

漳泽水库土坝异常变形分析

朱建华 李春华

(水利水电科学研究院岩土所, 北京, 100044)

1. 前言

漳泽水库位于山西省长治市以北20km, 是座具有向工农业供水、防洪、养鱼等综合效益的大型水库, 总库容1.995亿 m^3 , 拦河坝为均质土坝, 坝长2514m, 最大坝高17.5m。水库于1959年11月动工, 1960年4月竣工蓄水。由于水库防洪标准低, 1989年开始扩建, 主要项目有①加高大坝5m, ②扩建溢洪道, ③改建泄水洞。1990年夏, 在开挖坝后泄水洞消力池基坑过程中, 地基发生严重渗透破坏, 附近坝身同时发生沉降和裂缝。本文就所搜集到的工程实录资料对大坝的异常变形作一介绍和分析。

2. 坝址工程地质及大坝质量简述

2.1 坝址工程地质特征

地质勘探资料表明, 水库是处于太行山背斜西翼长治盆地中, 整个地区分布着第四纪沉积物, 其岩性主要特征为:

a) 下更新统 Q_1 , 主要为红色和灰绿色粘土古土壤层, 广泛分布于大坝的右岸, 出露厚度大于15m。这种沉积物在组织上是非常致密的, 其天然容重变化于19.0~21.4 kN/m^3 间。

b) 中更新统 Q_2 , 主要为浅红色和紫色的粘土和粘土质砂, 该土层底部夹有厚层砂层, 其分布为透镜体, 大坝的左岸坝肩全部座落于本组沉积物之上, 其天然容重为19.5~21.7 kN/m^3 。

c) 晚中更新统 Q_3 , 主要为黄土类黑灰色亚粘土, 该层沉积物覆于 Q_1 和 Q_2 之上, 均布在整个坝基底部, 截水槽开挖表明这层土层理明显, 其中的薄状砂层以透镜体分布, 该组土天然容重为18.6~21.1 kN/m^3 。

d) 全新统 Q_4 , 主要为近代的河流冲积物, 其成份主要为冲积类型的亚砂土、砂层和砂砾石层, 天然容重为16.1~20.1 kN/m^3 。

虽然大坝基础为第四纪岩土层, 但坝基各土层的密实度较均匀, 孔隙比变化范围较小,

到稿日期: 1992-08-21.

因此正常情况下，由坝基引起大坝产生不均匀沉降的可能性是很小的。

2.2 大坝质量简述

(1) 坝体填土质量

大坝分为主坝与副坝，主坝桩号0+000~0+874，0+874以后为副坝，图1为主坝0+760断面。主坝为均质碾压坝，铺土厚度一般控制为0.3m，要求干容重15.7kN/m³，但未见施工质检记录。1990年晋城水利设计室对大坝钻孔取样进行试验，并委托水利水电科学研究院岩土所进行部分试验。晋城设计室试验干容重为13.8~16.7kN/m³，平均干容重15.5kN/m³。水利水电科学研究院38个试样干容重为14.7~16.5kN/m³，平均干容重15.8kN/m³。根据塑性图划分，大坝土质属粉质粘土。

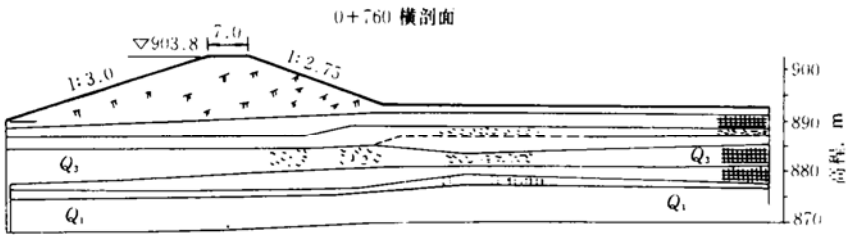


图 1 0+760断面图

(2) 大坝历年沉降变形

大坝历年的沉降过程线如图2所示。从图2可以看到，大坝沉降变形在竣工后20多年间一直在发展。其特点是坝体填筑高度越大，沉降量也越大，截止到1985年，坝顶沉降量在0+300

