

公路斜交桥壅水特性

孙东坡, 杨苏宁, 宋永军, 郎兴学

(华北水利水电学院 水利学院, 河南 郑州 450011)

摘要: 应用合共公路桥的概化模型试验研究了斜交桥的阻水特性、壅水高度。通过对桥位附近的实测水位与水流三维流速分布及紊动特性的比较分析,改进了计算斜交桥壅水的方法,并给出阻水宽度折算系数。经验证,斜交桥修正计算流速和壅水值与概化模型试验的实测值较为吻合。

关键词: 脉动强度; 壅水高度; 概化模型试验; 宽度折算系数; 斜交桥

中图分类号: U442.33

文献标识码: A

文章编号: 1009-640X(2007)01-0041-06

Backwater characteristics of speedway skew bridges

SUN Dong-po, YANG Su-ting, SONG Yong-jun, LANG Xing-xue

(College of Water Conservancy, North China Institute of Water Conservancy and Hydroelectric Power, Zhengzhou 450011, China)

Abstract: The block water characteristics and backwater height of skew bridges are experimentally studied with the sketch model of the Hegong bridge of a speedway. By comparing and analyzing the measured water level, three-dimensional velocity distribution and turbulent character around the bridge location, the calculation method for the backwater of skew bridges is improved and the reduction factor of block water width is presented. Verification results show that the corrected velocity and backwater height agree well with the measured values in the sketch model test.

Key words: fluctuation strength; backwater height; sketch model test; reduction factor of width; skew bridge

受地形、水文条件和公路走向的制约,许多公路桥的桥位往往不得不设计成与河渠斜交的形式。通常,由于桥梁的墩台阻水,将减小桥墩之间的有效过水面积,增加桥位下的单宽流量,使桥位附近的上游水面升高形成桥前壅水^[1]。斜交桥的桥墩阻水作用涉及的因素更加复杂。桥墩的墩形和布置形式、桥位与河渠斜交的角度以及水流、河床边界条件均会影响桥位的壅水计算。目前,涉及斜交桥对河道水流内部结构影响的研究成果^[2-4]还相对较少。因此,进一步研究和改进斜交桥的壅水计算式,对提高斜交桥的水力设计精度十分必要。拟建的合共高速公路大桥穿越滞洪区,且与滞洪区主河槽斜交。桥长2 709 m,桥宽27 m。桥在主河槽中一联4墩,桥墩的间距为10 m。本文通过合共公路桥的概化模型试验,探讨斜交桥的壅水特性及壅水高度计算方法。

1 合共斜交桥设计洪水条件

合共公路斜交桥的设计洪水频率为300年一遇,根据当地水文站51年水文资料进行洪水流量的频率计

收稿日期: 2006-07-07

作者简介: 孙东坡(1950-),男,河南开封人,教授,硕士,主要从事河流动力学及环境水利学的教学与科研工作。

算,选用参数 $c_v=1.6$, $c_s/c_v=2.1$. 设计洪峰流量为 $4\,090\text{ m}^3/\text{s}$,由水位流量关系计算得桥位处相应的洪峰水位为 77.0 m .

由于桥位河段的河道为宽浅式,故河道的水力半径 R 可近似等于平均水深 $\bar{h}$. 主槽和滩地分别取不同阻力条件(糙率). 河道滩槽总流量按下式计算:

$$Q = Q_c + Q_t = A_c \frac{1}{n_c} \bar{h}_c^{2/3} i^{1/2} + A_t \frac{1}{n_t} \bar{h}_t^{2/3} i^{1/2} \quad (1)$$

式中: Q_c 为主槽流量; Q_t 为滩地流量; A_c, A_t 分别为主槽和滩地的过水断面面积; 根据洪痕调查得洪水水面比降 $i=0.000\,223$, 计算得河道主槽糙率 $n_c=0.031$, 河道滩地糙率 $n_t=0.081$.

