

水运工程技术资料

13

山区航道整治论文集

人民交通出版社

水运工程技术资料

13

山区航道整治论文集

人 民 交 通 出 版 社

水运工程技术资料(13)

山区航道整治论文集

人民交通出版社出版

(北京市安定门外和平里)

北京市书刊出版业营业许可证出字第 006 号

新华书店北京发行所发行

各地新华书店经营

人民交通出版社印刷厂印

开本: 787×1092 $\frac{1}{16}$ 印张: 10.75 字数: 261 千

1980年9月 第1版

1980年9月 第1版 第1次印刷

印数: 0001—1,400册 定价 1.70 元

前 言

本书选编了18篇山区河流航道整治的论文,其中有理论探讨、多次工程的综合论述和个别工程的总结。这些论文紧密联系航道整治工程实践,各有独特之处,可供航道工作者参考。

本书由重庆交通学院水港系王绍成担任主审,邓伯强、沈有贤参加审稿工作。

除已选编的18篇论文外,尚有:“川江浅滩整治经验初步总结”(见《长江科技》1978年2期)、“山区河流水面曲线计算方法研究(摘要)”(全文见《水利水运科技情报》1976年1期)、“从嘉陵江广元至南充航道整治浅谈山区河流的河床修整”(见《水运工程》1979年5期)等三篇论文,因已在有关刊物上发表,故不再选入。

由于我们编辑水平所限,选编中难免会有一些错误,请读者批评指正。

交通部水运规划设计院

目 录

丁坝水力计算一些问题的讨论

..... 天津水运工程科学研究所 卢汉才 (1)

冲积性河流航道整治线宽度和整治水位的确定

..... 天津水运工程科学研究所 刘建民 (10)

急流滩水面坡降计算

..... 重庆交通学院 邓伯强等 (21)
六六一工程指挥部 王士毅

川江急流滩险的整治

..... 六六一工程指挥部 王士毅等 (26)
重庆交通学院 邓伯强

对水电枢纽下游和有壅水影响的山区航道整治工程设计

水位问题的初步探讨

..... 湖南省航道管理处测设队 刘同茂 (33)

潜坝整治急流滩

..... 福建省航运管理局航道养护大队 徐心群 (40)

浅谈四川山区中小河流卵石滩整治平面布置

..... 四川省交通局内河规划测设队 唐银安 (53)

川江折桅子滩航道整治

..... 天津水运工程科学研究所 杨学忠 (64)

深孔爆破与机械化清碴在航道整治陆上施工中的运用

..... 六六一工程指挥部 杨大业 (73)

川江航道水下爆破施工技术

..... 六六一工程指挥部 陈忠良 (77)

右江航道整治方法

..... 广西壮族自治区南宁航道工程区 冯毅 (85)

从浔江襴洲水道整治工程探讨汉流航道整治问题

..... 广西壮族自治区梧州航道工程区 彭长生 (101)
梁尚荣

金沙江洒水坝滩的整治

..... 云南省交通局航务处 汪荣梁等 (112)
赵德富

整治崩岩滩的几点认识

..... 贵州省交通勘察设计院 廖国平 (121)

沱江口小北门滩整治

..... 四川省交通局内河规划测设队 余钧汉 (132)

川江溪口滩整治中水石流防治工作

..... 六六一工程指挥部 李丰佑 (144)

川江筑坝工艺及机械化施工

..... 六六一工程指挥部 周冠伦 (150)

丁坝设计

..... 刘书伦 (157)

丁坝水力计算一些问题的讨论

天津水运工程科学研究所 卢汉才

一、前言

在航道整治工程中,改善浅滩通航条件,通常采用丁坝、顺坝及堵坝等重型或轻型的整治建筑物,其中以丁坝应用为最广泛。但是由于问题的复杂性,航道整治工程中确定丁坝的长度、高度及间距等,一般采用经验和半经验的方法。在过去一段时间里,如果说,丁坝尺寸及其对水流作用的研究多限于经验和半经验方法的话^[1],那么丁坝对水流结构的影响则研究更少了。然而,丁坝的水力结构变化规律,对正确地确定丁坝尺寸是极为关键的。丁坝水力学问题,包括丁坝约束河床以后在潜没和非潜没情况下水流流态的变化;丁坝区回流长度;回流区界面水流紊动强度及回流边线的确定;丁坝断面及水流沿程扩散以后流速沿程分布规律;丁坝坝头冲刷深度的确定等。本文仅对丁坝在非潜没情况下有效长度,丁坝断面流速分布及丁坝挑流压缩断面距离问题进行总结和讨论。

