

小浪底工程排沙洞无粘结预应力混凝土 衬砌试验段实测分析

赵顺波 李树瑶 江瑞俊

摘 要 黄河小浪底水利枢纽工程排沙洞混凝土衬砌采用了双层双圈环锚无粘结预应力新技术,文中对其洞内试验段的预应力钢筋和测试元件布置,以及洞内无粘结预应力混凝土施工工艺做了概括总结,结合浇筑混凝土到预应力钢筋张拉锚固结束的全过程,衬砌混凝土和普通钢筋的应力及洞径变化等实测资料,分析了混凝土温度收缩应力变化和衬砌混凝土预压应力分布规律,论述了洞内试验段衬砌混凝土裂缝的成因,提出了优化混凝土配合比、加强施工温控的改进建议。

关键词 环形预应力技术 无粘结 混凝土 衬砌

小浪底水利枢纽工程设有3条排沙洞,承担排沙、排污的任务,洞内径为6.5m,单洞长1100m,由于地质条件非常复杂,为了保证周围山体的稳定性,设计要求排沙洞运行时不能有压力水渗入岩体软化夹泥层,设计之初,曾对排沙洞灌浆帷幕后后游段采用钢板衬砌、钢筋混凝土衬砌、灌浆预应力衬砌和高效预应力混凝土衬砌进行了技术经济比较,最后采用高效有粘结预应力混凝土衬砌,3条排沙洞预应力混凝土衬砌段长度分别为710.95m、723.0m和735.05m^[1],在招标和施工阶段,承包商CGIC联营体提出了高效无粘结预应力混凝土衬砌的替代方案,根据大坝安全专家组第5号报告中的建议,于1996年10月~1997年9月在施工现场进行了排沙洞预应力混凝土衬砌有粘结体系和无粘结体系的仿真模型试验及其有限元仿真受力分析,同时对国内外的环形预应力技术及其工程应用状况进行了广泛的调查研究^[2],1997年9月23~25日,小浪底建管局主持召开了专家咨询会议,确定采用高效无粘结预应力混凝土衬砌方案,由于高效无粘结预应力混凝土用于压力隧洞衬砌在我国尚属首次,并且有别于国外单圈张拉预应力筋束而采用了双圈张拉预应力筋束的环形预应力新技术,为了进一步

积累洞内实际施工经验,验证衬砌设计在洞内实际情况下的合理性,于1998年5~6月在“1排沙洞的上游灌浆帷幕前进行了洞内试验段施工试验研究。

1 试验概况

1.1 环锚的结构布置

试验段设置在“1排沙洞的上游灌浆帷幕前的第9和第10浇筑段,每段长度为12.05m,各设24束1860m级无粘结预应力钢绞线,中心间距为0.5m,每束钢绞线由8根7Φ5钢绞线组成,采用双层双圈环锚无混凝土支撑新体系,环锚锚板锚固端和张拉端各设8个锚孔,内层4根钢绞线从锚固端起沿内层圆周环绕2圈后进入内层张拉端,外层4根钢绞线从锚固端起沿外层圆周环绕2圈后进入外层张拉端,钢绞线锚固端与张拉端的包角为 $2 \times 360^\circ$,预留内槽口长度为1.54m,中心深度为0.25m,上口宽度为0.28m,下口宽度为0.30m,沿洞轴向成两排跳跃式布置在衬砌下半圆周的两侧。图1所示为试验段的锚具槽布置示意,图2所示为第9浇筑段的钢绞线布置,第10浇筑段钢绞线布置与第9浇筑段相同,仅锚具槽中心线与洞心垂直线夹角为 60° 。

赵顺波 华北水利水电学院 工学博士 副教授

李树瑶 华北水利水电学院 教授

江瑞俊 黄河小浪底工程CGIC联营体 高级工程师

图 1 试验段的锚具槽布置

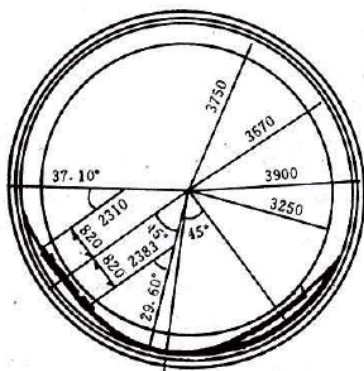


图 2 第 9 浇筑段的钢绞线布置(单位:mm)