2 斜交桥墩阻水影响的试验研究

为研究斜交桥壅水计算中斜交桥墩的阻水影响,进行了合共公路斜交桥的概化模拟试验. 模拟河道流速为 $1\sim3\text{ m/s}$ 、桥墩连线与水流流向的夹角 α 分别为 $0^\circ, 15^\circ, 30^\circ$ 和 45° 时,通过观测设定的测线水位、流速和桥墩尾流,了解斜交桥墩对水流的阻滞作用,分析桥位附近河道水流的流场流态及水流紊动特性,进而探讨斜交桥墩对水流结构的影响程度、流态及水流紊动特性. 应用合共桥概化模拟试验中不同斜交角下,桥前壅水高度实测值与计算值的对比分析,对现有的斜交桥壅水计算式进行了修正.

2.1 概化试验条件与主要试验参数

合共桥概化模型试验使用的矩形断面玻璃水槽长 20 m ,高 0.6 m ,宽 0.8 m . 水槽的尾门可调节水深. 采用重力相似准则,并满足紊动阻力相似条件,按正态定床局部概化设计模型. 模型的长度比尺为 40 、流速比尺为 6.32 、糙率比尺为 1.849 . 根据合共桥的设计资料,计算得模型桥墩直径 $d=5\text{ cm}$,桥墩连线上的墩间距为 $4d$. 试验中,桥墩连线与水流主流向夹角(斜交角) α 分别取为 $0^\circ, 15^\circ, 30^\circ$ 和 45° . 试验中用测针和水准仪测量水位,采用红外旋桨流速仪和 ADV 测速仪测量水流流速,由矩形薄壁堰控制流量. 合共桥概化模型试验中桥墩的平面布置见图 1.

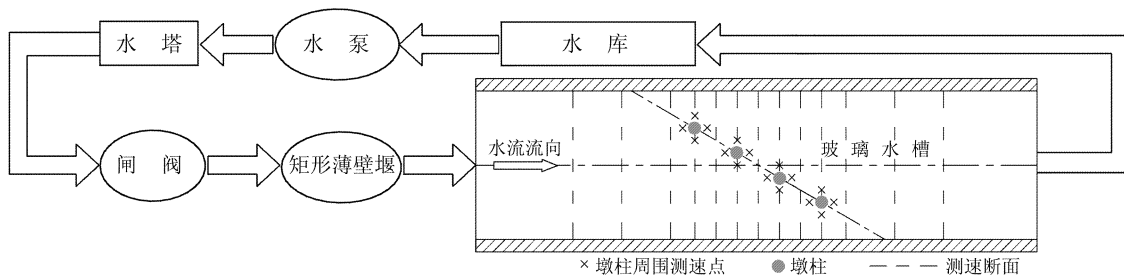


图 1 试验模型的桥墩平面布置

Fig. 1 Layout of the piers in the model test

2.2 斜交桥概化试验结果分析

2.2.1 桥位附近流态和流速分布 按设计要求,试验流量 $Q=40\text{ L/s}$,控制水深分别为 $15, 20$ 和 25 cm ,试验水温约为 10°C ,水流雷诺数 $Re=20\,883\sim38\,284$,水流处于缓流状态,水流弗劳德数 $Fr=0.128\sim0.412$.

试验中观察表明,在不同的水槽水深和斜交角条件下,通过桥墩的水流均会受到桥墩不同程度的阻水影响. 水流流线在各墩柱间收缩,墩柱的上游产生涌浪,水位有所壅高. 墩柱的两侧的绕流使水流受到挤压,流速加大,形成局部水面跌落与回升. 流线在墩柱的下游扩散,形成尾流漩涡区,墩柱尾流内部水流结构紊乱. 上游墩柱的尾流对下游墩柱的水流有很大影响,但随着桥墩连线与水流主流向夹角 α 的增大而逐渐减弱.