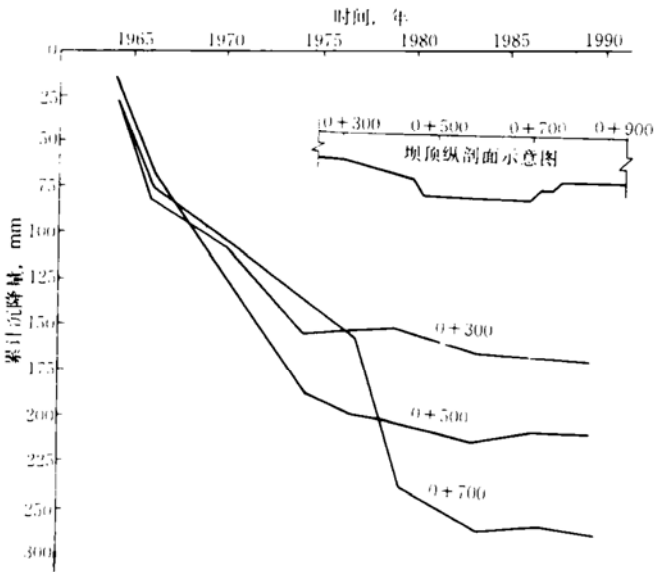


图 2 大坝历年沉降过程线

断面为166mm;在0+700断面为263mm,均占坝高的1.5%~1.6%左右。三个断面竣工初期的最大沉降速率均为0.076mm/d。若以年沉降值低于0.2‰ H (H 为坝高)视为沉降完成^[1],则可以认为大坝沉降变形完成时间约为1986年。由于水库运行20多年来,经历了各种水荷载的作用,因此在正常情况下,大坝是不会继续发生大的沉降变形的。

大坝竣工后的沉降值虽然较大,但各断面间的沉降差并不大,如桩号0+300与0+500间的沉降差约为40mm,平均相差0.20mm/m(纵向);而0+500与0+700间沉降差55mm,相差0.27mm/m(纵向)。因此大坝在20年的运行过程中一直没有产生横向裂缝。这一事实说明,坝体质量和坝基土密实度沿坝轴向分布还是比较均匀的。

3. 大坝异常变形实录

1990年夏,在开挖坝后泄水洞消力池基坑过程中,地基发生渗透破坏,同时在0+710~0+800坝段发生异常沉降和纵横向裂缝,现简要介绍如下。

3.1 地基渗透破坏情况

泄水洞消力池的设计底面高程881.10m,基坑开挖面高程878.92m。6月3日开挖到880.8m高程,6月6日在距泄水洞进水口118.5m附近流出一股清水,在接近设计高程时,又流出两股清水,至7月25日流出的水变浑,出水量与含砂量逐渐增加,7月28日下午开始压填反滤,但无明显效果。7月30日中午,发现附近大坝有沉降裂缝,于是由施工处理转入防洪抢险,至8月1日下午1时填压高达5.7m左右的棕皮、土工布、装砂麻袋和草袋,填筑高程为884.95m,在草袋顶面仍见小股水涌出,并伴有细粒跳动、翻滚现象。图3是坝基管涌位置示意。7月31日下午1时测得流量为50L/s,含砂量达59.4kg/m³。根据水中含砂量估算,此次管涌带走土体约70~100m³。在抢险过程中,库水位由898.94m降至896.8m。

3.2 坝顶异常沉降与裂缝情况

7月30日,在0+730~0+800间的70m坝段发现坝体异常沉降,以0+760~0+770段沉降量最大。防浪墙顶、上游坝面的沉降情况与坝顶大体一致。图4是异常沉降及坝顶表面高程的实测情况。图4表明,0+760~0+770比两侧坝顶约低30cm。由于0+760与0+800坝段的填土质量、断面大小和坝基土层埋藏情况都相差不大,因此该两断面在正常情况下的沉降也是相差不大的。同时从图中还可看出,0+730~0+800两点高程变化或异常沉降值一直变化不大,因此可以将这两点作为这次大坝异常沉降相对参考点,推断事故前坝顶表面高程大致如图4虚线所示。从图4还可看出,到1990年7月30日,0+760的异常沉降为300mm,若以出浑水时(7月25日)为异常沉降起始时间,则该断面的异常沉降速率约为43mm/d。按坝顶各异常沉降点计算出的沿轴向异常沉降图面积约为12m²,截止到1990年12月20日,0+760断面的异常沉降量达400mm,异常沉降图面积为16m²。

