

DOI: 10.3876/j.issn.1000-1980.2010.06.021

拱坝基础处理中的传力洞设计

吴党中, 刘国华

(浙江大学建筑工程学院, 浙江 杭州 310058)

摘要: 为了改进拱坝传力洞的设计方法, 寻求传力洞设计的理论依据, 提出了传力洞的预期压缩变形量与拱坝的拱端位移相一致的设计原则. 将围岩对传力洞的影响简化为抗力作用, 并利用最小势能原理, 导出求解传力洞截面尺寸的理论公式. 结果表明, 传力洞顶端推力与洞顶位移之间的关系表现为线性, 该线性关系的斜率表达式中包含有传力洞的面积变量; 据此关系式, 可以求出传力洞的截面积.

关键词: 拱坝 地基处理 传力洞 断层破碎带 有限元分析

中图分类号: TV642; TV223.3

文献标志码: A

文章编号: 1000-1980(2010)06-0711-05

对于合适的坝址条件, 拱坝是一种即经济又安全的坝型. 相对于同一坝址处相同高度的其他坝型, 拱坝一般工程量节省, 而超载能力更强. 虽然拱坝对建坝基础的要求较高, 但综合基础处理后的工程造价, 往往仍然低于其他比较坝型. 目前, 全世界 200 m 以上的大坝, 有一半以上采用拱坝坝型^[1], 目前我国正在筹建或正在建设中的超高拱坝有拉西瓦(250 m)、锦屏一级(305 m)、构皮滩(220 m)、小湾(292 m)和溪洛渡(278 m).

随着我国筑坝技术的不断发展, 拱坝基础处理的手段也日趋先进^[2-6]. 常用的拱坝基础处理措施有混凝土置换、固结灌浆、基础垫座^[7]、重力墩、推力墩以及传力洞等. 前 3 种处理措施一般用于浅层不良地基处理, 重力墩和推力墩的设置部位有一定的局限性(一般布置在坝顶附近高程位置), 而传力洞作为一种深层不良地质处理措施, 其应用比较灵活, 可布置在坝肩任何部位.

传力洞作为处理拱坝坝肩基础的有效方式, 在越来越多的拱坝工程中得到应用. 国内外成功应用传力洞处理拱坝坝肩基础问题最具代表性的工程有龙羊峡重力拱坝、李家峡双曲拱坝以及前南斯拉夫的母拉丁其坝等^[8].

相对于传力洞实际应用的日趋广泛, 传力洞的理论研究明显滞后. 国内外文献对传力洞的论述虽有不少, 但大都集中在分析传力洞处理后的效果, 而对于设计过程中如何确定一个最佳的传力洞方案研究不多. 迄今为止, 传力洞的设计一般以经验为主, 或先试定一个方案, 再配合有限元等手段进行分析验证. 这种设计方法很难达到最佳的处理效果, 同时过程繁琐, 费时费力. 有鉴于此, 对传力洞进行理论研究是非常必要的. 本文主要就传力洞的设计方案确定展开论述, 并利用最小势能原理^[9], 导出传力洞洞径确定的解析方法.

1 传力洞设计方法研究

1.1 传力洞设计的基本思路

当传力洞用来处理拱坝基础时, 在确定传力洞的掘进方向后, 必须首先拟定一个合适的尺寸, 包括其截面形状及长度. 传力洞的截面形状一般有圆形和城门洞形, 视施工难度而定. 其长度应至少穿过软弱破碎带, 并进入一定深度的可利用岩体, 传力洞的方向一般与拱端推力方向接近. 实际工程中, 根据已有的地质资料, 可以确定软弱破碎带的厚度, 因此传力洞的长度可以确定(一般以进入可利用岩体 2~3 m 为宜), 所以, 传力洞的设计长度可作为已知条件处理.

传力洞的作用是将拱端推力传向软弱破碎带之后的完好岩体, 故其本身不能产生过大的压缩变形, 否则

起不到传力的效果,但其刚度也不能太大,否则有可能导致坝体产生过大应力^[10].合适的传力洞预期压缩变形量应该与拱坝的拱端位移相当,即在给定的坝肩岩体变形模量^[11](经传力洞处理后的预期岩体变形模量)下,求出拱坝各种工况下的拱端位移,应该与同工况下传力洞受拱端推力所产生的压缩变形大致相同,传力洞才能达到最佳的传力效果.