为分析斜交桥桥墩附近水流流态及其紊动结构,采用 ADV 流速仪对水槽中各测速断面进行横向流速的观测. 结果表明,桥位上游的横向流速分布受桥墩壅水的影响较小,但在接近桥墩(距 I 号墩柱小于 $2d$)时,因桥墩对水流的扰动,使流速沿横断面呈鞍形分布,即桥墩左右两侧流速大、正对桥墩迎流部位的流速小. 在 4 连桥墩的情况下,流场流速受斜交角 α 的影响很大. 当 $\alpha=0^\circ$ 和 15° 时,过流通道主要集中在 4 连桥墩左右

的外侧,且流速较大;4连桥墩间的流速小,且过流能力很弱(见图2(a)).当 $\alpha=30^\circ$ 和 45° 时,4连桥墩左右的外侧和各桥墩间均成为过流通道,沿河宽呈现4连桥墩外侧流速大、4连桥墩间流速大小交替的分布(见图2(b)).桥墩处断面流速均值大于墩前断面,各墩柱的尾流区内均有反向流速.水流过桥墩后经逐渐调整,在下游距IV号大于 $10d$ 后,断面流速便基本恢复正常.试验还表明,水槽边壁对桥墩绕流的影响不大.

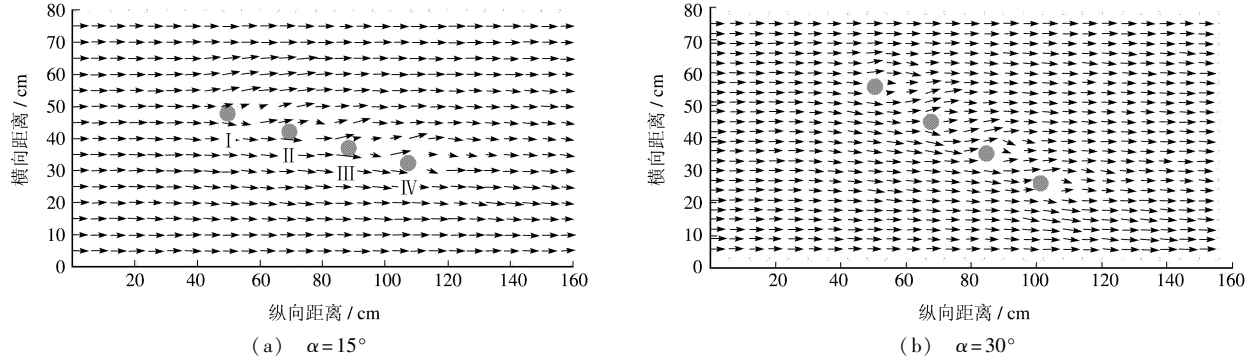
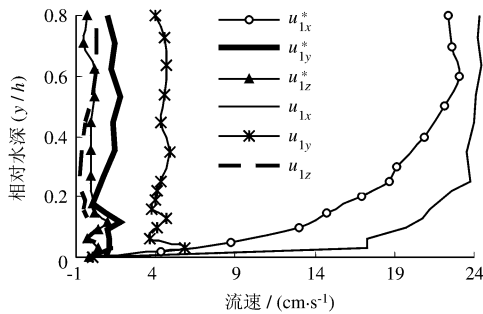
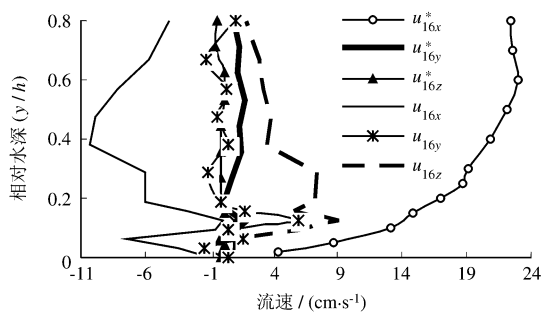


图2 桥墩附近流场

Fig. 2 Velocity field around the piers

可见,在各墩柱后尾流区的流速甚至出现负值,但桥墩横排轴线断面流速的均值高于墩前断面,过桥墩后的水流流速经逐渐调整,至墩后 $10d$ 处断面流速基本恢复正常.实测流速分布表明,由于玻璃水槽边壁对桥墩绕流的影响不大,故桥墩附近的流场能较好地反映斜交桥的水流特性.