发生沉降的同时,在7月30日,0+720~0+790之间坝段,发现坝顶有5条横向裂缝(1*~5*),8月2日增加2条(6*,7*),8月6日又增加2条(3',4')。坝上游坡在桩号0+726~0+742之间,901.3m高程处有6条(8*~13*)长3~3.8m的缝。裂缝宽度和长度以7月31日~8月2日发展较快,以后逐渐减慢,到9月30日基本稳定。坝顶裂缝长5.5~18.5m,裂缝深1.0~2.5m,宽0.4~5.1mm;上游坡裂缝长0.5~4.1m,宽2.1~3.2mm。图5是大坝裂缝分布图。

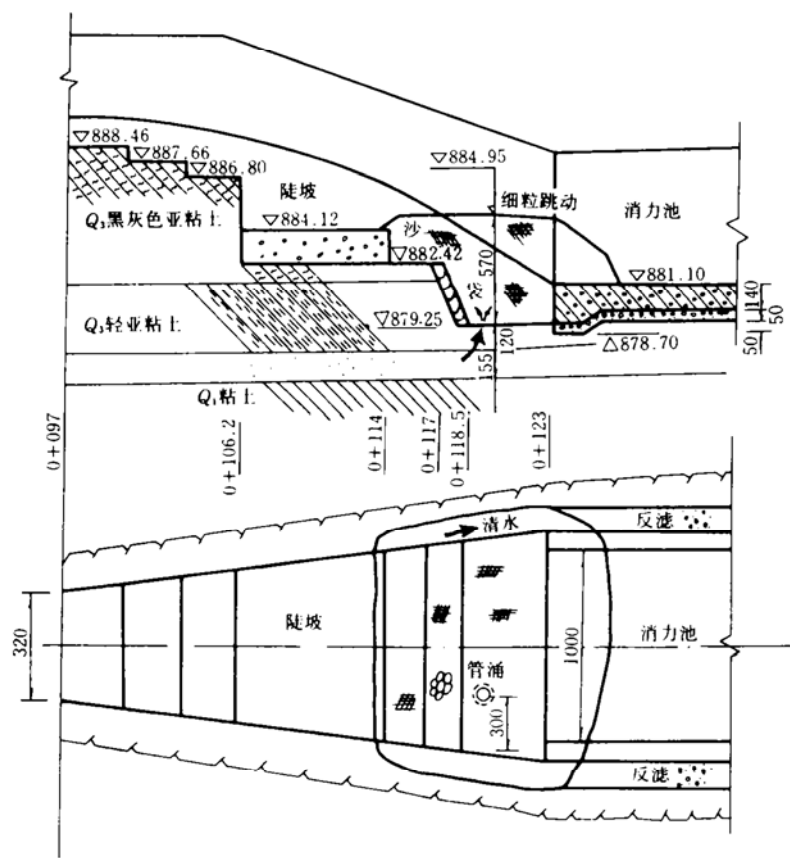


图 3 坝基管涌位置示意

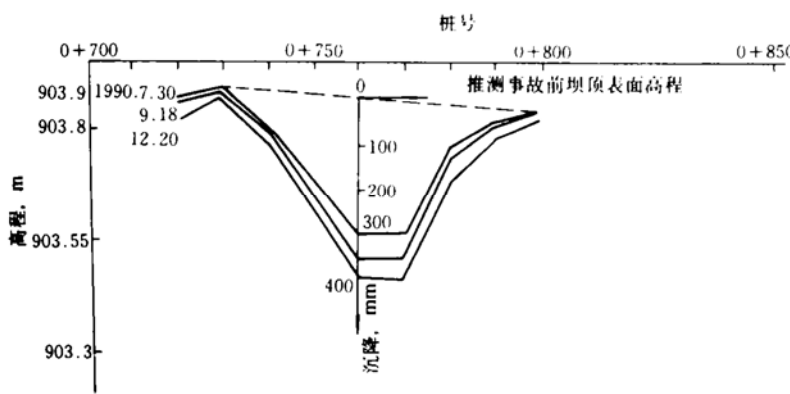


图 4 坝顶异常沉降分布

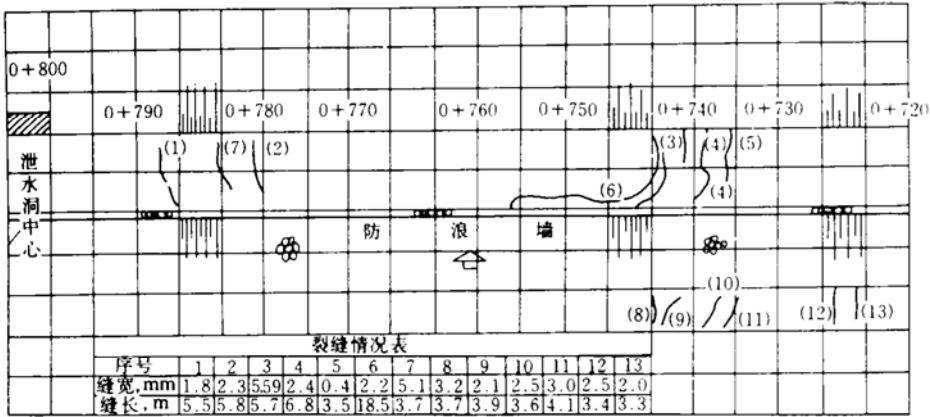


图5 大坝裂缝分布

4. 大坝异常变形原因分析

初步分析认为坝顶沉降与下列因素有关：①大坝坝体质量差；②消力池施工过程中长期排水引起的固结；③地基的淘空；④其它，如施工中的载重汽车、振动碾压等。大坝已运行了20多年，坝体质量问题不可能在短期内引起如此大的沉降；而施工中的载重汽车、振动碾压沿全坝长都有，也不可能仅在该坝段引起这么大的沉降。因此，需要论证是排水固结还是地基淘空引起了这次大坝的沉降。如果是前者，大坝的加固措施就可简化；如果是后者，加固措施可能要复杂些。我们根据已掌握的资料分析认为，大坝的沉降变形在地基管涌未得到完全控制以前，主要是由于坝基土被带走引起的；在地基管涌被完全控制后，排水固结可能是大坝沉降变形的主要原因。