在给定工况拱端推力作用下,若基岩变形模量已知,拱坝的拱端位移不难求出,此时可令传力洞在相应拱端推力作用下的压缩变形量(预期压缩变形量)与该工况下求出的拱端位移值相等,再根据已知的传力洞长度,应可反推出传力洞截面尺寸.

1.2 传力洞方向的确定

传力洞塞体的材料一般为混凝土,为发挥混凝土材料抗压强度大而抗拉强度小的特性,总是希望作用于传力洞顶的合力方向尽量与传力洞的轴线方向一致,因此传力洞设计中拟定一个合适的传力洞轴线方向非常重要.图1为拱坝拱端受力示意图.

对传力洞有影响的力主要为沿拱圈切向推力 T 、沿径向剪力 V 和沿竖向压力 F .也就是说,传力洞设计时应尽量使轴线方向与上述3个力的合力方向一致.当然,在实际工程设计中,拱坝的计算工况往往不止一种,而各种工况下的荷载是不一样的,由此导致了合力在不同工况下的作用方向是不同的.显然传力洞的方向不可能随着设计工况的不同而相应变化,因此在拟定传力洞的方向时需要兼顾到各种设计工况.考虑到混凝土的材料特性,一般应在各种工况下传力洞所受到的剪应力最小为传力洞方向的拟定原则.

1.3 传力洞截面尺寸的确定

工程中传力洞的截面尺寸均较大,受力后一般是在混凝土的弹性范围内工作,可以将其看作均质的弹性杆件.洞身周围岩体对传力洞的约束可以简化为沿整个洞长分布的线性弹簧,其等效刚度系数设为 k_1 ;洞底岩石对传力洞的约束也可简化为等效刚度为 k_2 的集中弹簧,如图2所示.

当洞顶端受到沿洞身方向的拱端推力时,假定洞顶位移为 S .则由传力洞和周边岩体所组成的系统势能为

$$\Pi(u) = \int_0^l \frac{1}{2} EA \left(\frac{du}{dx} \right)^2 dx + \int_0^l \frac{1}{2} k_1 u^2 dx + \frac{1}{2} k_2 u_b^2 - P_1 u_t \tag{1}$$

式中: u ——任意截面的位移; P_1 ——传力洞洞顶的作用力; E, A ——传力洞的弹性模量和截面面积; k_1 ——洞周单位长度岩体的等效刚度系数, kPa; k_2 ——洞底端岩体的等效刚度系数,用 kN/m 表示; u_b, u_t ——传力洞底部和顶部的位移,其中 $u_t = S$; l ——传力洞的长度.式(1)右边第一项为传力洞洞体弹性应变能,第二项为洞侧岩体剪切应变能,第三项为洞底岩体压缩应变能,第四项为荷载势能.对于 k_1, k_2 的取值,文献[12]建议 $k_1 = 2\pi G / \ln(r_m/r_0)$, $k_2 = 4Gr_0/\eta(1-\nu_s)$, 其中 $r_m = 2.5l(1-\nu_s)$, G, ν_s 分别为岩体的剪切模量和泊松比, η 为传力洞入岩深度影响系数, r_0 为传力洞半径.

根据最小势能原理,式(1)对 $u(x)$ 的变分为零.

