13.651	13.143	12.992	12.529			1.40	1.0
B-I-0	19.102		18.901		18.192	17.819			15.985	15.858	-2.31	0.0
B-II-0	19.250			18.854	18.286	17.819			15.985	15.858	-2.46	0.0
B-III-0	19.048	18.947	18.779						15.985	15.858	-2.26	0.0
B-IV-0	18.682	18.571	18.071						15.985	15.858	-1.89	0.0
B-I-1	15.848		15.369		14.110	13.647			12.018	11.936	0.94	0.0
B-II-1	16.047			15.147	14.189	13.615			12.018	11.936	0.74	0.0
B-III-1	15.667	15.406	15.101						12.018	11.936	1.12	0.0
B-IV-1	15.297	15.002							12.018	11.936	1.49	0.0
B-I-2	15.076		14.598		13.342	12.880			11.250	11.176	1.71	0.0
B-II-2	15.261			14.376	13.418	12.845			11.250	11.176	1.53	0.0
B-III-2	14.839	14.573	14.259						11.022	10.946	1.95	0.0
B-IV-2	14.461	14.160	13.804						11.022	10.946	2.33	0.0
C-I-0	17.067		16.684		14.894	12.866	12.019	11.752	11.485	11.420	-0.28	0.733
C-II-0	17.351			16.612	15.212	12.866	12.019	11.752	11.485	11.420	-0.56	0.733
C-III-0	15.601	15.285	15.121	14.737	13.691	12.035	11.370	11.141	12.788	12.712	1.19	0.557
C-IV-0	15.485	15.153	14.978	14.617	13.588	11.951	11.290	11.063	12.919	12.842	1.30	0.538
C-I-1	14.933		14.253		12.098	11.012	10.779	10.502	9.408	9.354	1.86	0.415
C-II-1	15.162			13.896	12.223	10.994	10.763	10.486	9.430	9.377	1.63	0.412
C-III-1	13.928	13.407	13.077	13.146	12.441	10.850	10.184	9.980	10.103	10.047	2.86	0.322
C-IV-1	13.826	13.286	12.744	13.011	12.330	10.767	10.097	9.892	10.208	10.148	2.96	0.308
C-I-2	14.241		13.587		11.593	10.662	10.455	10.183	9.049	9.000	2.55	0.356
C-II-2	14.488			13.286	11.767	10.646	10.438	10.166	9.072	9.022	2.30	0.354
C-III-2	13.358	12.889	12.564	12.706	12.138	10.613	9.934	9.725	9.590	9.536	3.43	0.283
C-IV-2	13.162	12.657	12.296	12.462	11.931	10.460	9.768	9.554	9.763	9.707	3.63	0.259
原型资料	16.79			14.80 (洪山头)	14.53 (盱眙)		12.90	12.62	13.35 (高良涧闸)			

水道长度较长,在各组流量条件下二河闸闸下水深等于或近似为明渠均匀流水深。

3 分离效益分析

将分离新河计算的小柳巷水位与原型资料对比,其差值称为分离效益,它由简单分离、入海水道扩大、河渠挖深、分离线路优化和断面优化等 5 部分组成。

3.1 简单分离的效益

从 1954 年洪水资料来看,淮河干流的全量基本上是从三河闸下泄的,3 种工况中 A 序列计算的成果与实测资料对比,比较本质地给出简单分离的分离效益。虽然实测资料包含有干流分洪和湖区淤积的双重影响,但是作为相对比较的一种依据应该是可取的。

参见图 3(a),对于方案 I 挖深 2,当流量为 10900 m³/s 时,简单分离仍有 0.13 m 的效益,其中还包含有三河闸高堰槛阻力和下游江水顶托的不利因

素。在该流量下洪泽湖淤积阻力引起的水头损失为 1.92 ~ 2.06 m,可见恢复淮河干流下游河道深泓纵坡的重要性。挖深 2 三河闸堰槛高 4.8 m(见表 1),比较表 4 的 A-0 与 A-2 三河闸闸上水位,高堰槛增大水头损失可达 0.18 m。