为研究桥墩对流速垂线分布的影响,在每个墩柱周围(距墩柱轴心 $1.3d$)布置4条测流速的垂线(参见图1).I~IV号墩柱前方的测线按1~4、墩柱左侧边的测线按5~8、墩柱右侧边的测线按9~12、墩柱后方的测线按13~16分别编号.采用ADV流速仪测量水槽中布置和不布置桥墩时,各测流垂线上不同水深点处的三维瞬时流速.其结果表明,水槽中布置桥墩后,改变了各测线上三维瞬时流速垂线分布.并且,处于墩柱非尾流区和尾流区测线的流速垂线分布规律也不同.将分别处于非尾流区和尾流区的1、16测线流速 u_1 、 u_{16} 与水槽中不布置桥墩时的测线流速 u_1^* 、 u_{16}^* 的流速垂线分布进行对比(见图3、图4). u_1 、 u_1^* 和 u_{16}^* 的纵向流速分量 u_{1x} 、 u_{1x}^* 和 u_{16x} 的垂线分布均比较相似,且接近二次函数曲线形式;横向与垂向流速分量 u_{1y} 、 u_{1y}^* 、 u_{16y} 、 u_{16y}^* 、 u_{1z} 、 u_{1z}^* 、 u_{16z} 沿垂线变化不明显,仅底部边界附近有波动.在桥墩后的尾流区,因受不同深度漩涡紊动的影响, u_{16} 的3个流速分量的垂线分布均有较大波动(见图4).比较桥墩周围各测线流速的垂线平均值 v_i 后表明:纵向流速 $v_{1x} > v_{1x}^* \approx v_{16x}^* > v_{16x}$;横向流速 $v_{1y} > v_{1y}^* \approx v_{16y}^* > v_{16y}$;垂向流速 $v_{1z} > v_{1z}^* \approx v_{16z}^* > v_{16z}$.

图3 流速 u_1 、 u_1^* 的三维分量的垂线分布对比Fig. 3 Comparison of vertical distribution of 3-D velocity profile of u_1 and u_1^* 图4 流速 u_{16} 、 u_{16}^* 的三维分量的垂线分布对比Fig. 4 Comparison of vertical distribution of 3-D velocity profile of u_{16} and u_{16}^*

2.2.2 墩柱附近水流紊动特性 通常用脉动强度表示水流的紊动特性.水流中某点 i 方向的脉动强度分量可表示为 $\sigma_i = \sqrt{u_i'^2}$,若取该点所在垂线 i 方向流速的最大值为 U_i ,则该点的相对脉动强度为 $T_i = \sigma_i / U_i$;同时,该点的平均脉动强度为 $T = \sqrt{\frac{1}{3}(\overline{u_x'^2} + \overline{u_y'^2} + \overline{u_z'^2})}$,而垂线平均脉动强度则为 $\bar{T} = \frac{1}{H} \int_0^H T dh$.

为分析斜交角对各墩柱之间水流紊动的影响,统计桥墩连线与水流主流向呈不同斜交角时,各测线的平均脉动强度见图 5. 可见,4 个墩柱的水流紊动强度各不相同. 居中的 II 与 III 号墩因受其他墩柱的干扰,垂线平均脉动强度较大;而 I 与 IV 号墩则相对较小. 斜交角对不同区域的水流紊动强度有不同的影响. 1~12 测线的垂线平均脉动强度随斜交角的增大而减小,而尾流区的 13~16 测线则与之相反,其垂线平均脉动强度明显大于其他测线.

桥墩区水流的脉动强度 T_i 的垂线分布分为两种情况.

(1) T_x , T_y 和 T_z 沿垂线变化的趋势较为相似;(2) 非尾流区和

尾流区的脉动强度分布规律有所不同. 在非尾流区, T_x , T_y 和 T_z 在近壁区波动较大, 和非尾流区测点各自的 T_x , T_y , T_z 沿垂线变化趋势相似. 图 6 中的 T_x , T_y 和 T_z 在 $0 \sim 0.15 h$ 处变动幅度较大, 在 $y/h = 0.06 \sim 0.10$ 处达到最大值, 且 $T_y > T_z > T_x$, 在 $y/h > 0.15$ 的区域, T_x , T_y 和 T_z 的变幅均很小(见图 6); 在尾流区, T_x , T_y 和 T_z 分布曲线上有许多拐点, 表明不同流层中的尾流漩涡影响了脉动强度的垂线分布, 且 T_y 值和变幅明显大于 T_x , T_z (见图 7).

