

文章编号: 1000-7598-(2004) 01-0050-05

粘土铺盖的沉降裂缝计算方法

毛昶熙¹, 段祥宝¹, 朱珺峰¹, 冯玉宝²

(1. 南京水利科学研究院水工所, 江苏 南京 210029; 2. 豫北水利勘测设计院, 河南 安阳 45500)

摘 要: 水库蓄水后, 粘土铺盖及下卧软粘土层将发生沉降, 甚至裂缝。作者结合非稳定渗流计算, 对软土层提出排水固结沉降过程的计算方法, 并估算了是否发生裂缝的可能性。还对加快和减缓沉降的措施进行了讨论。

关 键 词: 渗流诱发固结; 粘土铺盖; 沉降; 裂缝

中图分类号: TV 223.4⁺¹ **文献标识码:** A

Calculation method for settlement and cracks of clay blanket

MAO Chang-xi, DUAN Xiang-bao, ZHU Jun-feng, FENG Yu-bao

(1. Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China; 2. Design Institute of Northern Henan Province, Anyang 455000, China)

Abstract: Clay blanket and the underlying soft layer will be settling, even cracking, after storage of reservoir. A calculation method for settlement of soft earth layer in course of drainage consolidation is proposed; and the possibility of cracking is estimated. Finally, the measures to accelerate and decelerate the settlement of clay blanket are discussed.

Key words: seepage induced consolidation; clay blanket; settlement; cracks

1 前 言

土石坝防渗技术的发展过程, 目前的趋势是水平防渗已逐渐为垂直防渗所取代, 只有在那些缺乏垂直防渗施工能力或河床覆盖层特别深厚者才考虑采用水平防渗。例如, 西部大开发中新疆下坂地水库就是由于河床砂砾土层深厚达 150 m, 垂直防渗墙技术尚无先例, 只好采用粘土铺盖防渗设计方案。该斜心墙土石坝高 81 m, 设计洪水位 2 960 m, 粘土铺盖长 916 m, 厚 12~4 m, 其下地基中还有两层断续的软粘土, 因此, 铺盖沉降裂缝问题就成为该水库设计重点之一。

按照习惯上的防渗铺盖设计, 渗流场计算与沉降量计算是分别进行的, 而且, 沉降计算多是查规范引用一些经验或固结近似公式简单地估算, 故自然会发生较大的误差。为此, 本文结合下坂地水库对粘土铺盖在蓄水荷载情况下的沉降问题, 概括地论述了渗流固结机理, 并提出引用渗流场数值计算方法去研究分析粘土铺盖和软基的沉降过程问题。

2 粘土铺盖的渗流固结机理

土力学中的固结理论与渗流水力学中的渗流理论是密切相关的, 都是从孔隙水压力、有效应力和渗透力等概念出发论述软粘土的排水固结理论, 或者直接说成是渗透诱发固结理论。但是, 研究领域不同, 所习用的名词也不完全相同, 以致会发生误解, 例如, 固结理论中把施加荷载引起的孔隙水压力称之为超孔隙水压力, 以区别不施加荷载时的孔隙水压力; 也有区别于静水压力与超静水压力等。其实, 完全可以顾名思义地理解孔隙水压力, 在渗流中就是土体孔隙中充水的压力, 它包括无压渗流的静水压力, 也包括封闭的承压水或施压荷载的超静水压力 (即驱动水压力), 它们都可以用某点的测压管水头表示。仔细地研究这些力就知其间互相沟通转换的关系, 例如驱动水压力 (外力, 表面力) 与渗透力 (内力, 体积力), 孔隙水压力与有效应力, 静水压力与浮力及浮重, 超静水压力与有效应力等^[1]。下面, 就利用这些不同概念来说明

粘土铺盖的固结沉降机理。图 1 所示为水库内淹没的天然弱透水覆盖层、滩地或人工粘土铺盖, 由于洪水来临时, 滩面上水深迅速增加的荷载能压密土层, 造成不均匀沉陷发生裂缝。这种在外荷重作用