3.1.1 1954 年江水顶托影响分析

有江水顶托影响时,流量控制断面在下游河道,水闸不是控制断面,即水闸以非正常流量系数输送一定的流量。按图 2 资料分析,三河闸流量系数减小 30% ~ 40%,当 Q = 3 180 ~ 10 900 m³/s 时,过闸落差比正常情况增大 0.07 ~ 0.16 m。

3.1.2 1991 年中、小洪水成灾的原因

由图 3(a)挖深 0 系列来看,当 Q < 6 000 m³/s 时,简单分离仍有效益,说明洪泽湖淤积现状对中、小洪水已无调蓄作用。或者说,当流量小于某一分界流量时,平原水库的调蓄能力已小于其自身淤积阻力的影响。该分界流量与淤积深度成正比。

1982 年和 1991 年淮河中游鲁台子最大日平均

表 4 流量 10 900 m³/s 分离新河水面线计算成果与原型资料对比

组次	水位/m										小柳巷水位 降低值/m	分流率 <i>K</i>
	小柳巷	分流节点	漯河洼	花园咀	古河上口	分流节点	三河闸上	三河闸下	二河闸上	二河闸下		
A-I-0	19.344		18.893		16.884	15.061	14.110	13.624			- 1.79	1.0
A-II-0	19.663			18.789	17.219	15.061	14.110	13.624			- 2.11	1.0
A-I-1	17.844		17.225	12.07	15.427	14.679	14.275	13.624			- 0.29	1.0
A-II-1	18.053			16.886	15.490	14.566	14.275	13.624			- 0.50	1.0
A-I-2	17.419		16.856		15.287	14.672	14.288	13.624			0.13	1.0
A-II-2	17.602			16.539	15.320	14.559	14.288	13.624			- 0.05	1.0
B-I-0	21.701		21.459		20.662	20.199			18.275	18.092	- 4.15	0.0
B-II-0	21.859			21.394	20.730						- 4.31	0.0
B-III-0	21.607	21.484	21.298						18.275	18.092	- 4.06	0.0
B-IV-0	21.209	21.074	20.868								- 3.66	0.0
B-I-1	18.633		18.144		16.835	16.350			14.644	14.518	- 1.08	0.0
B-II-1	18.833			17.921	16.926	16.324					- 1.28	0.0
B-III-1	18.407	18.140	17.827						14.644	14.518	- 0.86	0.0
B-IV-1	17.996	17.698	17.348								- 0.45	0.0
B-I-2	17.779		17.272		15.904	15.391			13.536	13.419	- 0.23	0.0
B-II-2	18.008			17.042	16.001	15.364					- 0.46	0.0
B-III-2	17.545	17.269	16.940						13.536	13.419	0.00	0.0
B-IV-2	17.132	16.823	16.456								0.42	0.0
C-I-0	19.181		18.707		16.516	14.129	13.163	12.794	12.543	12.469	- 1.63	0.731
C-II-0	19.514			18.599	16.896	14.129	13.163	12.794	12.543	12.469	- 1.96	0.731
C-III-0	17.487	17.098	16.889	16.294	15.024	13.102	12.381	12.088	14.303	14.205	0.06	0.551
C-IV-0	17.346	16.937	16.703	16.164	14.913	13.013	12.298	12.012	14.457	14.351	0.20	0.534
C-I-1	17.180		16.411		13.863	12.490	12.137	11.773	10.858	10.792	0.37	0.483
C-II-1	17.456			16.018	14.045	12.476	12.127	11.763	10.879	10.812	0.09	0.481
C-III-1	15.928	15.335	14.975	14.943	13.975	12.036	11.371	11.141	12.002	11.923	1.62	0.367
C-IV-1	15.768	15.144	14.746	14.678	13.753	11.867	11.207	10.985	12.237	12.153	1.78	0.342
C-I-2	16.523		15.779		13.389	12.192	11.886	11.538	10.546	10.482	1.03	0.437
C-II-2	16.820			15.443	13.623	12.187	11.869	11.523	10.578	10.512	0.73	0.434
C-III-2	15.402	14.860	14.516	14.549	13.719	11.818	11.160	10.939	11.541	11.465	2.15	0.335
C-IV-2	15.227	14.656	14.271	14.279	13.492	11.648	10.992	10.777	11.765	11.685	2.32	0.311
原型资料	17.55			15.68 (洪山头)	15.50 (盱眙)		13.93	13.55	14.41 (高良涧闸)			