下面从现场实录资料和室内变形计算分析两方面进行论证。

4.1 现场实录资料分析

现场实录资料从地基渗透破坏型式、大坝沉降特点和大坝沉降影响因素三方面揭示了此次大坝沉降的主要原因。

(1) 地基破坏型式

这次地基渗透破坏，首先是由于地基砂层上覆的粘土层被顶穿引起的。由于消力池底板开挖面太低，砂层上覆粘土层承受的水力比降较大，由管涌后填筑的砂袋表面实测水位表明，这层粘土承受的垂直向上的水力比降不会低于6。加之开挖暴露时间较长，该粘土层被承压水顶穿，从而诱发了坝基的渗透破坏。根据图3所示的地基土层状态，在砂层与粘土层接触面间最容易发生渗流冲刷。图6是1990年8月3日渗水中带出的土颗粒组成曲线和改建设计时地基钻孔取样所得的粘土-砂土颗粒分曲线。从图中可看到带出土颗粒中粒径大于0.05mm的砂土占60%多。由于试验所取水样是采取抢险措施后的，可以推论在压填反滤前，地基带出的土颗粒可能更粗。

对于地基的破坏型式，我们认为首先是在管涌出口处土颗粒被带出，逐渐向内部发展，其遭冲蚀破坏的区域可能是一个由外到内逐渐扩展的扇形区，如图7所示。这个扇形区域之所以绕过坝基1#管位置，是因为1990年8月中旬曾在坝顶2#管投放高锰酸钾溶液，数分钟后

即在130m远的管涌点B冒出红色水，而在1#管未观察到红色水的出现；在1#管也曾投放高锰酸钾溶液，在B处未能见到红色水，说明1#管与管涌点B，以及1#管与2#管未连通。另外，在后来建造坝基砂层混凝土板墙时，发现西3孔与2#位置有连通现象。这些现场的实录资料足以说明坝顶2#位置发生冲蚀的砂层与B点不是直线连通，而是绕过1#管所在位置与B相通的。