1.2.1 预应力束制作

预应力束制作方法:(1)在预应力钢绞线加工场建一条形混凝土下料切割带,从钢绞线卷盘上将钢绞线拉出并沿切割带拉直,严格按切割带上标记的位置切割下料,保证下料精度;(2)在预应力钢绞线加工场建绕束加工台,按设计要求对内、外圈钢绞线分别编束成型。

图 3 第 9 浇筑段 C—C 断面的仪器布置

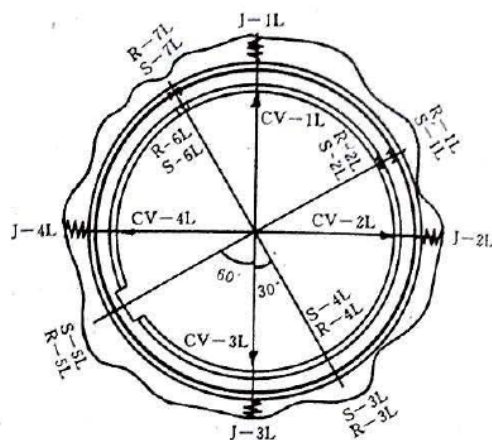


图4 第10浇筑段L—L断面的仪器布置

预应力束运输及安装的步骤：(1)预应力钢绞线由带有运输托架的专用运输卡车运至洞内卸在储存台车上备用；(2)利用钢筋安装台车架立外层钢筋并设置控制点标志，绑扎钢筋网架，焊接预应力钢绞线固定支架，利用预应力钢绞线安装台车安装外层和内层预应力钢绞线；(3)架立内层钢筋，绑扎钢筋网架；(4)采用装配式钢板锚具盒外贴塑料泡沫板的方法形成锚具槽，这样不但保证了槽口成型尺寸，且因装配式钢板锚具盒拆装方便并可反复利用而较为经济。对钢绞线施工验收后，便可进行衬砌混凝土的浇筑。

衬砌混凝土的浇筑采用 CIFA 全断面针梁钢模台车立模,其上装有较为完善的混凝土分料机,按从下至上的顺序分层浇筑混凝土。混凝土由搅拌车运输,固定泵泵送入仓,主要采用风动附着式振捣器振捣,并在下料仓口附以电动插入式振捣器振捣。

在 CIFA 全断面针梁钢模台车脱模移位后,用风送喷雾器在混凝土表面均匀喷涂混凝土养护剂加以养护,拆除锚具槽模板,对锚具槽进行凿毛

整理和尺寸检验。

1.2.4 环锚张拉锚固

环锚张拉锚固步骤:(1)切除安装锚具和张拉所需长度范围内的钢绞线 PE 套管,清除防腐油脂;(2)安装锚具及相应的防腐配件;(3)采用 2 台相同规格且油路并联的前卡式千斤顶,通过 2 套板凳式偏转器直接支撑于锚具上进行变角张拉锚固,该板凳式偏转器由德国 DSI 公司制作,经专项试验测定,由千斤顶和偏转器造成的预应力损失为 8.1%,根据洞外现场 1:1 仿真模型试验和有限元分析计算结果^[2],确定张拉控制应力 $\sigma_{con}=0.75 \cdot f_{ptk}=1.395 \times 10^5 \text{MPa}$,相应的钢绞线伸长值 $\Delta L=299.4 \text{mm}$ 。每浇筑段张拉分三轮,第一轮张拉奇数 1~23 号槽口,施加 50%张拉控制力;第二轮张拉偶数 2~24 号槽口,施加 100%张拉控制力;第三轮再张拉奇数 1~23 号槽口,施加从 50%到 100%的张拉控制力。

1.2.5 环锚防腐处理和槽口混凝土回填

预应力钢绞线张拉锚固后,锚具两侧用橡胶板、钢夹板进行防腐处理,因锚具安装和张拉操作需要而割除防护套管的外露部分钢绞线,重新穿套高密度聚乙烯(HDPE)防护套管并注入防腐油进行防腐处理,最后用无收缩混凝土回填锚具槽。