表 5 规划流量 13 000 m³/s 分离新河水面线计算成果

组次	水位/m										小柳巷水位 降低值/m	分流率 <i>K</i>
	小柳巷	分流节点	漯河洼	花园咀	古河上口	分流节点	三河闸上	三河闸下	二河闸上	二河闸下		
C-I-1	18.254		17.443		14.700	13.180	12.759	12.330	11.535	11.462	- 0.23	0.510
C-II-1	18.553			17.030	14.911	13.165	12.755	12.325	11.546	11.473	- 0.53	0.509
C-III-1	16.895	16.269	15.890	15.814	14.718	12.603	11.913	11.654	12.917	12.826	1.12	0.385
C-IV-1	16.755	16.104	15.693	15.513	14.465	12.413	11.733	11.485	13.196	13.103	1.26	0.358
C-I-2	17.612		16.824		14.237	12.901	12.534	12.125	11.239	11.168	0.41	0.469
C-II-2	17.931				16.467	14.499	12.899	12.104	11.283	11.213	0.09	0.466
C-III-2	16.390	15.814	15.449	15.451	14.486	12.399	11.720	11.472	12.472	12.387	1.63	0.356
C-IV-2	16.235	15.635	15.240	15.140	14.229	12.207	11.536	11.299	12.744	12.653	1.78	0.330
原型资料	18.02*								12.51*			

* 由实测资料外延推算所得。

流量分别为 6 640 m³/s 和 7 350 m³/s ,流量超过 5 000 m³/s 的连续天数达到 15 d。这 2 年均启用了几处临时分洪区 ,以减轻中游防汛压力。1991 年流量超过3 000 m³/s 的连续天数达到 40 d ,因为持续高水位 造成中游长时间内涝灾害。由图 3(a)挖深 2 曲线来看 ,对于中、小流量小柳巷水位至少被洪泽湖抬高了 1.9 ~ 2.8 m。