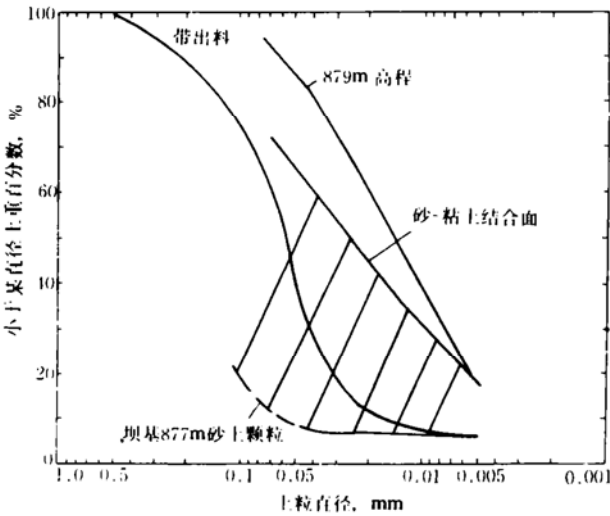


图 6 坝基土颗粒组成

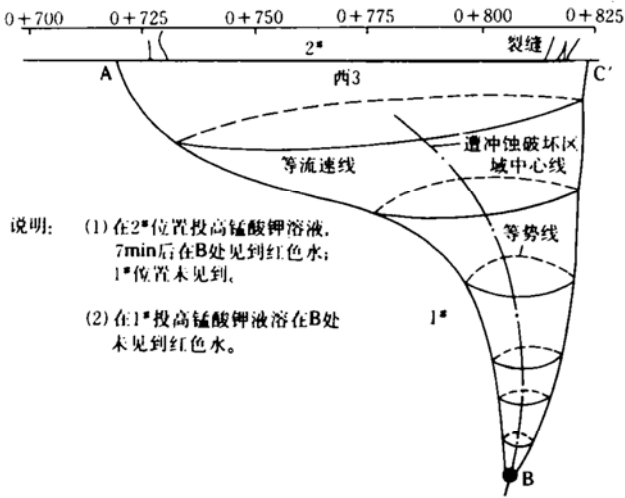


图 7 地基遭冲刷区域形状示意

如果以管涌出口为渗流场的下游，来水方向为上游，则可大致描绘出地基发生渗透破坏时的等流速和等水头线，分别如图7中实、虚线所示。由等流速线的分布可以看出，在扇形区域中心线附近，冲刷流速最大，土粒最易被冲走，因此在冲蚀破坏区域中心线附近，冲刷可能会更深一点，有可能形成一个集中渗漏通道。

(2) 大坝异常沉降特点

从8月1日起, 水库管理部门对坝顶异常沉降进行了严密的观测。图8是坝顶表面各点自1990年8月1日~1990年12月20日的异常沉降历时过程线。根据图示结果可以将坝顶异常沉降大致分为三个阶段进行分析。

第一阶段: 8月1日~9月1日, 坝基开始灌浆前。虽在管涌出口压填了反滤, 但在5.7m高的砂袋表面仍见到不断有极少量的细粒土被带出, 这说明地基管涌未被完全控制住, 因此这段时间异常沉降量仍以管涌区域中心线附近(即0+760附近)为最大, 0+760断面异常沉降量为55mm, 平均1.83mm/d; 而离0+760较远的断面异常沉降较小, 如0+720约5mm, 平均还不到0.2mm/d。

第二阶段: 9月1日坝基开始喷射灌浆到11月初拆除管涌出口草袋期间。这段时间沉降的特点是0+760附近沉降速度放慢; 而原沉降量很小的0+720段的沉降量却突然增加了40mm, 沉降速度达到1.66mm/d。坝基灌浆的范围是0+711.2~0+838.6, 而0+760~0+711.2坝段的灌浆完工时间为9月中旬, 因此在坝基灌浆完成以后一段时间, 可能会导致沿板墙边缘的绕渗流速增加, 即在0+711.2附近发生集中渗流, 从而加剧坝基土的流失, 使原来处于冲刷区域边缘的0+720测点的异常沉降量骤然增加。因此从截断坝基渗漏通道这一点来说, 坝基灌浆范围似乎还应继续往右岸延伸一点。