2 试验成果分析

2.1 衬砌混凝土温度收缩应力

图 5、图 6 分别为第 9 浇筑段 C—C 断面和第 10 浇筑段 L—L 断面衬砌混凝土从开始浇筑到张拉开始时的温度变化以及由温度和收缩导致的应力变化曲线,当浇筑段衬砌混凝土完成浇筑后,大

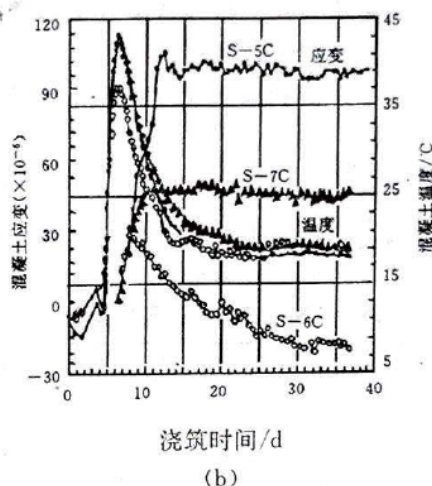


图 5 第 9 浇筑段 C—C 断面混凝土温度收缩应力

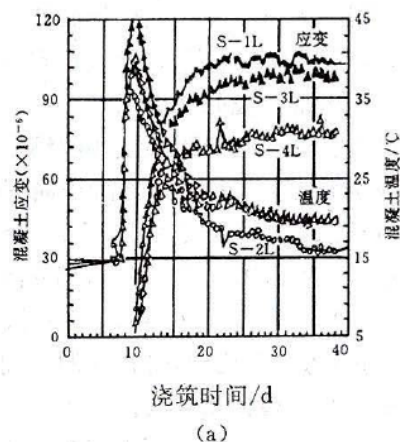
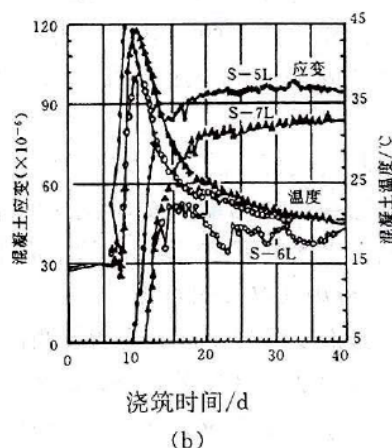
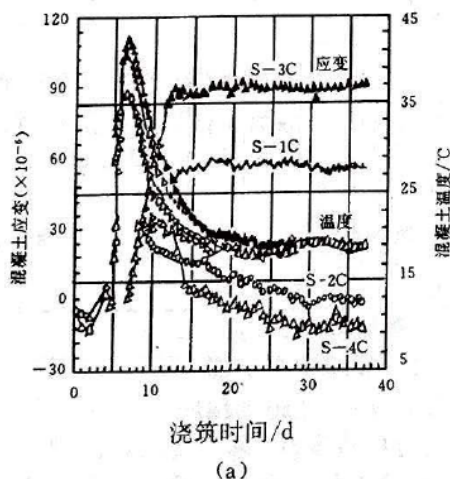


图 6 第 10 浇筑段 L—L 断面混凝土温度收缩应力



约需 40h 达到最高温度,在之后的 5d 内急剧下降,然后趋于较为稳定的变化,张拉开始时衬砌混凝土温度约为 20℃左右,与洞内环境温度基本相同,因为衬砌表面暴露在空气中而有利于散热,混

环形预应力

混凝土温度表现出由表及里增加的规律,沿衬砌厚度方向的温差及混凝土收缩变形致使衬砌混凝土产生不同的温度收缩应力。

结合表1所列衬砌断面主要开挖参数,可以发现,衬砌混凝土较厚处因水泥水化热分散迟缓而内部温度较高,沿衬砌厚度方向的温差较大,由温差及混凝土收缩变形产生的衬砌混凝土表面与内部的温度收缩应力差值最大。