3.2 入海水道扩大效益与河渠挖深的关系

将江海分疏与全量入江两者分离效益相比较 ,其差值是扩大入海水道效益。该效益与入海水道的分流比成正比 ,而分流比主要与分流节点的平面位置及河渠挖深有关。

对于方案 I 和方案 II ,扩大入海水道效益与河渠挖深关系见图 3(d)。图中挖深 0 曲线特别令人

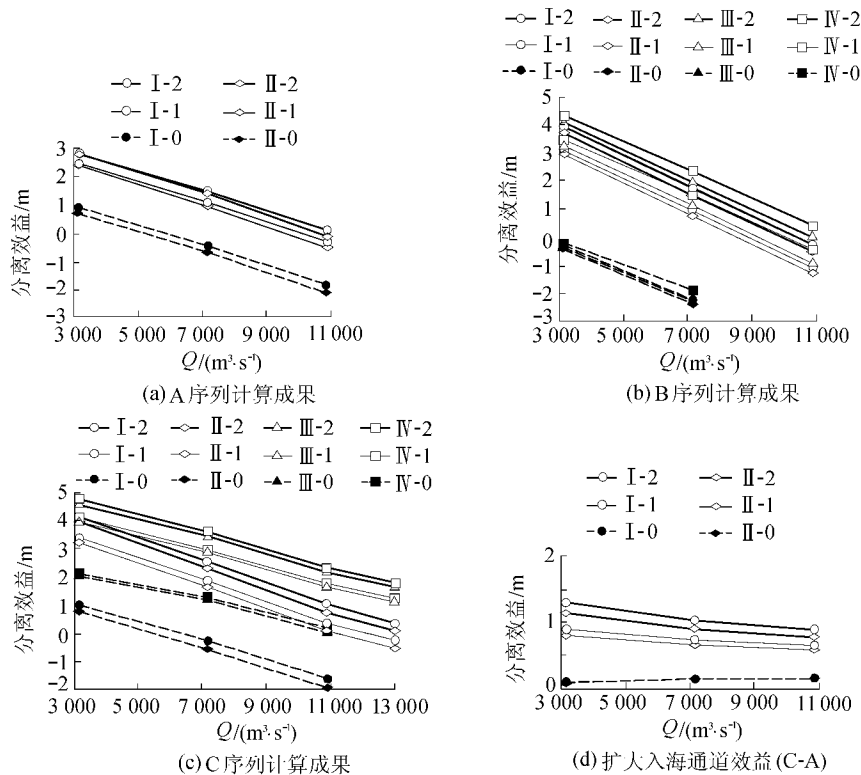


图3 不同组次的河湖分离工程效益

关注:①如果分离工程需要利用自然水力刷深入海河床,少挖或不挖,比较图3(c)的挖深0曲线,可知方案Ⅰ和方案Ⅱ远不如分流比较大的方案Ⅲ和方案Ⅳ有利。②如果不实施河湖分离工程,入海水道行进水流条件及其分流比近似于方案Ⅰ和方案Ⅱ挖深0系列,即入海水道扩大工程效益将很低,满足不了规划要求。

3.3 入海线路优化和断面优化的效益

分离工程的主体是入海线路,该线路优化主要包括线路缩短和分流比增大2个方面。以B序列计算成果乘以入海线路分流比(参见C序列),加上常数,作相对比较,断面优化取 $m=5$,按同样方法计算,较前者的增益列于表6。

表6 入海线路相对效益和断面优化增益

组次	入海线路相对效益			断面优化增益		
	Q_1	Q_2	Q_3	Q_1	Q_2	Q_3
I-1	3.21	1.55	0.44	0.62	0.72	0.73
II-1	3.12	1.44	0.33	0.63	0.73	0.74
III-1	3.49	1.76	0.46	0.70	0.85	0.91
IV-1	3.81	2.03	0.71	0.71	0.87	0.95
I-2	4.28	2.10	0.87	0.80	0.88	0.87
II-2	4.17	1.99	0.74	0.82	0.89	0.89
III-2	4.40	2.40	1.00	0.84	0.96	1.05
IV-2	4.74	2.73	1.29	0.85	0.99	1.08

注: $Q_1=3180\text{ m}^3/\text{s}$, $Q_2=7180\text{ m}^3/\text{s}$, $Q_3=10900\text{ m}^3/\text{s}$; $m=5$,堤顶距不变时挖深1和挖深2的底宽分别增大150m和160m。

4 河湖分离对中游的影响

人们关心实施河湖分离工程能使中游蚌埠水位

降低的数量,通常会认为洪泽湖对中游的影响有限。这个问题与分离方案的选择有直接关系:第1,当 $Q<6000\text{ m}^3/\text{s}$ 时洪泽湖已无调蓄作用,分离工程对中游有可观的排涝效益。第2,入湖段经过疏浚和整治的简单分离,已经满足 $10000\text{ m}^3/\text{s}$ 的泄洪流量。洪泽湖相应的调蓄作用与其淤积影响相抵(见表4的A-II-2)。但是,淮水走远路入海,简单分离(或方案Ⅰ、方案Ⅱ)对中游的泄洪效益不大。第3,以入海线路为主体的江海分疏工程或方案Ⅲ、方案Ⅳ不同于简单分离。根据水流连续性原理,扩大入海通道效益(见图3(d)),应该显著地影响到中上游。第4,就影响长度而言,入库水面线类似于入海水面线。根据入海水道水面线计算经验和1991年中游的洪水资料,在小柳巷以上104km的蚌埠水位受到洪泽湖水位影响。当流量大于 $6000\text{ m}^3/\text{s}$ 时,对应于原洪泽湖调蓄能力的逐渐增大,在蚌埠显现的分离效益逐渐缩小(见表7采用明渠均匀流方程式的粗略计算结果)。