对式(1)取变分并分部积分:

$$\delta \Pi = EA \frac{du}{dx} \delta u \Big|_0^l - \int_0^l EA \frac{d^2u}{dx^2} \delta u dx + \int_0^l k_1 u \delta u dx + k_2 u \delta u \Big|_{x=l} \tag{2}$$

注意到 $x=0$ 时 $u=S$, 所以有 $\delta u|_{x=0}=0$, 整理式(2)得

$$\delta \Pi = EA \frac{du}{dx} \delta u \Big|_{x=l} + \int_0^l \left(-EA \frac{d^2u}{dx^2} + k_1 u \right) \delta u dx + k_2 u \delta u \Big|_{x=l} = 0 \tag{3}$$

由 $u(x)$ 的任意性,可得传力洞任意截面位移控制方程和边界条件如下:

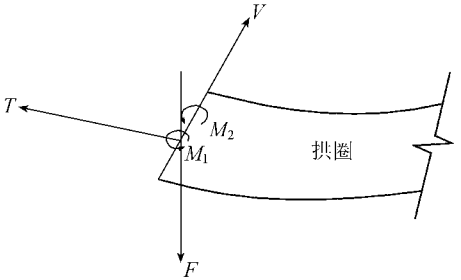


图1 拱坝拱端受力示意图

Fig. 1 Forces acting on dam abutment

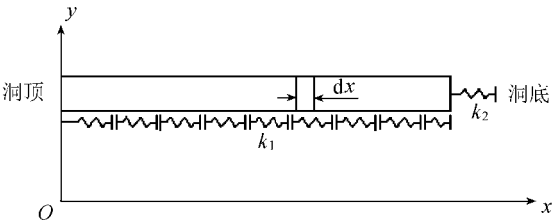


图2 传力洞等效受力示意图

Fig. 2 Equivalent forces acting on concrete plug

$$EA \frac{d^2 u}{dx^2} - k_1 u = 0 \tag{4}$$

$$EA \frac{du}{dx} \Big|_{x=l} + k_2 u \Big|_{x=l} = 0 \tag{5}$$

又
$$u \Big|_{x=0} = S \tag{6}$$

联立式(4) ~ (6)并解微分方程得

$$u(x) = S(\cosh bx - h \sinh bx) \tag{7}$$

其中
$$b = \sqrt{\frac{k_1}{EA}} \quad h = \frac{1 + \zeta \cosh \beta}{\zeta + \cosh \beta} \quad \zeta = \frac{k_2}{EAb} \quad \beta = bl = \sqrt{\frac{k_1 l^2}{EA}}$$

考虑到 $N(x) = EA \frac{du}{dx}$,得

$$N(x) = EAbS(\sinh bx - h \cosh bx) \tag{8}$$

式中 $N(x)$ 为传力洞任意截面的轴力,在传力洞顶端($x = 0$),有 $u(0) = S, N(0) = -EAbhS$,负号表示为压力.由此可得传力洞顶端推力 P 与洞顶位移 S 的关系为

$$P = EAbhS \tag{9}$$

式(9)说明此时 P 与 S 成正比,即 P - S 曲线表现为斜率等于 $EAbh$ 的直线.以此,根据预期的传力洞顶端压力及位移,可求出传力洞的截面面积.

2 实例分析

本文所选工程实例为云南省梁河县葫芦口水电站大坝,该工程大坝分部工程目前已施工完成.大坝左坝肩大范围软弱破碎带采用了传力洞的处理方案,传力洞截面拟定过程采用了本文公式(9),取得了良好的效果.

2.1 工程概况及坝址地质情况描述

葫芦口电站作为南底河梯级开发的一期工程,水库总库容 432 万 m^3 ,调节库容为 148 万 m^3 ,装机容量为 2×10 MW,多年平均发电量 10927 万 $kW \cdot h$.大坝为抛物线型混凝土双曲拱坝,最大坝高 38 m.拱坝坝顶高程 1016.00 m,拱冠梁顶厚 3.00 m,坝底高程 978.00 m,拱冠梁底厚 8.24 m,拱坝拱冠梁厚高比为 0.23.坝顶中心线弧长(含推力墩)110.00 m,弧高比 2.88.