下的饱和粘土, 因孔隙水由土中逐渐排出而引起的压缩沉陷, 是因为迅速增加的荷重, 使孔隙水出现超静水压力, 造成随时间过程变化的非稳定渗流和不均匀渗流的结果。

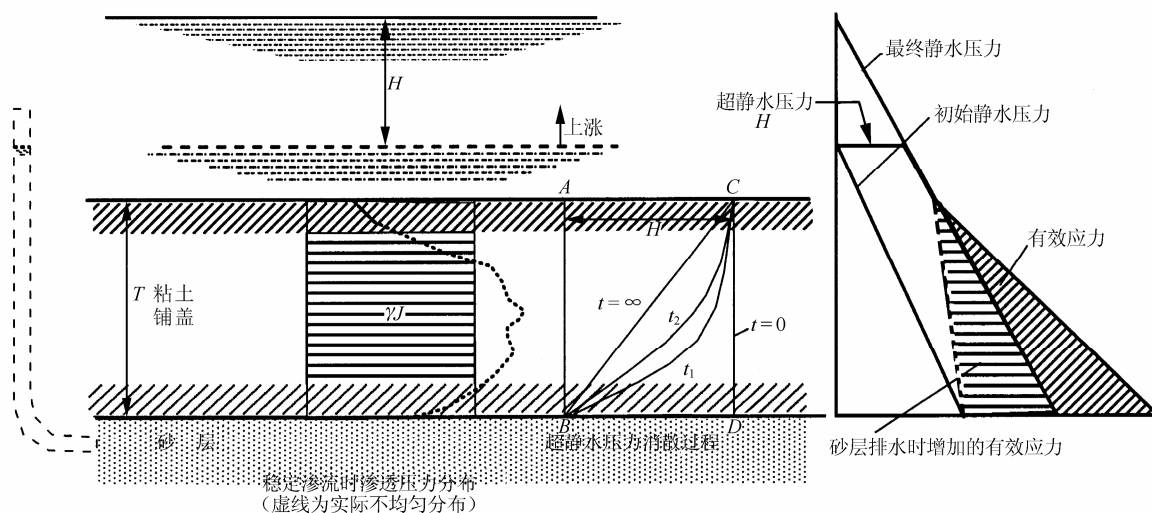


图 1 粘土铺盖的渗流固结机理示意

Fig.1 Sketch of mechanism of seepage induced consolidation for clay blanket

如果在饱和粘土层上迅速增加砂石或建筑物的荷重, 其超静水压力随时间的消散将同时在粘土层上下边界开始, 最终沉降相应于粘土层中孔隙超静水压力为 0 的情况, 而不象涨水荷重最终形成的三角形分布的超静水压力分布。

穿经弱透水覆盖的下渗过程, 实际上是非稳定渗流。如图 1 中的中部所示, 粘土层中的孔隙水压力分布只是代表水位上升后的超静水头增量 H 。这种荷载的分布, 开始沿整个粘土层深度是相等的; 由于下面强透水砂层的排水作用 (认为砂层中原有水头不变), 在粘土底部瞬时产生很大的水力坡降, 开始由底部向砂层排水渗透, 并逐渐推向粘土顶部; 历经一个非稳定渗流的过程, 如图所示 t_1, t_2 时刻沿深度方向的水压力分布, 最后 ($t = \infty$) 趋于稳定渗流的三角形水压力分布 ABC, 另一个三角形 BCD 代表超静水压 H 消散, 趋于稳定后转换的有效应力分布; 这个非稳定渗流过程也就是粘土层压缩固结的过程。固结将由粘土层下部边界推向其上部边界; 同时, 开始经过粘土层自上而下的不均匀和非稳定渗流, 并将趋于稳定。在粘土层中建立稳定渗流时将达到粘土层的最终沉降。

显然, 在稳定渗流时, 这个增加水深 H 的荷重 (γH) 也就是穿过土层厚度 T 的渗透力

$\left(\gamma J T = \gamma \frac{H}{T} T = \gamma H \right)$, 它在均匀土层中沿深度的分布如图中左边的影线所示。但是, 土层的渗透性往往是很不均匀的, 各处发生的渗透力可能差别很大, 用虚线表示于图中; 于是, 各处受到的挤压程度悬殊, 造成不均匀沉陷而开裂。

若绘制沿深度线全部孔隙水压力及其有效应力分布, 如图 1 的右边所示, 也可得到同样的解释。图中底部横线总宽度代表底面的总应力; 最右侧的斜影线三角形为土体浮重有效应力分布, 当孔隙水压力中的超静水压力 (驱动水压) H 逐渐渗透消散后, 最终转变为图中水平影线三角形的有效应力分布, 虚直线就是最后稳定渗流完全固结时的孔隙水压力, 沿粘土层深度的分布线相当于图的中部的 BC 线; 这就说明超静水头向下渗流作用能诱发固结应力, 使土层底面增加了有效应力 γH , 此值也就是土层厚度渗流的总渗透力, 即水头能量的损失改变了应力分布。

3 粘土铺盖沉降过程计算方法

库区粘土铺盖及其下卧软土地基在蓄水荷载作用下, 将逐渐沉降, 甚至裂缝。这个排水固结问题, 实质上是一个非稳定渗流过程, 因为, 从软土层上

为 99.8%，最终沉降为 1.7 m 等。

以上计算结果，若与设计书中以沉降公式估算的最终沉降 2.31 m，蓄水两年沉降 2.2 m，固结度达 95 % 相比较，有一些差距。因此，研究排水固结沉降问题，例如，在施工期采取预压砂井等加快沉降和蓄水运行期间减少沉降，以及避免不均匀沉降等措施，看来引用可压缩渗流场的数值计算方法是合理的。