1975年8月15—22日相继启用蚌埠以上的荆山湖等12个行蓄洪区;1954年自7月上旬,蚌埠以上的邱家湖等9个大型行洪区陆续开始启用,蚌埠以下曹临段等3个行洪区自下旬开始启用。干流分洪对于蚌埠、洪泽湖水位和流段糙率有十分显著的影响。中游分洪可以显著降低洪泽湖水位^[4]。所以河湖分离既会降低小柳巷水位,也会显著降低蚌埠水位。

表 7 河湖分离后淮河中游蚌埠至小柳巷段按均匀流方程的水力估算成果

计算 分类	序号	$Q_{蚌埠}/$ ($m^3 \cdot s^{-1}$)	$Z_{蚌埠}/$ m	$v_{蚌埠}/$ ($m \cdot s^{-1}$)	$R_{蚌埠}/$ m	$Z_{小柳巷}/$ m	$v_{小柳巷}/$ ($m \cdot s^{-1}$)	$R_{小柳巷}/$ m	n	$J/10^{-5}$
原型资料 及计算	1	10100	22.14	1.65	10.13	17.55	1.93	7.70	0.0160	4.413
	2	7810	21.15	1.42	9.26	16.79	1.83	7.66	0.0166	4.192
	3	7010	21.23	1.26	9.33	17.28	1.50	7.41	0.0184	3.798
	4	6800	21.04	1.25	9.16	17.07	1.58	7.07	0.0176	3.817
	5	3200	17.93	0.88	6.56	14.92	0.96	6.69	0.0207	2.894
分离后 计算值	1	10100	20.95	1.87	9.10	14.96	1.58	9.15	0.0192	5.762
	2	7810	19.62	1.69	7.98	13.70	1.41	8.22	0.0196	5.689
	3	7010	19.27	1.59	7.68	13.23	1.34	7.86	0.0204	5.806
	4	6800	19.02	1.59	7.47	13.07	1.33	7.74	0.0200	5.721
	5	3200	15.17	0.88	4.22	10.37	0.94	5.62	0.0216	4.619

注 ①序号 3 和 4 的 Q 分别是 1982 年和 1975 年的最大日平均流量,其余 3 组对应于表 2~4。前 4 组均有分洪影响。②原型 v 按 1982 年实测断面计算。小柳巷断面偏小。设计分离总渠时堤顶距较之增大 70 m,为 800 m。据此计算分离后的小柳巷平均流速 v 和水力半径 R ,水位 Z 根据表 2~4 的 C-Ⅲ-2 系列按线性内插确定。③当水位降低时,沿程损失略增大,保守起见,分离后的糙率 n 值取为新老河道的平均值。 J 为水力比降。

河湖径流关系^[10]由湖泊的淤积和蓄洪特性所左右。其淤积影响到减小干流深泓纵坡和洪水比降的双重作用,而调蓄作用是降低水面或增大洪水比降。当其淤积影响大于调蓄作用时,河湖串对干流泄洪的影响是有害的。水利史上平原水库淤平至淤废的例子并不鲜见。

需要说明的是为了分析资料的完整性,笔者选用 1954 年的资料作为计算分析基础,但是这些资料受到干流分洪以及江水顶托的影响,使分析结果偏于保守。而表 2~5 所用小柳巷水位~流量关系资料是上游 7 km 处浮山站的资料(该年小柳巷尚未建站)约有 -0.2~ -0.31 m 的误差,远小于前者的影响。

5 分离方案比较及有关建议

5.1 最优方案

选择分离方案需要从最大社会效益和最小环境影响两方面进行论证,工程投资已不是主要的比较因素。上述关于防洪和排涝效益的初步论证,说明方案Ⅲ和方案Ⅳ是较优方案。但是方案Ⅳ分割洪泽湖原水系,降低了洪泽水库的蓄洪、储水能力。而方案Ⅲ仅在三河闸前分割增生 1 个小水库,对环境无影响。社会效益还包括通海航运、通海输沙、灌溉、供水、最大水资源利用能力以及可持续发展环境等,是项目效益,除了与工程具体布置有关外,各方案差别不是太大,而方案Ⅲ仍为最优。