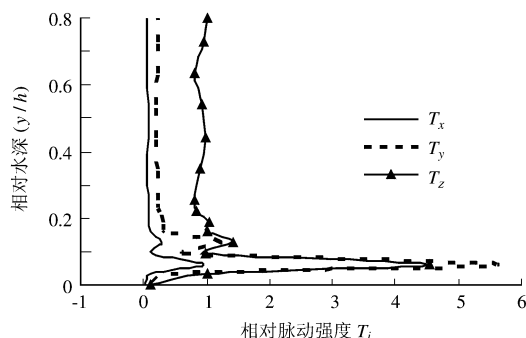


图 6 非尾流区相对脉动强度垂线分布

Fig. 6 Vertical distribution of the relative fluctuation strength outside the tail flow area

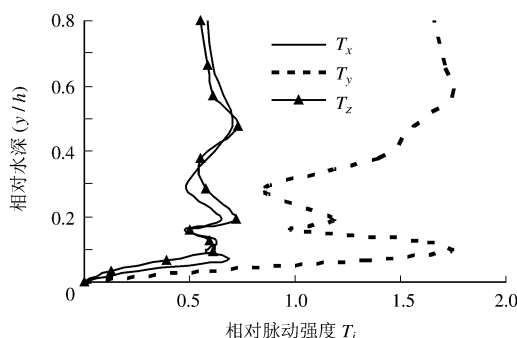


图 7 尾流区相对脉动强度垂线分布

Fig. 7 Vertical distribution of the relative fluctuation strength in the tail flow area

2.2.3 最大壅水高度 试验表明,在设计流量下,斜交角 α 相同而来流的弗劳德数 Fr (水深)不同时,桥前最大壅水高度随 Fr 的增大而增大,且变化较为明显;斜交角 α 不同而 Fr 相同时,桥位下最大壅水高度随 α 的增大而增大; $0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$ 时,增加较为明显, $15^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ 时,增加趋势趋于平缓,前者变率约为后者的 3~4 倍. 伴随斜交角 α 的改变,桥墩相对位置、水流绕流方式也均相应变化,致使最大壅水高度出现的位置也在改变. 斜交角 $\alpha = 0^\circ, 15^\circ$ 时,壅水峰点出现在 I 号墩柱前;斜交角 $\alpha = 30^\circ, 45^\circ$ 时,壅水峰点出现在 IV 号墩柱前. 试验中实测的不同斜交角、不同水深对应的桥墩前最大壅水高度见表 1.

表 1 概化模型试验实测与用(2)式计算的桥前最大壅水高度

Tab. 1 Maximal backwater height of model experiment and formula (2) calculation

斜交角 α / ($^\circ$)	水深 15 cm 的最大壅水/mm		水深 20 cm 的最大壅水/mm		水深 25 cm 的最大壅水/mm	
	试验	计算	试验	计算	试验	计算
0	7.0	7.1	4.2	4.1	2.5	2.6
15	16.0	20.0	9.0	11.3	5.8	7.2
30	18.0	20.0	10.1	11.3	6.5	7.2
45	19.0	20.0	10.7	11.3	6.8	7.2

若采用《公路桥位勘测设计规范》中的计算式^[5]计算桥前最大壅水高度为

$$\Delta Z = \frac{K}{2g}(\bar{V}_M^2 - \bar{V}_{OM}^2) \quad (2)$$

式中: ΔZ 为桥前最大壅水高度(m); K 为壅水系数; g 为重力加速度(m/s^2); $\bar{V}_M$ 为桥位下平均流速(m/s); $\bar{V}_{OM}$ 为未建桥时桥址处平均流速(m/s).

将(2)式计算得到的桥前最大壅水高度(见表1)与概化模型试验的实测结果相比较后,可见,两者的结果甚不一致,且(2)式的计算值普遍大于概化模型试验值.此外,在桥位附近的断面,采用折算阻水宽度(面积)计算出的流速也普遍比概化模型试验实测的流速大.这均说明现行折算阻水宽度的计算偏大.