二、非潜没丁坝水力形态及影响范围

大体分经验方法和理论分析方法两种。

1928年,文克尔(Winkel)^[2]为研究不透水丁坝间距进行了水槽试验,水流绕丁坝以后,流速沿分离线增长、扩散。丁坝的有效影响长度为流速扩散后流速为零的回流终点和坝根的距离,见图1。试验确定水流分离角平均在 $5^{\circ}5'$ 到 $7^{\circ}4'$ 之间,平均为 $6^{\circ}6'$,认为丁坝最大影响距离可用下式表示:

$$L = 4.675l \quad (1)$$

式中: L ——丁坝有效距;

l ——丁坝长度。

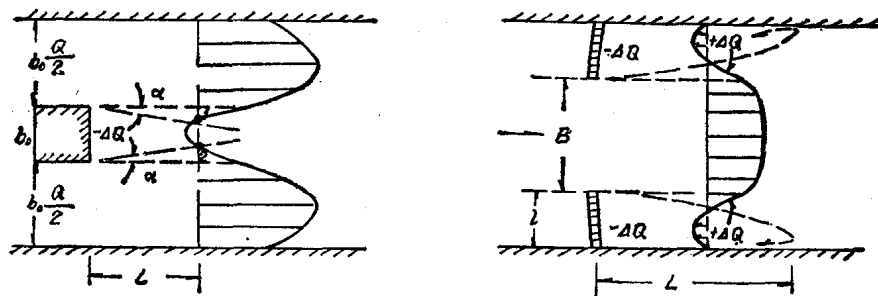


图 1

试验研究只考虑扩散角影响, 不考虑河岸河床形态及糙率的影响, 在丁坝约束河床程度变化时这种关系又是另一种情况。虽然研究比较简单, 但他提出确定丁坝有效长度的流速分布图型仍为以后许多研究者所沿用。

富永正博士^[8]研究日本一些河流实际工程经验, 提出如下关系式:

$$L = (1.7 \sim 2.3)l \quad (\text{顺直段}) \quad (2)$$

$$L = (1.4 \sim 1.8)l \quad (\text{凹岸河段})$$

$$L = (2.8 \sim 3.6)l \quad (\text{凸岸河段})$$

河流类型不同, 流速比降有别, (2)式和上述因素没有明确关系。

昭和35年, 秋草勋^[8]等人研究日本50多条大小河流190个工程概况以后, 认为丁坝有效间距大部分在坝长的1~4倍, 2~3倍的占50%, 不同河段情况下给出的经验关系与富永正博士研究结果类同。

C.T.阿尔多宁^[4]根据苏联欧洲河流实践经验及试验室研究, 得出一些经验关系。认为丁坝间距在凹岸较密, 凸岸较稀, 顺直段界于其间, 建议在凹岸为坝长的1.0~2.5倍, 在凸岸为4~8倍, 顺直段为3~4倍。

理论上的研究, 日本则以秋草勋等人为首, 认为丁坝引起水流扩散形成的不连续流, 可遵循二元势流规律, 把丁坝对水流影响当作挡板置于无限平面内形成不连续流问题来处理, 用保角变换方法来求解水流分离曲线表达式。显然, 无限平面的假定和河流实际情况差别较大, 以他自己的计算, 当水流入射角为 0° 及 -20° 时, 丁坝区有效长度分别为14.5倍及40倍之多。见图2。其函数关系与丁坝对河床约束程度无关, 这种缺点也是显而易见的。

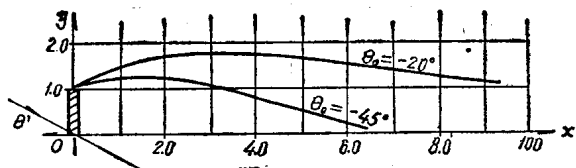


图 2

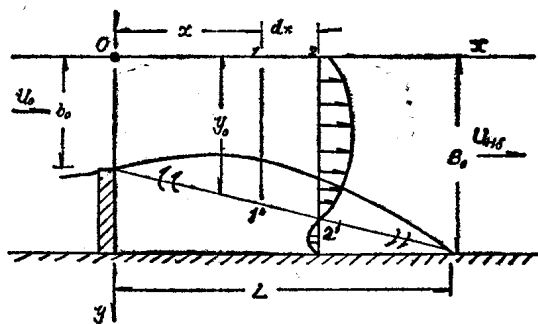


图 3

1957年, B.M.贝可夫^[5]研究侧向扩散水流中单元水体中力的平衡情况, 写出沿X轴的运动方程及水流连续方程式:

$$\alpha \rho d(QU) = -\omega d\phi - \tau_{底} y_0 dx - \tau_{边} h dx - \tau_{xy} h dx \quad (3)$$

$$Q = B \cdot HU \quad (4)$$

他假定 $\frac{d\phi}{dx} = 0$, $\tau_{xy} = \rho \kappa \left| \frac{dv}{dy} \right|$, κ —— 卡门系数。考虑如图3相应的边界条件, 得出回流