工程区受大盈江区域性断裂(F_{15})影响,坝址区次级小断裂较发育,根据地质勘察资料共发现 24 条.对除 F_2 以外的断层可以采用常规方法进行处理, F_2 断层描述如下:产状 $NE40^\circ \sim 50^\circ, SE \angle 65^\circ \sim 84^\circ$,由 $F_{2-1}, F_{2-2}, F_{2-3}, F_{2-4}$ 条小断层及其间影响带组成,在岩体卸荷区内产状略有变化,倾角变缓.拱槽底位于高程 993.00 ~ 1001.00 m,槽底强风化,岩石破碎,风化加剧,呈囊状风化(即原编号 F_1, F_2, F_3, F_4 断层). F_{2-1} :产状 $NE40^\circ, SE \angle 65^\circ$,破碎带由断层泥、糜棱岩、压碎岩组成,宽 10 ~ 20 cm,泥厚 2 ~ 5 cm; F_{2-2} :产状 $NE40^\circ, SE \angle 65^\circ$,破碎带由断层泥、糜棱岩、压碎岩组成,宽 20 ~ 30 cm,泥厚 5 ~ 8 cm; F_{2-3} :产状 $NE40^\circ, SE \angle 65^\circ$,破碎带由断层泥、糜棱岩、压碎岩组成,宽 10 ~ 20 cm,泥厚 1 ~ 3 cm; F_{2-4} :产状 $NE50^\circ, SE \angle 65^\circ \sim 80^\circ$,破碎带由断层泥、糜棱岩、压碎岩组成,宽 30 ~ 50 cm,泥厚 8 ~ 15 cm. $F_{2-1} \sim F_{2-4}$ 之间为断层影响带,节理发育,岩石破碎呈碎块状,风化加剧.槽底大部为强风化,沿节理面充填铁锰质及少量次生泥薄膜.坝址工程地质剖面图见图 3.

为了保证大坝的安全运行,设计针对断层破碎带 F_2 进行了专门处理.具体是在 993.00 m 高程设置一层穿过 F_2 的传力洞,将拱端传来的荷载通过传力洞传到断层破碎带以内的新鲜岩体.根据拱坝各种工况下的计算结果(考虑了传力洞的预期作用),求出作用于传力洞上合力的方向为 向下游方向与坝轴夹角为 36° ,沿洞轴线方

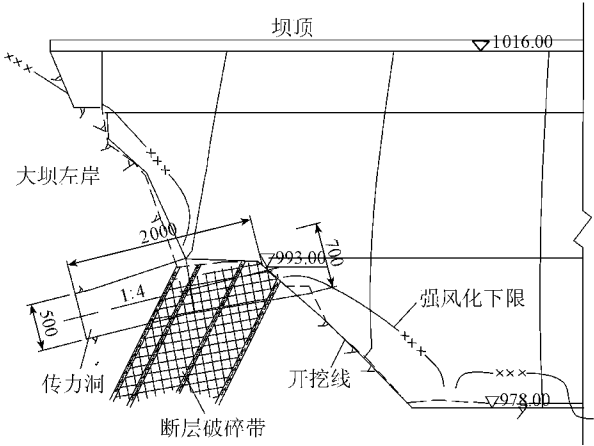


图 3 坝址工程地质剖面(单位:高程 m,其他 cm)
Fig. 3 Geological section of dam site
(unit: m for elevation, and cm for others)

向传力洞底坡为 1:4. 传力洞平面布置如图 4 所示.

2.2 针对断层 F₂ 的传力洞设计

根据开挖揭露以后的地质情况分析, F₂ 断层破碎带岩体强度很低, 基岩变形模量只能达到 0.8 ~ 1.0 GPa, 如不进行认真处理将可能发生较大的压缩变形或蠕变变形, 进而导致坝肩失稳. 由平洞资料可知, F₂ 断层破碎带厚度为 15 ~ 18 m, 其内侧为较为完整的新鲜基岩, 其变形模量可达 10 GPa 以上.

为防止拱端推力作用下该断层带发生较大的压缩变形或蠕变变形, 进而对坝体应力和坝肩稳定产生不利影响, 在左坝肩 993.00 m 高程位置设置一个传力洞, 将拱端推力传至基岩深部. 传力洞的洞轴线方向, 根据拱端荷载情况并考虑施工因素确定. 传力洞的长度为穿过 F₂ 断层破碎带 2 ~ 3 m, 传力洞回填混凝土强度采用 C20.