由表1可见,概化模型试验实测值与(2)式计算值之差随斜交角 α 的增加而增大.其原因为:①现行的各桥前壅水计算式仅在 $\alpha=0^\circ$ 时,壅水计算值与试验值才吻合;②有关斜交桥的实测资料^[6]和本文的试验结果均表明,计算折算阻水宽度的投影法理论有缺陷,桥墩绕流对水流的阻滞及漩涡扰动作用,不能简单用墩柱直径的投影反映^[7].

综上分析,需要对现有的斜交桥壅水计算式进行修正.为了保持与现有桥梁壅水计算方法的连续性,笔者仍采用(2)式并引入宽度折算系数(实际折算宽度 B_m /原折算宽度 B),以修正斜交桥墩的阻水宽度.本文的概化模型试验表明,宽度折算系数与斜交角 α 有关.由回归分析随机变量宽度折算系数与自变量斜交角的相关关系得到的宽度折算系数 ζ 的计算式为:

$$\left. \begin{aligned} \zeta &= 1 & (\alpha = 1^\circ) \\ \zeta &= -2.623\cos^2\alpha + 3.8072\cos\alpha - 0.432 & (15^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

该计算式的相关系数为0.93.

据此,结合水槽试验中的水深条件,重新计算斜交桥墩的阻水宽度见表2.由于合理地修正了阻水宽度,桥位下的流速与模型中实测的流速就一致了,斜交桥壅水高度计算值与试验实测值也就吻合.

表2 不同斜交角的宽度折算系数、修正的桥墩阻水宽度和流速

Tab.2 Correction of the hydraulic elements of skew bridges

斜交角 α / ($^\circ$)	折算系数 ζ	修正的桥墩阻水 宽度 B_m / m	V_m / ($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)			V'_m / ($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)		
			水深 15 cm	水深 20 cm	水深 25 cm	水深 15 cm	水深 20 cm	水深 25 cm
0	1.000	0.050	0.364	0.273	0.218	0.357 ~ 0.369	0.271 ~ 0.277	0.211 ~ 0.218
15	0.798	0.159	0.455	0.341	0.274	0.446 ~ 0.457	0.342 ~ 0.348	0.265 ~ 0.276
30	0.898	0.176	0.460	0.349	0.279	0.458 ~ 0.490	0.348 ~ 0.366	0.270 ~ 0.292
45	0.949	0.190	0.488	0.366	0.293	0.471 ~ 0.496	0.362 ~ 0.377	0.288 ~ 0.301

注: V_m 为修正后桥位下平均流速=流量/(断面总面积-修正后的桥墩阻水面积); V'_m 为试验实测的桥位下断面平均流速.

3 斜交桥壅水计算实例

3.1 阻水面积计算

合共大桥与滞洪区的主流呈斜交.桥墩连线与河道主槽的夹角 $\alpha=30^\circ$.桥位处300年一遇洪水流量为 $4\,090\text{ m}^3/\text{s}$,对应的洪水位为77.0 m.

单排斜交桥墩的阻水宽度 $B=4B'=4d$ (单排正交桥墩的阻水宽度 $B'=d$).桥墩阻水面积的计算式为

$$A = \sum_{i=1}^{80} \zeta_i B_i h_i \quad (4)$$

式中: ζ_i 为第 i 排桥墩阻水宽度修正系数; B_i 为第 i 排桥墩阻水宽度; h_i 为第 i 排桥墩所处主槽或滩地的平均水深.

3.2 壅水高度、影响长度及安全校核计算

根据《公路桥位勘测设计规范》^[5],现采用(2)式计算合共大桥的壅水高度.设计流量(300年一遇洪水流量为 $4\,090\text{ m}^3/\text{s}$)下合共大桥桥址处上游最大壅水高度为0.147 m.据水文分析,合共桥河段洪水水面比降

$i=0.000\ 223$. 桥址壅水对河道的影响长度^[5]

$$L = 2\Delta Z/i \quad (5)$$

式中: L 为河道壅水曲线全长(m),即指桥址处河道最大壅水峰断面至壅水为零的断面之间的直线距离; ΔZ 为最大壅水高度; i 为水面比降.