区长度如下表达式:

$$\frac{L}{B_0 - b_0} = \frac{\lg \frac{U_0}{U_{H3}} - \frac{1}{2} \lg \frac{B_0}{b_0}}{(\lambda_0 + \kappa^2 A) \frac{1}{2\alpha} \lg \frac{B_0}{b_0} + \frac{\lambda_0}{4.6\alpha h} (B_0 - b_0)} \quad (5)$$

式中 λ_s 、 λ_b 为侧向及槽底阻力系数, $A = 1.74$ 。贝氏的研究显然较秋氏深入, 其分析方法至今仍为研究者所沿用。贝氏公式缺点在于略去了压力沿程变化以及在计算紊动切应力时所作的不完全符合实际的假设。

在这期间, 研究这个问题的还有 Φ 、 Γ 贡柯^[6]及 H 、 B 列别捷夫^[7]等人。在处理回流界区紊流切应力时, 前者采取为常数, 后者则采取普兰特里关于边界层紊动粘性系数的假设, 这样处理都不易为人们所接受的。

1963年王木兰研究侧向骤然扩散水流时, 对回流长度得出如下表达式^[8]:

$$L = \frac{\alpha b_0 \ln \left| \frac{B_0}{b_0} \right|}{Ai + Bj + Ck + K} \quad (6)$$

$$\text{式中: } Ai = 0.5 \left[\frac{\varphi}{2} - \varphi^2 + \varphi^3 \ln \frac{B_0}{b_0} \right],$$

$$Bj = -0.32 \left[\varphi - \varphi^2 \ln \frac{B_0}{b_0} \right],$$

$$Ck = 0.1 \left[\varphi \ln \frac{B_0}{b_0} \right],$$

$$K = \frac{g}{C\delta^2} \varphi \ln \left| \frac{B}{b} \right| + \frac{gb}{C\delta^3 H_0},$$

$$\varphi = \frac{b_0}{B_0 - b_0}.$$

王木兰假设扩散段上, τ_{xy} 是起初沿程增长, 而在扩散段之末沿程递减的规律导出上式。

在如何确定回流边界因高度紊动而引起紊动切应力变化问题上, 目前存在三种观点: 其一是紊动切应力为常数; 其二是认为它随离入口断面加大而增长; 其三是在扩散段上它按某一规律沿流变化的, 在扩散段之初沿程增长, 而在扩散段之末则沿程递减。根据各自试验资料得出相应公式。最近窦国仁研究丁坝回流及其相似律^[9], 从回流交界面处紊动交换系数沿回流边线不断增大规律得出了计算回流长度及回流边线的计算公式。研究面比过去前进一大步, 为航道设计提供方便的计算方法。可以指出, 水流紊动扩散系数沿回流边线变化规律及其精确计算尚有待深入研究。在进一步探索边线紊动机理同时, 总结天然河流工程实践经验, 将有助于研究进一步提高。

三、丁坝断面流速分布及压缩断面的计算

(一) 丁坝断面流速分布

丁坝约束河床以后, 断面上流量、流速重新调整, 其水力结构目前研究还不很充分。建坝以后, 如果河床质大小分布不是过分悬殊, 河床冲刷量一般是沿断面由大到小, 说明水流重新调整是有一定规律的。长期以来, 一些航道水力工作者用假设进行计算^[10], 没有得出完善的解答, 特别是这种计算方法实用程度如何, 还不很清楚, 我们分析了下面三种计算方法。

1. 流量面积法

建设丁坝的河床, 水流接近丁坝时水面有某些涌高, 到丁坝断面, 流速加大, 自由水面

B_0 内流量面积总和 $\left(\sum_{i=1}^{n=B_0} b_i k_i^{\frac{5}{3}}\right)$,按下式计算出单元宽度内平均流速。

$$v_i = K(h_i)^{\frac{2}{3}} \quad (7)$$

式中: $K = \frac{Q}{\sum_{i=1}^{n=B_0} b_i h_i^{\frac{5}{3}}}$;

Q ——计算流量。

已知计算流量, 即可根据部分流量面积计算 K 值, 因此断面单元宽度内平均流速可由 (7) 式计算。 K 值随设计丁坝长度不同而变化。整治前设计断面流量分配亦可用上式计算。

引用第聂伯河柯日文斯克浅滩及我国川江折桅子滩资料, 计算结果见表 1、2 (见第 6、7 页)。柯日文斯克浅滩的计算流量 $Q = 1,950 \text{ 米}^3/\text{秒}$ 。河宽 930 米, 整治河宽 690 米, 其流量面积为 5600, K 值为 0.348。