表1 测试断面主要开挖参数

断面	超开挖面积 (m ²)	开挖直径/m			衬砌厚度/m			试验点处衬砌厚度/m			
		平均	最大	最小	平均	最大	最小	1,2	3,4	5	6,7
C	11.710	8.79	9.3	8.4	1.15	1.65	0.95	1.00	1.45	1.25	1.25
G	14.932	9.02	9.2	8.7	1.26	1.75	0.65	1.50	1.15	1.45	1.35
L	12.922	8.88	9.2	8.4	1.19	1.55	0.85	1.05	1.15	1.55	1.05

由于采用不同的混凝土配合比,第9浇筑段衬砌混凝土表面因温度和收缩变形而产生环向压应力,内部则产生环向拉应力,导致衬砌混凝土沿环向表面受压内部受拉的受力状态,但第10浇筑段衬砌混凝土表面及内部因温度和收缩变形均产生环向拉应力,导致衬砌混凝土沿环向受拉的受力状态,张拉开始时,各测点的混凝土应力如表2所列。与混凝土的受力状态相对应,第9浇筑段内环钢筋受压、外环钢筋受拉,第10浇筑段内外环的钢筋均受拉,为便于比较,将钢筋的实测应力按钢筋与混凝土的弹模比换算成混凝土应力后也列入表2。由表2可见,尽管混凝土应变片测得应变换算应力值与钢筋应力计测得钢筋应力按钢筋和混凝土的弹模比换算的混凝土应力值,在量值上存在一些差异,但所反映的混凝土受力状态是一致的。

从控制衬砌混凝土温度收缩拉应力,避免出现温度收缩裂缝的角度出发,用于第9浇筑段的混凝土配合比优于第10浇筑段的混凝土配合比。

2.2 衬砌混凝土预应力

预应力钢绞线张拉锚固后的各测试断面的混凝土预压应力如表3所列,比较实测与设计计算结果,实际的混凝土应力小于设计按衬砌厚度650mm的计算应力,但与按衬砌厚度900mm的计算应力较为接近,应力分布则基本相同,主要是围岩超开挖导致衬砌厚度增加的缘故,围岩不均匀开挖对衬砌混凝土预压应力的影响没有明显的表现。

表2 开始张拉时衬砌混凝土温度收缩应力 10²MPa

C 断面		G 断面		L 断面	
外环	内环	外环	内环	外环	内环
1.78(S-1C)	-0.04(S-2C)	1.18(S-1G)	-0.32(S-2G)	3.32(S-1L)	1.08(S-2L)
0.90(R-1C)	-0.21(R-2C)	0.68(R-1G)	-0.28(R-2G)	3.78(R-1L)	0.24(R-2L)
2.89(S-3C)	-0.34(S-4C)	0.55(S-3G)	-2.62(S-4G)	3.10(S-3L)	2.56(S-4L)
0.92(R-3C)	-0.17(R-4C)	0.22(R-3G)	-1.10(R-4G)	3.08(R-3L)	2.59(R-4L)
3.15(S-5C)		1.30(S-5G)		3.07(S-5L)	
0.89(R-5C)		0.55(R-5G)		4.18(R-5L)	
1.40(S-7C)	-0.63(S-6C)	0.27(S-7G)	-1.53(S-6G)	2.70(S-7L)	1.38(S-6L)
0.70(R-7C)	-0.25(R-6C)	0.12(R-7G)	-0.80(R-6G)	2.81(R-7L)	2.04(R-6L)