同样，可计算出上游坝脚处最厚（12 m）铺盖和上游端最薄处（4 m）铺盖在蓄水后的沉降过程：最终沉降在坝脚处为 1.512 m，上游端为 1.556 m，蓄水半年、一年、两年的沉降量在坝脚依次为 1.5 m，1.506 m，1.508 m，上游端依次为 1.225 m，1.446 m，1.533 m。这样，在粘土铺盖平面上各点的沉降量都可算出，从而，可以研究不均匀沉降发生裂缝的可能性及其防止措施。

4 粘土铺盖裂缝和坍塌的估算

人工铺盖蓄水后发生裂缝的首要原因是不均匀沉降。但是，缺少这方面的数据。因此，考虑利用上面计算各点的沉降量来分析沉降的不均匀程度作为判断裂缝可能性的依据。例如取粘土铺盖单位宽度计算厚度 T ，长度为 L ，且为均匀荷载 w 的梁板时，将其简单地考虑为悬臂板梁，采用结构上的悬臂梁

公式，取其最大垂向挠度 $z_{\max} = \frac{wL^4}{8EI}$ ，最大弯矩

$M_{\max} = \frac{wL^2}{8}$ ，弹模 $E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$ ，断面惯性矩 $I = \frac{bT^3}{12}$ ，单位宽度 $b = 1$ m，铺盖上下表面处的最大应力 $\sigma = M_{\max} \cdot \frac{T}{I}$ ；依次代入挠度公式可得

$$L = 2\sqrt{Tz_{\max}/\varepsilon} \quad (4)$$

按照碾压土坝裂缝的临界拉应变 $\varepsilon = 1\%$ 考虑^[3]，则铺盖厚度 $T = 5.53$ m 时，最大沉降 $z_{\max} = 1.7$ m 代入上式算得 $L = 193.9$ m，即在此距离内不允许发生 1.7 m 的沉降差，或以平均倾斜度表示 $z_{\max}/L = 0.9\%$ ，约与土坝裂缝分析允许最大倾斜度 1 % 相近^[3]。因此，似可用上式估算铺盖在距离 L 的范围内不允许发生沉降差 $z_{\max}$ ，或一般的沉降倾斜度限制在 1 % 以内。

应该指出的是选取梁板弯曲模式不同（如简支梁，连续梁等），其计算结果有别，而且，荷载分布不均匀（如波浪作用下的护坡设计）或断面不均匀（如沿土坝轴线高度不同）时，就得分段考虑^[3, 4]。

不过将那些因素和关系加以分析，却与上式相同（按照文献[4]土坝长 L ，两端固定，以福里叶级数求解 4 阶微分方程，逐步简化可得土坝中间最大沉降量公式为 $L = \pi \sqrt{Tz_{\max}/2\varepsilon}$ ）。因而，上式可简单估算铺盖发生裂缝的可能性。当然，过去经验性采用粘土铺盖的沉降率 2 % 来判断发生裂缝的可能性，也可作为参考。

除了上述铺盖及其下卧软土层因沉降量大、可造成铺盖不均匀沉降发生裂缝外，另一原因是渗透过程中的渗透力的不均匀性以及水力劈裂作用^[5]。现在把下坝地水库人工铺盖的渗透过程结合土力学固结概念单独描绘。如图 4 所示，在蓄水后总应力 σ 固定时，则铺盖内排水固结时渗透水压力（即孔隙水压力）的减小就等于有效应力的增加， $d\sigma' = -dp$ ，图示影线三角形代表原来的土体浮重有效应力分布，当库水水头骤升 55 m 时，粘土铺盖中孔隙水压力逐时段消散过程 t_1, t_2 减小的面积就转化为影线面积的有效应力。在最终达稳定渗流时，水头损失 $\Delta h = 19$ m，水压力三角形 BCD 都转化为有效应力。如果已测得此饱和粘土在此转化应力时的压缩性系数，就可算得压缩沉降量^[6]。同样此转化的有效应力也相当于渗透力的内部挤压作用，由于土体的不均匀性，在其作用下铺盖将发生裂缝。根据渗透力 γJ 考虑可知涨水后铺盖底面开始排水的渗透坡降 J 很大，裂缝等破坏将从底面开始。由水力劈裂原理，当有效应力 $\sigma' = \sigma - p$ 减小到 0 或发生的拉应力超过土的抗拉强度时，充水压力就会使土体发生劈裂（与侧向最小主应力方向正交），参看图 4 所示沿深度方向的应力与水压力的分布可知，在粘土铺盖表面首先开裂；由于孔隙水压力是作用在一点上，裂隙并不一定立即发生，而与应力发展、传递、应力应变再分布调整等有关。