折桅子滩计算流量为 3870米³/秒。10号断面宽度为360米，整治后为292米，断面形态见图4。

计算结果和实测比较,对柯日文斯克浅滩而言,流速最大误差为10%,而在折桅子,一般误差为28%~40%。

2. 三角形疊加法^[11]

这种计算方法,假定丁坝拦截的部分流量以三角形分布形式叠加于原有河床流量,从丁坝坝头算起,沿断面按直线变化规律递减,至河岸为零,坝头处叠加流量最大(图5)。

计算根据天然实测流量分布或流量面积法进行。已知天然河床断面流量分布 $q_0 = f(x)$ 。设计丁坝长度 l 内截去的流量为 Q_1 ，在 B_0 内重新分配，坝头处单宽流量按下式计算：

$$q_i = \frac{2Q_1}{B_0} \quad (8)$$

已知 q_1 ，按直线递减规律算得 B_0 宽度内叠加流量为 $q' = f(x)$ 。整治后单宽流量沿 B_0 分配为 $q = q_0 + q'$ ，由此可计算出流量沿断面的分布，按流速分布规律即可判断丁坝尺寸及其整治效果。如果没有天然实测断面流量资料，可按流量面积法进行计算。

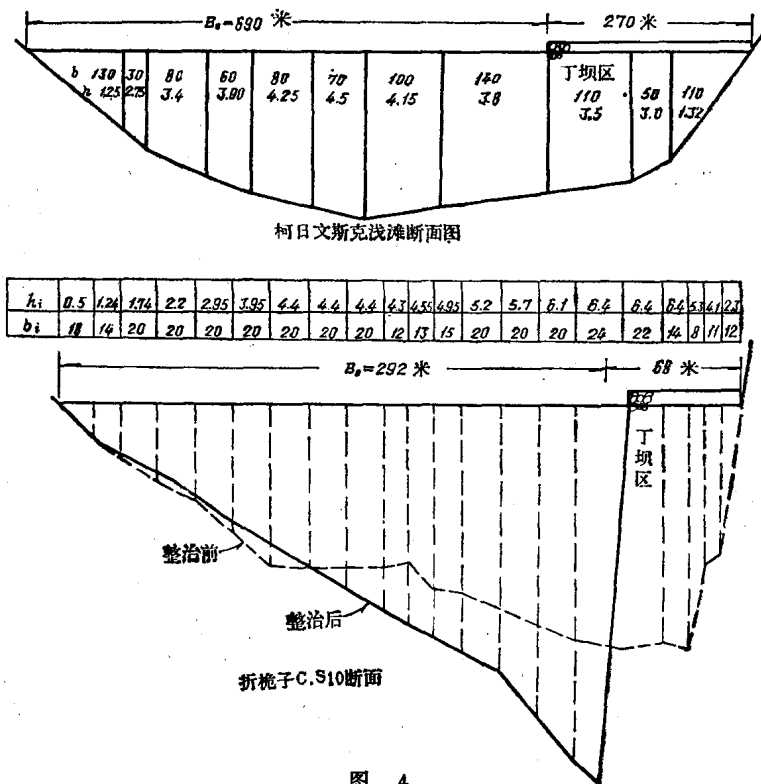


图 4

引用前述两滩资料, 计算结果见表1、2。对柯日文斯克浅滩来说, 流速最大误差为10%, 对折桅子来说除6号流束外流速误差16%, 一般说, 坝头处流速偏大。

3. 椭圆形叠加法

根据水文资料观测及模型试验实践, 往往看到流速增大较多的不是在坝头处, 而是在离坝头一定的距离, 因此设想丁坝拦截部分流量以椭圆分布型式叠加于原有断面流量。丁坝坝头为椭圆圆心, 长轴为约束以后河宽 B_0 , 短轴 a 为流量增加强度, 利用下式可以计算沿 B_0 宽度分布的叠加流量, 见图5。