5.2 工程布置和最省投资方案

河湖分离工程由入海水道、洪泽水库(包括新河挖深)老河道挖深(方案Ⅱ)或整治(方案Ⅲ、方案Ⅳ)三大工程所组成,都涉及工程布置问题。例如,现入海水道布置在灌溉总渠左边,为了满足通航要求,可能需要设置挡潮闸,洪泽水库需要设置双向控制的进洪闸,退洪闸在平水期有促进库区水体循环

和交换的功能,老河道挖深或整治以及新河挖深需要考虑施工期导流和确定底坡等。

方案Ⅱ若能够解决施工导流问题和增大入海水道分流比(图 4),亦不失为投资最省的优案。

以方案Ⅲ为例,土方工程量包括:①单面堤 45.5 km,约 2000 km³/km;②双面堤 27.7 km;③古河开挖 7.1 km,约 7200 km³/km;④老河道整治约 60 km。①~④项土方工程量的概略投资分别为 35 亿元、35 亿元、10 亿元、15 亿元。此外,建筑物概略投资如下:挡潮闸、船闸及港口 50~100 亿元,进洪闸 3~5 亿元,退洪闸 1~3 亿元。可预见工程(不包括入海水道扩建和新河挖深)总投资为 150~200 亿元。

土方工程增加投资的因素主要是施工难度和施工方法。例如,新河河堤需要在水下施工时,似乎只能采用围堰进栈法,这样将增加重复工程量和施工期。另外,湖底土源利用及处理是不确定的因素。

5.3 对前期规划设计及研究工作的建议

建议以图 4 方案为基础进行前期水力学模拟和工程布置研究,方案Ⅲ作为比较方案。

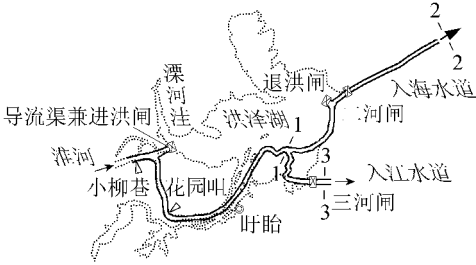


图 4 方案Ⅱ的改进

规划设计需要对满足通航、输沙的工程布置、控制水位及管理运用、水下土方工程施工方法及土源利用,以及综合经济效益等相关问题进行论证,并对环境影响作出评价。

(下转第 24 页)

生态环境健康、维持生物多样性、提供生境、防御洪涝灾害、促进当地社会和经济上发挥了极其重要的作用。

c. 羊湖作为羊湖抽水蓄能电站的上库,自建成以来主要以泄水发电为主,气候变化和降雨量的影响未引起湖水水位产生较大变化,即水电开发对湖泊的生态服务价值仅产生了很小的影响,主要表现在湖泊周围和雅鲁藏布江水质的影响,计算结果与湖泊直接使用价值相比较,结果表明由水电开发所带来的经济损失为9.91万元,说明水电开发对羊湖生态服务功能的影响很小。水电资源的开发是人类利用自然资源的行为,资源的开发一定会带来对生态环境的影响和改变,这种改变并非都是负面的影响,只要人们在开发过程中注重减轻和避免可能的不利影响,做到开发前进行科学的环境论证和规划,运行期间进行实时监测和处理,就可以使资源利用与环境保护和谐发展。然而,如果羊湖电站一直按发电的方式运行,长此以往对湖水水位的影响是不可忽视的,由此带来的对生物生活环境的影响将会是深刻的、复杂的,有待于今后的验证和进一步研究。

d. 目前湖泊生态系统服务功能评价方法还不太成熟,存在着价值标准不太合理及有关数据不够准确等不足,使评价结果的完整性和准确性受到一定影响,同时本研究属探索性工作,在指标的选取、定量化评价方面还有待进一步深入和完善。

参考文献：

[1] DAILY C. C. Natures services :societal dependence on natural ecosystem[M]. Washington D. C. :Island Press ,1997.
[2] 赵同谦 欧阳志云 郑华,等.中国森林生态系统服务功能及其价值评价[J]. 自然资源学报 ,2004 ,19(4) :480-491.