根据地质勘探情况, F₂ 断层破碎带厚度 15 ~ 18 m, 因此初定传力洞长度为 20 m, 新鲜岩体的变形模量按 10 GPa 考虑. 推荐地质参数为 左坝肩传力洞周边基岩(考虑传力洞的作用, 高程范围 990.50 ~ 995.50 m) 综合变形模量取 8.0 GPa, 左坝肩其余基岩综合变形模量取 0.8 GPa, 右坝肩基岩综合变形模量取 4.0 GPa, 河床段基岩综合变形模量取 2.5 GPa, 混凝土/强风化岩石抗剪断参数 $f' = 0.5$, $c' = 0.15$ MPa.

根据以上地质参数, 考虑左坝肩 50% 的拱端推力由传力洞承担, 计算得作用于传力洞顶端的推力约为 55 MN, 由此计算得相应传力洞高程拱端位移为 3.31 mm.

a. 求等效刚度系数 k_1, k_2 . 根据地质报告提供的有关参数, 破碎带范围内岩体的剪切模量约为 0.3 GPa, 传力洞长度按 20 m 计, 代入 k_1 的表达式, 则可得传力洞侧壁岩体的等效刚度系数 $k_1 = 1.884 / \ln\left(\frac{37.5m}{r_0}\right)$ GPa; 又根据地质报告可知, 岩体的泊松比 $\nu_s = 0.25$, 剪切模量 $G = 4.0$ GPa, 传力洞入岩深度影响系数 η 取为 0.9, 代入 k_2 的表达式, 则可求得传力洞洞底总体的等效刚度系数 $k_2 = 23.7r_0$ GPa.

b. 求传力洞半径. 如前所述, 在预期的基岩变形模量下, 计算得出作用于传力洞顶端的推力约为 55 MN, 相应传力洞高程拱端位移为 3.31 mm. 因此令传力洞顶预期压缩量为 3.31 mm, 将此作为已知条件, 代入式(9)中, 可以求出传力洞半径 $r_0 = 2.36$ m.

本工程在实际施工中, 考虑施工误差及适量的安全储备, 最终传力洞的半径选用了 2.5 m. 葫芦口电站水库大坝到目前为止已经运行 3 年有余, 通过安装在传力洞附近的基岩变形仪观测数据可知, 传力洞附近坝肩最大位移 3.1 mm, 这与传力洞顶预期压缩量相差不大. 由此可知, 本文提出的传力洞设计方法是合理的.

3 结 语

传力洞在拱坝软弱破碎带基础的处理中已被广泛应用, 然而针对传力洞设计方法的研究却不多见. 本文提出了传力洞的预期压缩变形量与拱坝的拱端位移量相一致的设计原则, 将围岩影响简化成抗力作用, 并利用最小势能原理, 导出了求解传力洞截面尺寸的公式. 成果应用于葫芦口拱坝传力洞设计, 取得了较为满意的结果, 对类似工程具有借鉴意义.

参考文献:

[1] 李瓚, 陈兴华, 王光纶, 等. 混凝土拱坝设计[M]. 北京: 中国电力出版社, 2000.

[2] 周维恒, 王仁坤, 林鹏. 拱坝基础不对称性影响研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(6): 1081-1085. (ZHOU Wei-yuan, WANG Ren-kun, LIN Peng. Study on influences of asymmetry on arch dam foundation [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(6): 1081-1085. (in Chinese))

[3] 彭鹏, 宋汉周, 郭张军. 大坝基础帷幕防渗效果评价方法综述[J]. 大坝与安全, 2008(1): 4-8. (PENG Peng, SONG Han-zhou, GUO Zhang-jun. Anti-seepage effect evaluation of dam foundation curtain [J]. Dam & Safety, 2008(1): 4-8. (in Chinese))

[4] 陈英儒, 杨强, 包劲清. 高拱坝坝基断层加固力研究[J]. 水力发电学报, 2008, 27(6): 62-67. (CHEN Ying-ru, YANG Qiang,