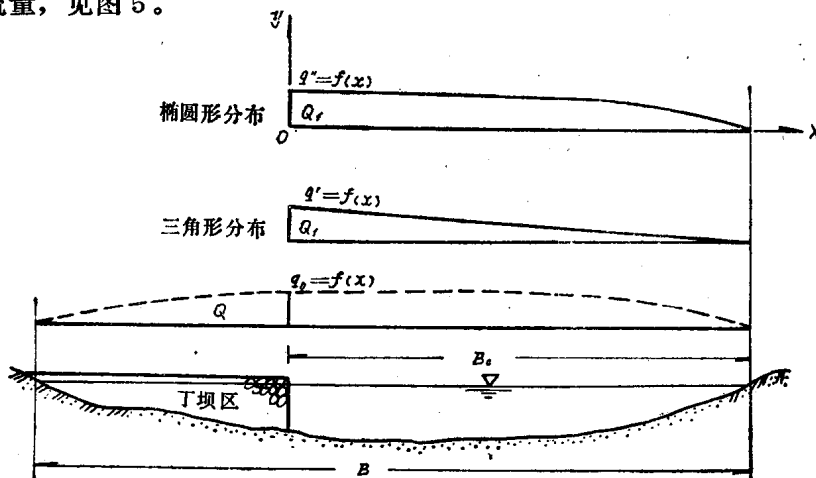


图5 丁坝断面流量分布示意图

$$y_Q = a \sqrt{1 - \left(\frac{x}{B_0}\right)^2} \quad (9)$$

$$Q_1 = K\pi a B_0 \quad (10)$$

式中: B_0 ——整治后河宽;

x ——沿 B_0 宽度任点距离;

y_Q —— x 点流量;

Q_1 ——丁坝拦截部分流量;

a ——流量分配强度;

K ——分布系数为1/4。

已知丁坝长度 l 所拦截流量为 Q_1 , 由(10)式算出椭圆短轴 a , 即 x 为零点流量。由(9)式算出任一点距离流量, 由此算出沿 B_0 的流量分布 $q'' = f(x)$ 。故 $q = q_0 + q''$ 。

引用前述两滩资料, 计算断面见图4。计算结果见表1、2。

对于柯日文斯克浅滩, 计算和实测偏差为1%~10%, 仅岸边一点偏差36%。对于折桅子滩, 除6号流束外, 一般偏差为2~3%。

经过上述计算比较, 我们可以看到几个特点:

(1) 上述三种计算方法, 对于近似抛物线型断面的浅滩, 和实测的趋势比较接近。三角形法一般说在坝头偏差大一些, 椭圆型叠加法则相反, 在靠近岸边单元宽度内偏大。流量面积法和三角形法基本相同。

(2) 断面形态不同, 计算精度亦异。近似抛物线型断面形态, 计算结果要比其他形态好些。因此, 断面形态比较复杂的浅滩, 用目前计算方法, 只能得出一个大概的趋势。

(3)从分析方法的理论基础看, 流量面积法是运用如下的水流运动方程及连续方程计算的。

$$v = \frac{1}{n} k^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (11)$$

$$q = v \cdot b \cdot h \quad (12)$$

计算过程中, 认为 $(\frac{1}{n} S^{\frac{1}{2}})$ 是一个常数, 因而流量的大小和水深的5/3次方成正比。而三角形法、椭圆形法中叠加部分流量的分布, 仅和整治线宽度有关, 出现误差是显而易见的。从目前计算结果看, 后二种方法还可以作为计算流速分布的参考方法。

柯日文斯克浅滩断面流速表 表 1

流束编号	单元流速宽度 b_1 (米)	平均水深 h_1 (米)	流量面积 $b_1 h_1^{\frac{5}{3}}$	天然实测流速 v 米/秒	计 算 流 速 (米/秒)					
					流 量 面 积 法	误 差 (%)	三 角 形 法	误 差 (%)	椭 圆 形 法	误 差 (%)
1	130	1.25	190	0.42	0.41	2.5	0.42	0	0.57	36
2	30	2.75	165	0.70	0.67	4.5	0.63	10.0	0.71	1
3	80	3.4	600	0.74	0.78	5.5	0.73	1.4	0.78	5.4
4	60	3.9	570	0.80	0.87	8.5	0.82	2.5	0.85	6.3
5	80	4.25	870	0.83	0.92	10.5	0.87	5.0	0.89	7.0
6	70	4.50	850	0.87	0.96	10.5	0.92	6.0	0.92	6.0
7	100	4.15	1050	0.92	0.90	2	0.92	0	0.89	3.3
8	140	3.80	1345	0.94	0.86	9.3	0.96	2	0.88	6.4
9	110	3.5	885							
10	50	3.0	310							
11	110	1.32	175							

注: (1)流束9-11为丁坝区。(2)资料取自文献[10]。

天然河流情况比较复杂, 改善浅滩流态和通航尺度的设计, 必需根据河流类型、浅滩种类研究河床变化规律, 确定其整治原则和方法, 并在设计阶段中, 拟定整治线宽度、初步确定整治建筑物尺寸, 进行水力计算。如果比较清楚地了解丁坝约束河床以后其断面流速分布状态, 就能够结合河床质大小及其分布, 规划出合理的丁坝尺度, 对浅滩整治效果作出较有把握的预报。顺便指出, 由于丁坝作用, 断面流速增加, 河床发生冲刷, 河床冲淤变化以后流速分布因河床变形又重新调整, 冲淤平衡以后流速分布用河床变形计算方法确定, 这里从略。作为初步设计估算, 上述计算方法也是一个简便的工具。