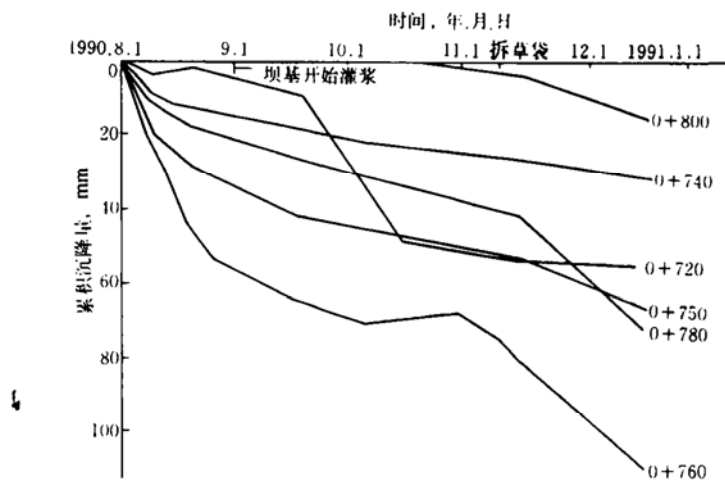


图8 1990年8月1日以后坝顶异常沉降历时曲线

第三阶段: 即管涌处B点草袋拆除以后的一段时间。这段时间地基的管涌情况相当于7月29日压填反滤料时的情况, 因此大坝的沉降又急剧增加。这也说明沿坝轴附近灌浆形成的局部板墙, 未能彻底消除工程隐患, 尚需采取进一步的加固措施^①。

上述资料表明, 此次异常沉降的特征是坝顶沉降与地基管涌发展情况密切相关。

(3) 影响大坝异常沉降的主要因素

在对实录资料进行了初步分析后, 可以将大坝异常沉降的主要影响因素归为①地基土带出量; ②地基土遭冲刷面积; ③坝基上覆荷重。

a) 地基土带出量越多, 大坝异常沉降量越大

^①已于1991年对坝基进行了填充灌浆, 以堵塞渗漏通道形成的坝基空穴。

由地基渗透破坏型式分析结果表明,虽然地基土在渗流出口不断被带出,但由于遭冲蚀的土主要为无粘性的砂土,冲蚀区域内部土会不断向出口方向移动(这一点与某些土石坝防渗体的渗透破坏型式不同,防渗体中形成的集中渗漏通道多数呈垂直向上发展^[2]),因此,在出口被反滤压盖后,地基被淘空的地方主要是在冲蚀区域的内部,如坝顶0+720~0+820范围内;而0+760附近靠近冲蚀区域中心,冲蚀最厉害,因而沉降最明显。在压填反滤料前数天0+760断面沉降了30cm,压填反滤后又沉降了10cm多。而大坝运行初期1964年,一年的沉降量也不超过2.5cm。

b)地基遭冲蚀面积越大,异常沉降越容易发生

由于砂层上覆粘土层较厚较完整,如果砂土遭冲蚀的区域仅为一个很窄的小通道,则由于拱作用的影响,上覆粘土层不容易随之下沉。只有大面积砂土遭冲蚀,才会引起大范围的地基下沉,而且这种异常沉降基本上是跟砂土带出同步发生的,其速率远比一般固结沉降快得多。从图7所示的冲蚀区域形状中可以看出,冲蚀面积是越往上游越大,因此越往上游异常沉降越容易发生;而在管涌出口附近冲蚀面积较小,沉降相对较难发生,因此出口附近没发现地面有坍塌和异常沉降现象。至于冲蚀范围究竟向上游延伸多远,根据现有实测资料尚难以精确定出。如果带出砂土仅为100m³左右,则冲蚀范围不会越过坝顶。事实上在大坝迎水坡面也发生了类似坝顶的沉降和裂缝,因此可以断定地基冲蚀范围还要向上游延伸一定距离。

正是由于异常沉降与地基渗透变形同步发生,砂土带出的大部分空间基本上都被异常沉降变形量所填充,因此地基内大范围的空穴可能是不存在的,而在局部因为拱作用,如冲蚀区域中心线附近,可能会因冲蚀通道较深而发生地基架空。8月19日在2*砂层测压管灌注的高锰酸钾溶液,可能就是通过此种通道在下游渗出的。

c)地基上覆荷重越大,异常沉降越大

毋庸置疑,上覆荷重越大地基淘空引起的异常沉降变形也越大。沿水流方向荷重最大的地方是坝顶段,因此坝顶表面的异常沉降最明显,它也可能是此次事故所测得的最大异常沉降量。