注:()内为测点编号,位置见图3和图4;钢筋应力计测值按钢筋与混凝土的弹模比换算为混凝土应力。

表3 衬砌混凝土的预压应力 10²MPa

C 断面		G 断面		L 断面	
外环	内环	外环	内环	外环	内环
-4.21(S-1C)	-5.29(S-2C)	-4.19(S-1G)	-4.53(S-2G)	-5.96(S-1L)	-5.73(S-2L)
-5.15(R-1C)	-6.37(R-2C)	-5.65(R-1G)	-5.57(R-2G)	-6.64(R-1L)	-5.84(R-2L)
-5.52(S-3C)	-9.99(S-4C)	-4.76(S-3G)	-9.04(S-4G)	-5.66(S-3L)	-8.24(S-4L)
-5.33(R-3C)	-10.57(R-4C)	-5.05(R-3G)	-10.04(R-4G)	-5.98(R-3L)	-9.10(R-4L)
-5.84(S-5C)		-3.84(S-5G)		-5.11(S-5L)	
-6.12(R-5C)		-4.59(R-5G)		-5.47(R-5L)	
-4.78(S-7C)	-6.32(S-6C)	-4.18(S-7G)	-6.03(S-6G)	-5.16(S-7L)	-6.02(S-6L)
-5.13(R-7C)	-6.91(R-6C)	-4.07(R-7G)	-6.65(R-6G)	-5.17(R-7L)	-6.66(R-6L)

注:()内为测点编号,位置见图3和图4;钢筋应力计测值按钢筋与混凝土的弹模比换算为混凝土应力。

2.3 洞径收缩及混凝土与围岩的脱开间隙

根据收敛计和测缝计测试结果得到的洞径收缩及混凝土与围岩的脱开间隙如表4所列,可见第9浇筑段C-C断面垂直轴线方向、F-F断面垂直和水平轴线方向的洞径收缩与混凝土和围岩的脱开间隙相一致,说明围岩对衬砌混凝土的约束较弱,第9浇筑段C-C断面水平轴线方向、第10浇筑段L-L断面垂直和水平轴线方向的洞径收缩与混凝土和围岩的脱开间隙相差较大,说明围岩对衬砌混凝土的约束较强,从变形角度进一步验证了围岩约束对衬砌混凝土温度收缩应力及预压应力的影响作用。

表4 收敛计和测缝计实测结果

浇筑段	断面	洞径收缩/mm		衬砌混凝土与围岩脱开间隙/mm					
		垂直	水平	J-1*	J-2*	J-3*	J-4*	垂直	水平
9	A	2.59	0.77						
	B	2.51	0.76						
	C	2.34	0.65	0.73	0.05	1.63	-0.01	2.36	0.04
	D	2.74	0.68						
	E	2.49	0.67	0.95	0.15	1.58	0.27	2.53	0.43
	F	2.75	0.42						
10	H	3.75	0.67						
	I	2.61	0.37						
	L	3.39	0.53	0.93	0.25	0.02	0.00	0.95	0.25
	M	3.53	0.51						
	N	3.00							-0.76

2.4 裂缝的成因与开展

2.4.1 裂缝分布形态

如图7所示,在施加预应力前,对试验段衬砌内表面进行检查发现,第9浇筑段出现了3条裂缝,其中裂缝①和②在相应槽口间上方相连并沿环向延伸约2.5m,最大裂缝宽度为0.15mm;裂

缝③在槽口角部向斜上方延伸约 0.20m,最大裂缝宽度为 0.07mm,第 10 浇筑段也出现了 3 条裂缝,其中裂缝①和②在槽口 11 和 13 间上方相连并沿环向延伸约 0.15m,最大裂缝宽度为 0.20mm;裂缝③在槽口 16 角部向斜上方延伸约 0.71m,最大裂缝宽度为 0.10mm。上述槽口编号上排为奇数 1~23,下排为偶数 2~24。

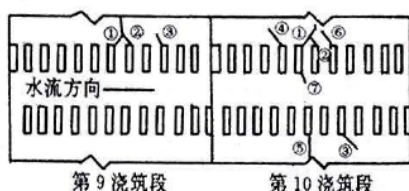


图 7 试验段的裂缝分布

在施加预应力的过程中,第 9 浇筑段的 3 条裂缝没有变化,但第 10 浇筑段又陆续出现了 4 条新裂缝。在第一轮槽口 9 处施加 50%预应力束时出现裂缝④,长 0.20m,最大裂缝宽度为 0.08mm;在槽口 13 施加 50%预应力后,槽口 12 上侧中心位置出现裂缝⑤,长度 0.72m,最大裂缝宽度为 0.20mm;在槽口 15 处施加 50%预应力后出现裂缝⑥,长度 0.20m,最大裂缝宽度为 0.08mm,同时槽口 16 处的裂缝③宽度由 0.10mm 增大到 0.20mm;第一轮槽口处施加 50%预应力结束后,裂缝⑤宽度由 0.20mm 收缩到 0.02mm,裂缝③宽度由 0.20mm,收缩到 0.04mm。