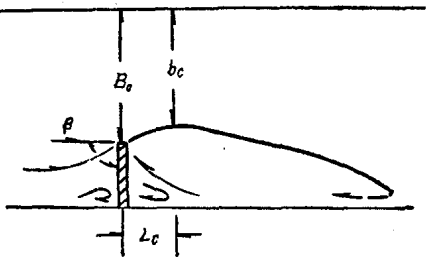


图 6 丁坝挑流收缩断面位置

(二)收缩断面位置计算

丁坝约束河床, 水流受丁坝的挑流作用, 距丁坝下游一定距离内, 存在水流压缩区域, 其中有一个最大收缩断面, 见图 6。最大收缩断面处流速要比丁坝的断面大, 水流经此断面以后, 逐步扩散, 这种压缩现象随丁坝断面收缩程度加大而加剧。众所周知, 水流压缩最大

折桅子滩10°断面流速分配表

表 2

流束 编号	单元流 速宽度 b_i (米)	平均水深 h_i (米)	流量面积 $b_i h_i$ (米 ²)	天然实测 流 速 v (米/秒)	计 算 流 速 (米/秒)					
					流量面积法		三角形法		椭圆形法	
					冲 前	冲 后	冲 前	冲 后	冲 前	冲 后
1	18	0.5	58		0.78	0.80	0.82	0.82	2.87	2.78
2	14	1.24	20		1.40	0.90	1.52	1.52	2.51	2.50
8	20	1.74	50		1.76	1.10	1.87	2.04	2.61	2.84
4	20	2.2	76		2.10	1.30	2.20	2.31	2.78	2.92
5	20	2.95	121		2.45	1.55	2.46	2.60	2.86	3.02
6	20	3.95	196	2.38 (2.80)	3.00	1.72	2.83	3.20	3.05	3.50
7	20	4.4	236		3.27	1.90	3.06	3.35	3.21	3.50
8	20	4.4	236		3.27	2.20	3.17	2.94	3.26	3.08
9	20	4.4	236		3.27	2.40	3.28	2.70	3.30	2.76
10	12	4.3	137		3.20	2.55	3.33	2.60	3.30	2.52
11	13	4.55	162		3.30	2.60	3.33	2.65	3.35	2.54
12	15	4.95	216	2.72 (3.20)	3.52	2.75	3.58	2.79	3.43	2.68
13	20	5.2	310		3.61	2.89	3.67	2.79	3.48	2.75
14	20	5.7	337		3.65	3.12	3.68	2.80	3.43	2.50
15	20	6.1	409	2.42 (2.84)	4.8	3.45	3.96	2.80	3.66	2.50
16	24	6.4	530		4.10	3.65	4.12	2.82	3.75	2.60
17	22	6.4	485							
18	14	6.4	309							
19	8	5.3	130							
20	8	4.1	84							
21	12	2.3	48							

注：(1)天然流速按表面流速0.85倍计算。(2)16-21为丁坝区，下挑丁坝交角为42°。

区域，就是河床冲刷最剧烈的区域，确定最大收缩断面位置，就可对丁坝平面位置作出最佳的选择，发挥丁坝最大的效用。压缩断面离丁坝断面距离，A.H.科切耶夫利用水槽试验得出如下关系：

$$L_c = \psi B_0 \quad (13)$$

式中： L_c ——收缩断面到丁坝断面距离，

B_0 ——丁坝断面孔口宽度，

ψ ——系数，和河床约束程度 Θ 有关，由下表确定。 $\Theta = \frac{A_0 - A_c}{A_0}$ ， A_0 及 A_c 为丁坝断面

表 3

河床收缩程度 Θ	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90
系 数 ψ	0.5	0.46	0.42	0.38	0.34

面整治前及丁坝拦截的面积。

(13)式仅适用于垂直丁坝的情况。水流和丁坝成某种交角,在航道整治中被广泛采用,但不能按上式计算。针对上述问题,笔者分析试验资料,对收缩断面距离,提出如下计算式:

$$L_c = \eta B_0 \quad (14)$$

式中:
$$\eta = \left[\frac{1.40 - 0.8\textcircled{E}}{\pi} \right] \beta \quad (15)$$

而 β = 水流和丁坝交角,以弧度计。

$$\textcircled{E} = \frac{A_0 - A_c}{A_0}$$

其中: A_0 ——丁坝约束前河床断面面积;