4.2 变形计算分析

为了估算出排水固结引起的大坝沉降,对大坝典型断面进行了二维应力-应变分析计算。计算程序为水利水电科学研究院的SDAP程序,计算中土的本构模型采用邓肯-张双曲线模型,计算指标根据水利水电科学研究院的三轴固结排水剪试验指标,选取平均值如表1所示。计算中视坝基砂层为下游水位,坝体和坝基都向砂层排水,渗流力垂直向下作用。

表1 坝体和坝基土料计算参数

土料	容重 γ (kN/m ³)	摩擦角 ϕ (°)	凝聚力 c (kPa)	破坏比 R_f	弹性模量 K	弹性模量指数 n	体积模量 K_v	体积模量指数 m
坝体土	19.3	36.0	0.0	0.81	173.5	0.68	45.5	0.67
坝基土	18.7	32.0	10.0	0.89	145.0	0.695	36.0	0.66

图9是计算的垂直变形沿坝断面纵横向的分布。图示结果表明,排水固结引起的大坝沉降在垂直方向是沿坝高增加而增加,坝顶约为70mm;在水平方向是越靠上游沉降越大,但

最大不超过100mm。

应该指出的是,坝基排水不但会引起垂直向下的渗流力,而且还有水平方向的渗流。因此,实际排水时垂直向下的渗流力要比计算中考虑的要小,相应的沉降值也比计算值要小。另外,应力-应变分析计算出的沉降是最终沉降,这种沉降实际上可能要经历一段较长时间才能完成。如前面所介绍的大坝竣工后的沉降花了20多年的历时才基本完成。因此,可以肯定地说,坝基排水引起的坝顶固结沉降,在这次事故中最大不会超过70mm。

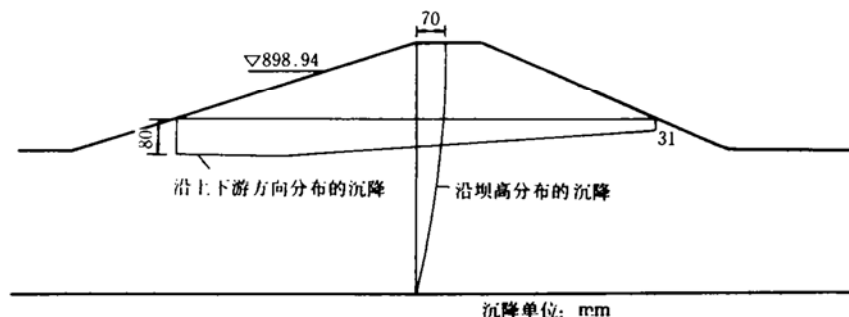


图9 排水固结引起的沉降分布

5. 结 语

根据上述资料,可以对漳泽水库土坝的异常变形提出下列看法:

(1) 此次大坝的异常沉降变形是因为地基土被淘空而引起的,其特点是地基遭冲刷面积越大,沉降越容易发生;沉降量随地基上覆荷重和地基土带出量的增大而增大。

(2) 地基土的渗透变形型式主要是粘土的砂土层的接触冲刷,冲刷发展方向沿流线方向,其发展过程是由渗流出口开始,逐渐向内部扩展,遭冲刷的土料主要为无粘性砂土。

(3) 大坝的异常变形与地基土的冲刷基本是同步发生的,其变形速率远比一般固结沉降速率要大。也正是因为沉降与冲刷同时发生,地基内大空穴存在的可能性是很小的。局部区域因拱作用妨碍了地基的下沉,可能还会有一些集中渗流通道存在,如果对这些渗流通道不采取诸如充填灌浆的封堵措施以堵塞这些通道,则大坝和地基将来可能还要发生变形。

(4) 地基排水固结引起的沉降在这次大坝异常沉降中所占的比例不大,但在今后运用中,只要地基还具备排水的条件,小规模固结沉降可能还会发生。

本项工作得到了山西省水利厅、晋城市水利勘测设计室和漳泽水库管理局的大力支持,特此致谢。

参 考 文 献

1. 佚名.堆石坝竣工后的变形.朱建华译.大坝观测与土工测试,1987(6):38.
2. Sherard J L. Embankment Dam Engineering. John Wiley & Sons, Inc, New York,1973.