据此,计算得建桥后对河道上游回水的影响长度见表3.

表3 设计流量下合共斜交桥的壅水影响长度

Tab.3 Backwater length of the Hegong bridge with the design discharge

$Q_p/(\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1})$	$V_p/(\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$	K_p	$\bar{V}_M/(\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$	$\bar{V}_{OM}/(\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$	K_N	K_V	K	$\Delta Z/\text{m}$	L/m
4 090	1.23	0.967	0.661	0.520	3.841	4.498	17.277	0.147	1 318

注: Q_p 为设计流量; V_p 为设计流速; K_p 为考虑冲刷引入的流速折减系数; K_N 为定床壅水系数(可采用河槽平均流速); K_V 为考虑河床冲刷的壅水修正系数;其余符号意义同前.

合共桥附近的设计风速 $V=17.1\text{ m/s}$. 根据河道地形取计算浪程为 $1\sim 2\text{ km}$,按《公路桥位勘测设计规范》^[5]计算得斜交桥址处的波浪高度 $h_{bl\%}=0.53\sim 0.68\text{ m}$. 按规范^[5]要求,桥下净空 $\Delta h_j=0.5\text{ m}$,可计算得桥底部最低的高程应限制为

$$H_{\min} = H_p + \Delta Z + (2/3)h_{bl\%} + \Delta h_j = 78.10\text{ m}$$

已知合共桥设计的全桥梁底最低高程为 79.72 m . 故壅水计算表明,该桥梁梁底高程的设计能满足非通航河流桥下净空要求^[6].

4 结 语

(1)斜交桥概化模型试验表明,桥墩连线与水流主流向的交角 α 相同、水流弗劳德数 Fr (水深)不同时,桥前最大壅水高度与 Fr 呈单调增大关系,且变化较为明显. α 不同、 Fr 相同时,桥前最大壅水高度随 Fr 的增大而增大, $0\leq\alpha\leq 15^\circ$ 时增加较为明显, $15^\circ\leq\alpha\leq 45^\circ$ 时增加趋势趋于平缓,前者变率是后者的 $3\sim 4$ 倍. 随着斜交角 α 的增大,壅水峰点的位置后移.

(2)概化模型试验中实测的三维流速分布表明,桥墩附近流速的横向分布沿河宽随斜交角 α 的变化呈不同的分布形态. 桥墩周围尾流区、非尾流区测线流速和相对脉动强度的垂线分布差别较大,尾流区测线脉动强度明显大于其他测线. 同时,不同流层中的尾流漩涡会影响尾流区脉动强度的垂线分布. 斜交角 α 不同时,各墩柱附近的水流紊动强度也不同.

(3)仅采用投影法处理斜交桥墩绕流对水流的阻滞及漩涡扰动作用是不完善的. 斜交桥桥墩阻水宽度的计算必须根据斜交角 α 进行修正. 本文基于斜交桥概化模型试验提出的(3)式,可用以修正斜交桥的阻水宽度,从而使桥前的壅水高度计算更为合理.

(4)用本文的斜交桥壅水修正计算方法计算的合共大桥桥址上游最大壅水高度、壅水影响长度表明,设计桥梁底最低高程能满足非通航河流桥下净空要求.

参 考 文 献:

- [1] 刘有录. 桥渡[M]. 郑州:黄河水利出版社,1995. 112-130.
- [2] 李付军,张佰战. 桥渡壅水计算[J]. 桥梁,2005,(5):43-45.
- [3] 拾兵,贺如泓,于浩方. 斜交桥渡的壅水及设计计算[J]. 水科学进展,2001,12(2):201-205.
- [4] 季日臣,刘有录,宁贵霞. 多线大角度斜交桥渡模型试验研究与工程实践[J]. 城市道桥与防,2005,(4):106-108.
- [5] JTJ 062-91,公路桥位勘测设计规范[S].
- [6] 田向东,潘飞. 跨河桥梁对河道防洪影响与评价[J]. 安徽水利科技,2002,(1):47-48.
- [7] 何小花,陈立,王鑫. 桥墩紊流宽度的试验研究[J]. 水利水运工程学报,2006,(3):49-53.