在第二轮槽口 2~8 处施加 100%预应力后,原有裂缝的宽度不变也没有新裂缝出现,在槽口 10 处施加 100%预应力后,裂缝②由 0.10mm 收缩到 0.04mm。在槽口 12 处施加 100%预应力后,裂缝①由 0.20mm 收缩到 0.02mm,裂缝⑤则从 0.02mm 回复到初始的 0.20mm。第二轮槽口处施加 100%预应力结束后,裂缝①和③分别延长至 0.5m 和 1.10m。

在第三轮槽口 11 处施加 100%预应力后,出现了裂缝⑦,长 0.295m,最大裂缝宽度为 0.20mm。全部张拉结束后的裂缝长度和宽度如表 5 所列。

表 5 第 10 浇筑段的裂缝长度和宽度

裂缝编号	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
长度/m	0.50	0.10	1.10	0.20	0.715	0.20	0.295
宽度/mm	0.10	0.02	0.10	0.04	0.10	0.02	0.20

2.4.2 裂缝成因分析

结合前述预应力张拉开始前的衬砌混凝土环向温度收缩应力分析,当混凝土沿浇筑段轴向发生温度收缩变形时,由于受到纵向分布钢筋和围岩的约束,必然产生轴向的温度收缩拉应力,同样

由于内外温差、围岩和钢筋沿衬砌厚度方向的约束不平衡而使衬砌表面拉应力较内部要小。同时,注意到浇筑段两端存在自由变形状态,围岩和钢筋的约束沿轴向将随远离浇筑段两端而增大。因而,在浇筑段中间部分积聚起较大的轴向拉应力,一旦拉应力超过混凝土的抗拉强度,裂缝就出现了,由于槽口角部的应力集中,裂缝将首先在槽口角中出现,裂缝出现后,拉应力释放,新裂缝出现的可能性减小。

预应力张拉施工过程中,第 10 浇筑段出现新裂缝,是张拉拉应力与温度收缩拉应力结合的结果,解决方法仍然是控制温度。应该注意到,裂缝宽度在允许的范围内。

3 结 论

小浪底工程排沙洞无粘结预应力混凝土衬砌试验段实测分析结果如下:(1)通过洞内试验段的生产性科研实验,获得了大量的测试资料,证明预应力施工方法特别是张拉步骤是安全可靠的;(2)通过钢绞线建立的环向混凝土预压应力满足设计要求,但由于温度收缩引起的拉应力以及围岩超开挖减弱了预应力钢绞线建立的混凝土预压应力效果,因此,在设计中不考虑混凝土温度收缩应力时,衬砌混凝土按全预应力混凝土设计是合理的,这样可保证实际工程的衬砌混凝土拉应力不超过混凝土抗拉强度,满足工程正常运行要求;(3)试验段衬砌混凝土出现的裂缝短细,对排沙洞的运行影响甚微,裂缝产生的主要原因是温度收缩变形,因此施工过程中加强混凝土温度控制是十分重要的,本试验用于第 9 段浇筑段的混凝土优于第 10 浇筑段的混凝土,在随后的 3 条排沙洞施工中,在本试验基础上进行了混凝土配合比优化,降低了混凝土施工期温度,取得了良好的工程效果;(4)槽口外侧的双层预应力钢绞线,减小了槽口处管壁局部受力过分集中现象,有效地改善了预应力沿环向分布的均匀性,使管壁混凝土预应力更为均匀。

致谢:作者诚挚感谢黄河小浪底工程 CGIC 联营体总经理 Krause T.、副总经理 Colin O. 等先生的信任,使我们有幸参与这一研究工作。感谢排沙洞技术负责人 Fernandez A. 先生的友好合作。

参考文献

- [1]李 珠,白本举,钱云龙. 排沙洞后张法预应力衬砌结构. 地下工程技术:1995(4)
- [2]赵顺波,江瑞俊. 环形后张预应力混凝土技术及其工程应用与发展,世纪之交的预应力新技术. 北京:专利文献出版社,1998