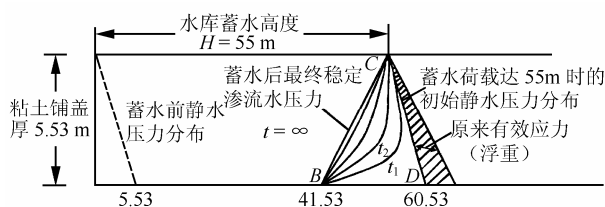


图 4 排水固结过程中的孔隙水压力分布

Fig.4 Change of pore water pressure distribution during drainage consolidation

总的说来，无论从不均匀沉降，还是从渗流破坏方面分析，裂缝的发生都是在铺盖的上下边界开始，所以，应适当防护，特别是铺盖底面。同时，

应当明白铺盖本身施工的不均匀性也将是发生裂缝甚至由裂缝发展到坍塌的原因,库水位蓄水上升太快,瞬时局部渗透坡降很大,铺盖也容易发生渗透破坏。

5 铺盖沉降裂缝的防止

根据已有水库的人工和天然的粘土铺盖,尤其是我国北部几个省的次生黄土地区,蓄水运行以后几乎都发生裂缝,施工质量差的可达数十条以上。如果铺盖下面有砂垫层或是非管涌性砂砾石平整地基,则将保护冲蚀土不致于流失,裂缝逐年淤堵趋于好转;但若底部垫层土有架空漏洞,裂缝会继续发展,甚至形成坍塌。如塔贝拉(Tarbela)水库,1974年首次蓄水,铺盖上发生坍塌362个,经水中抛土处理后,1975年蓄水又发现坍塌429个,再连续三年抛土,坍塌逐年减少,淤积而渐趋稳定。因此,采用水平铺盖防渗方案时经常把塔贝拉水库作为成功的经验;其实,应该说是失败的教训。因为,只有预防破坏性裂缝发生的铺盖设计才是成功的。

由以上分析可知:防止粘土铺盖发生裂缝的设计思路,最要紧的是不使铺盖发生过大的不均匀沉降和不均匀渗透,例如,下坝地水库照惯例设计已采用了预压和打砂井、排水固结以减少下卧软土层在蓄水后的沉降量,并在铺盖下设滤层等措施。其次,是在蓄水运用期间不使下卧软土层上下界面有较大水头差,以减小软土层中渗透力的挤压排水作

用,以及采取控制铺盖层中的排水固结等措施。但关于这一思路尚未被人接受,很多人以为粘土铺盖层和公路等建筑基地下的软土层一样都必须排水固结;殊不知如能采用不排水控制措施将会节约大量资材。

无论是在施工时预压排水加速固结,还是在蓄水运用期间控制不排水减缓固结,都需要根据渗流场的计算来研究适当的措施以优化设计方案,否则,会发生较大的误差或造成浪费。

参考文献

- [1] 毛昶熙. 渗流计算分析与控制[M]. 北京: 水利电力出版社, 1990, 再版 2003.
- [2] 毛昶熙, 段祥宝, 李祖贻等. 渗流数值计算与程序应用[M]. 南京: 河海大学出版社, 1999.
- [3] 南京水利科学研究院. 土坝裂缝及其观测分析[M]. 北京: 水利电力出版社. 1979.
- [4] Leonards G A, Narain J. Flexibility of clay and cracking of earth dams[J]. *Proc, ASCE*, 1963, 89(SM2): 47—70.
- [5] 毛昶熙. 关于粘土铺盖裂缝问题[J]. 水利工程技术, 1991, 6: 2—5.
- [6] Terzaghi K. Theoretical Soil Mechanics[M]. New York: Wiley, 1943.
- [3] 朱维申, 何满潮. 复杂条件下围岩稳定性与岩体动态施工力学[M]. 北京: 科学出版社, 1995.
- [4] 寇晓东, 周维垣, 杨若琼等. 应用三维快速拉格朗日法进行三峡船闸高边坡锚固稳定与机理研究[J]. 土木工程学报, 2002, 35(1): 68—74.
- [5] 陈帅宇, 周维垣, 杨强等. 三维快速拉格朗日法进行水布垭地下厂房的稳定分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(7): 1 047—1 053.
- [6] 冯夏庭. 智能岩石力学导论[M]. 北京: 科学出版社, 2000.
- [7] 姜谟男, 赵德孝, 鲁炳强等. 金山店铁矿采区围岩及回填体稳定性数值模拟及分析[J]. 有色矿山, 2002, 31 (6): 6—8.
- [8] 丁秀丽, 盛谦, 邬爱清等. 水布垭枢纽地下厂房施工开挖与加固的数值模拟[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(增): 2 162—2 167.

上接第 49 页