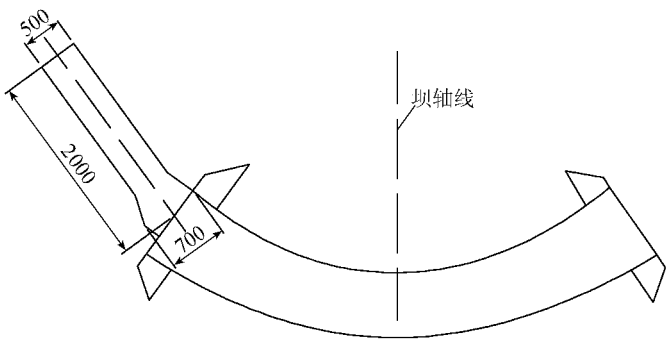


图4 993.00 m 高程截面传力洞轴线方向(单位: cm)
Fig. 4 Axial direction of concrete plug of section at elevation of 993.00 m(unit: cm)

- BAO Jin-qing. Research on reinforcement forces for faults of foundation of high arch dams[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2008, 27(6): 62-67. (in Chinese))
- [5] 杨令强,马静,陈祖坪. 拱坝坝肩稳定的随机分析[J]. 水利学报, 2008, 39(5): 26-28. (YANG Ling-qiang, MA Jing, CHEN Zu-ping. Probability analysis on stability of arch dam abutment[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2008, 39(5): 26-28. (in Chinese))
- [6] 宁宇,徐卫亚,郑文棠,等. 白鹤滩水电站拱坝及坝肩加固效果分析及整体安全度评价[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(9): 1890-1898. (NING Yu, XU Wei-ya, ZHENG Wen-tang, et al. Reinforcement effect analysis and global safety evaluation of arch dam and abutment of baihetan hydropower station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(9): 1890-1898. (in Chinese))
- [7] 周维恒,林鹏,周雅能. 高拱坝基础大垫座及周边缝设置研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(10): 1959-1967. (ZHOU Wei-yuan, LIN Peng, ZHOU Ya-neng. Research on concrete socket and peripheral joint for high arch dam foundation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(10): 1959-1967. (in Chinese))
- [8] 白俊光,林鹏,周维恒. 李家峡拱坝复杂地基处理效果和反馈分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(5): 903-912. (BAI Jun-guang, LIN Peng, ZHOU Wei-yuan. Reinforcement effects of Liji Xia arch dam on complicated rock foundations and its back analysis[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(5): 903-912. (in Chinese))
- [9] 胡海昌. 弹性力学的变分原理及其应用[M]. 北京: 科学出版社, 1981.
- [10] 刘先珊,周创兵,王军. 复杂条件下高拱坝应力及坝肩稳定分析[J]. 岩土力学, 2008, 29(1): 225-229. (LIU Xian-shan, ZHOU Chuang-bing, WANG Jun. Stress and stability analysis of high arch dam under complex conditions[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(1): 225-229. (in Chinese))
- [11] 周涛. 溪洛渡水电站拱坝基础综合变模分析[J]. 四川水利发电, 2001(2): 22-26. (ZHOU Tao. Study on overall deformation modulus for arch dam foundation at Xiluodu Hydropower Station[J]. Sichuan Water Power, 2001(2): 22-26. (in Chinese))
- [12] RANDOLPH M F, WROTH C P. Analysis of vertical deformation of pile groups[J]. Geotechnique, 1979, 29(4): 423-439.

Design of concrete plug in foundation treatment of arc dams

WU Dang-zhong, LIU Guo-hua

(College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China)

Abstract: For improving the design methods for concrete plugs of arch dams and seeking for the theoretical basis for their design, a design discipline was proposed, that is, the displacement of the dam abutment should be equal to the compression of the concrete plugs. The influences of the surrounding rock on the concrete plugs were simplified to the action of resistance, and the formulas to solve the sectional size of the concrete plugs were derived according to the principles of the minimum potential energy. The results show that the relationship between the thrust and the displacement on the top of the concrete plugs is linear, and the sectional area of the concrete plugs is included in the gradient of the relationship. By use of the relationship, the sectional area of the concrete plugs can be obtained.

Key words: arc dam; foundation treatment; concrete plug; fractured zone in fault; finite element analysis