A_c ——丁坝占去的断面面积。

柯氏水槽试验资料表明,系数 ψ 和河床约束程度 $\textcircled{E}$ 是直线关系,收缩断面距离和约束程度成正比。我们可以设想,对一定的约束程度,收缩断面距和水流与丁坝交角成直线关系,由此导出(15)式。

当水流和丁坝交角为零度时,(15)式中 η 为零,则 L_c 为零,也就不存在挑流问题。当 $\beta = 90^\circ$ (或1.5708弧度)则 $\eta = 0.70 - 0.4\textcircled{E}$, η 值和(13)式中 ψ 值相同。也就是说,(13)式是(14)式的一种特殊形式。

收缩断面所在的位置,流速最大,河床冲刷也较剧烈。我们以川江折桅子浅滩^[12]及燕子碛浅滩进行计算^[13],结果还是比较好的。

折桅子滩整治前断面(c.s10)断面积 $A_0 = 1517.9 \text{米}^2$,丁坝拦截断面积 $A_c = 358.3 \text{米}^2$,此时 $B_0 = 292 \text{米}$, $\textcircled{E} = 0.765$ 米,水流与丁坝交角为42度,由(15)式计算 $\eta = 0.185$,由(14)式得:

$$L_c = 0.185 \times 292 = 54 \text{米}$$

根据折桅子滩滩地形态,浅泡在丁坝坝头断面(c.s10)下游30~90米,即c.s11~12前后,整治后,效果显著,浅泡消失,这个地区冲刷最多。

燕子碛滩在整治水位2.5米情况下,各计算数据为 $A_0 = 2576 \text{米}^2$, $A_c = 840 \text{米}^2$, $B_0 = 522 \text{米}$, $\textcircled{E} = 0.674$,水流和丁坝成60°交角。由(14)式得

$$L_c = (1.4 - 0.8 \times 0.674) \frac{60}{180} \times 522 = 150 \text{米}$$

燕子碛整治后,通航水深为4.0米,冲刷最大在坝头(c.s.3)以下135米地区。

上述工程实践表明,计算结果是符合实际情况的。公式(14)、(15)可供设计参考。

参 考 文 献

[1] 刘建民、卢汉才:“我国南方中小河流航道整治方法初步研究”,《山区性中小河流航道治理学术讨论会论文汇编》1964年。

[2] Winkel, De Buhnenwirkung Bautechnik H.27 1928年。

- [3] 秋草勋等: 水制に関する研究土木研究报告 (第107号)。
- [4] 《山区航道整治》人民交通出版社1975年。
- [5] В.М. Быков: Плановое расширение потоков в нижних бьефах гидротехнических сооружений.
- [6] Ф.Г. Гунько: О расширении спокойного потока в приустьевой русле. из. ВНИИГ. Т46. 1951年。
- [7] И.В. Лебедев: Гидравлика строительно-технической компоновки гидротехнических сооружений. Докторская диссертация. Москва. 1961年。
- [8] 王木兰: 具有侧向骤然扩大的水流结构的研究, 1963年。
- [9] 窦国仁: 丁坝回流及其相似律的研究, 1977年。
- [10] А.Н. Коцеев: Гидравлический метод расчета незатопленных полузапруд. 1964年。
- [11] 天科所、西南水科所: 川江苦竹碛浅滩整治经验总结, 1978年。
- [12] 天科所、西南水科所: 川江折桅子滩航道整治经验总结, 1978年。
- [13] 天科所、长航661工程指挥部: 川江燕子碛浅滩整治经验总结, 1978年。

冲积性河流航道整治线宽度和 整治水位的确定

天津水运工程科学研究所 刘建民

一、前 言

1961至1963年间我们总结广东、贵州和四川几条河流航道整治工程中,深感整治线宽度和整治水位的确定,是一个比较重要的问题。各公式算得的结果常相差较大,不易判断何种公式比较接近实际,只好依赖实践经验和优良河段的数据来鉴别。由于各滩段的水流和河床形态差异较大,难于找到较相似的实践经验和优良河段的资料。为此,我们在总结实践的基础上,曾提出如下的计算式〔1〕:

$$B_2 = B_1 \left(\frac{H_1}{\eta_f} \right)^y \quad (1)$$

式中: $y = \frac{19+6m}{6(2+m)}$; m 为相对流速的函数,可查表求得。

此公式的基本出发点是:认为被整治的浅滩河段,在涨水和落水虽有一些冲淤变化,但到枯水时变化不大,基本上处于相对平衡。用导治建筑物缩窄河面宽度,必然压缩过水面,加大流速,增强输沙能力,冲深浅区。当冲深到设计航深时,此时的输沙率与整治前相同,而不再冲深,我们认为从 $G_1 = G_2$ 推求整治线宽度的概念是比较合理的。但是上式经工程实践后,所得整治线宽度大于实际宽度,在分析川江浅滩整治效果时,计算值也大于实测值,此式有一些不合理的地方:(1)在推演过程中,所用的止动流速公式,未包含相对水深 $\left(\frac{H}{d} \right)$ 的影响;(2)用导治建筑物缩窄河宽,目前多采用抛石建筑丁坝或顺坝,大都有一定的透水性,其渗流未加考虑,整治线宽度内的 Q_2 小于 Q_1 ;浅滩经整治后,水深加深,断面扩大,整治后的设计水位要降落一个数值,在计算时未计及此值。由此可知,上式必须修改才能获得满意的结果。

二、整治线宽度计算公式的推求

冲积河流中浅滩的形成原因多种多样,但总的说来,它是水流与河床相互作用的产物。通常浅滩大都位于河流的扩大段,或缩窄处的上游段。这是在涨水过程中,水流流速减小,降低了水流的输沙能力,造成泥沙淤积,而落水时又不能全部冲走所形成。在一个水文年内,各浅滩有不同程度的冲淤变化,但多年的枯水情况,一般是变化不大,因此可以认为这些浅滩的变化已处于相对平衡的情况。为改善这类浅滩的航行条件,需加大其水深。目前除

几条大江的中下游多采用疏浚外，其上游和一般的中小河流大都采用导治建筑物缩窄河宽，或固定边滩，其目的都是加大落水时的冲刷作用，增大水深以满足航行要求。在设计时，设计航深是已知的，问题是在何种水位下，河宽需缩窄多少才能冲深到设计航深，此问题的正确解决，就是整治水位和整治线宽度的确定。

前已指出，浅滩演变基本上处于相对平衡，整治后，若不考虑冲刷的过程，而只考虑冲深到要求的水深时，其输沙量与整治前相等而不再冲刷，浅区的河床达到新的平衡，由此可得

$$G_1 = G_2 \quad (2)$$

式中脚注“1”和“2”分别表示整治前和整治后。

关于河流泥沙运动问题，国内外作了很多研究，已取得不少成果。但对水流输沙能力，到目前为止，尚未得到大颗粒的底沙和细颗粒悬沙的统一关系式。通常是将这两类泥沙分别进行研究，并都得到一些计算式。底沙输沙能力一般的表达式为

$$G = Kd \left(\frac{v}{v_{0H}} \right)^3 v_{0H} \left(\frac{v}{v_{0H}} - 1 \right) \left(\frac{d}{H} \right)^z B \quad (3)$$

式中： G 为断面输沙率， K 为系数， d 为泥沙的平均直径， v 为断面平均流速， H 为断面平均水深， B 为河宽， z 为指数，一般为 $1/4 \sim 1/6$ ，我们取 $1/4$ 。 v_{0H} 为止动流速，可用下式表示：

$$v_{0H} = cd^{\frac{1}{3}} H^{\frac{1}{6}} \quad (4)$$

式中： c 为一常数，沙莫夫求得 $c = 3.83$ 。

为计算公式导演方便起见，将(3)式中的 $\left(\frac{v}{v_{0H}} - 1 \right)$ 项改写成指数形式如下：

$$\left(\frac{v}{v_{0H}} - 1 \right) = \alpha \left(\frac{v}{v_{0H}} \right)^m \quad (5)$$

上式中 α 和 m 值的确定，可给出一系列的 $\frac{v}{v_{0H}}$ 值，在对数纸上绘出 $\left(\frac{v}{v_{0H}} - 1 \right) \sim \frac{v}{v_{0H}}$ 的关系曲线。再将此曲线分成若干段，每段可近似地视为直线关系，这样即可定出各段的 α 和 m 的数值，列于下表。

$1.1 < \frac{v}{v_{0H}} < 1.5$			$1.5 < \frac{v}{v_{0H}} < 2.5$			$2.5 < \frac{v}{v_{0H}} < 10$		
m	y_1	y_2	m	y_1	y_2	m	y_1	y_2
5.36	1.13	1.34	2.22	1.23	1.46	1.26	1.31	1.55

将(5)式代入(3)式并合并系数项得

$$G = K' d \left(\frac{v}{v_{0H}} \right)^{3+m} v_{0H} \left(\frac{d}{H} \right)^{\frac{1}{4}} B \quad (6)$$

又因

$$v = \frac{Q}{BH} \quad (7)$$

将(6)式和(7)式代入(2)式，因 K' 为常数。整治后泥沙平均直径 d 一般是要变粗些，其粗化的程度，目前无实测资料，估计变化不大，可近似地取 $d_1 = d_2$ ，化简后得