(上接第7页)

参考文献：

[1] 淮河水利委员会.淮河志(第一卷)·淮河大事记[M].北京 :科学出版社 ,1997.
[2] 毛世民 沈曼莲 王发信.淮河中游段河流纵剖面特性[J]. 泥沙信息 ,1997(1) :43-47.
[3] 王学功 王成.试论淮河实施河湖分离的必要性及可行方案[J]. 水利水电科技进展 ,2005 25(5) :1-4.
[4] 淮河水利委员会.中国江河防洪丛书·淮河卷[M].北京 :中国水利水电出版社 ,1996.
[5] 谢瑞 洪大林 陈长英.淮河入流对长江水流的影响分

[3] 欧阳志云 王效科 苗鸿.中国陆地生态系统服务功能及其生态经济价值的初步研究[J]. 生态学报 ,1999 ,19(5) :607-613.
[4] 谢高地 张钰铨 鲁春霞,等.中国自然草地生态系统服务价值[J]. 自然资源学报 ,2001 ,16(1) :47-53.
[5] 孙新章 周海林 谢高地.中国农田生态系统的服务功能及其经济价值[J]. 中国人口资源与环境 ,2007 ,17(4) :55-60.
[6] 魏国良 崔保山 董世魁,等.水电开发对河流生态系统服务功能的影响[J]. 环境科学学报 ,2008 ,28(5) :234-242.
[7] 中国科学院青藏高原综合科学考察队.西藏自然地理[M].北京 :科学出版社 ,1982 :64-67.
[8] 中国科学院青藏高原综合科学考察队.西藏河流与湖泊[M].北京 :科学出版社 ,1982 :115-150.
[9] 欧阳志云 赵同谦 王效科,等.水生态服务功能分析及其间接价值评价[J]. 生态学报 ,2004 ,24(10) :2091-2099.
[10] 蔡庆华 唐涛 邓红兵.淡水生态系统服务及其评价指标体系的探讨[J]. 应用生态学报 ,2003 ,14(1) :135-138.
[11] 栾建国 陈文祥.河流生态系统的典型特征和服务功能[J]. 人民长江 ,2004 ,35(9) :41-43.
[12] 刘天仇.西藏羊卓雍错水位动态研究[J]. 地理科学 ,1995 ,15(1) :55-62.
[13] 潘文斌 唐涛 邓红兵,等.湖泊生态系统服务功能评估初探——以湖北保安湖为例[J]. 应用生态学报 ,2002 ,13(10) :1315-1318.
[14] 赵同谦 欧阳志云 王效科,等.中国陆地地表水生态系统服务功能及其生态经济价值评价[J]. 自然资源学报 ,2003 ,18(4) :443-452.
[15] COSTANZA R 和 'ARGE R 和 de GROOT R 和 et al. The value of the world 's ecosystem services and natural capita[J]. Nature ,1997 ,387 :253-260.

(收稿日期 2010-04-29 编辑 高建群)

杭[J]. 水利水电科技进展 ,2008 28(3) :8-11.
[6] 淮河水利委员会.淮河水利简史[M].北京 :中国水利水电出版社 ,1990.
[7] 成都科学技术大学水力学教研室.水力学(上册)[M].北京 :人民教育出版社 ,1979.
[8] 段红东.建设入海水道 造福淮河人民[J]. 治淮 ,1999(12) :3-4.
[9] 武汉水利电力学院水力学教研室.水力计算手册[M].北京 :水利出版社 ,1980.
[10] 毛世民 许浒.淮河治理与河湖江海的关系[J]. 水利水电科技进展 ,2009 29(4) :63-66.

(收稿日期 2010-07-27 编辑 高建群)