

基于有限元-离散元耦合的堆石坝坝体填筑过程稳定性模拟

符 帅

中国水利水电第十二工程局有限公司, 浙江 杭州 310030

[摘要]堆石坝填筑施工稳定性控制是超高土石坝工程技术的重要内容之一。文章以西南地区一巨型水电站砾石土心墙堆石坝作为工程实例,在此基础上运用有限元-离散元耦合法对其整个填筑过程实施计算仿真研究。在对现有堆石坝稳定分析传统方法以及数值模拟现状综述的基础上介绍了有限元-离散元耦合的基本原理和技术路线,然后建立了一种考虑到堆石体非连续性的三维耦合模型,对堆石坝沿河床到坝顶分层次填筑过程进行了模拟求解,在此基础上得到不同阶段下堆石坝体下沉量与变形大小、应力状态、心墙拱作用等稳定性参数变化特征。

[关键词]堆石坝;稳定性;有限元-离散元耦合;数值模拟

DOI: 10.33142/ect.v4i3.19411

中图分类号: TV64

文献标识码: A

Stability Simulation of Rockfill Dam Body Filling Process Based on Finite Element - Discrete Element Coupling

FU Shuai

Sinohydro Bureau 12 Co., Ltd., Hangzhou, Zhejiang, 310030, China

Abstract: Stability control of rockfill dam filling construction is one of the key contents of ultra-high earth rock dam engineering technology. The article takes a giant hydropower station gravel soil core rockfill dam in the southwest region as an engineering example, and based on this, uses the finite element discrete element coupling method to conduct computational simulation research on the entire filling process. On the basis of summarizing the traditional methods for stability analysis of existing rock fill dams and the current status of numerical simulation, the basic principles and technical routes of finite element - discrete element coupling are introduced. Then, a three-dimensional coupling model considering the discontinuity of the rock fill body is established to simulate and solve the layered filling process of the rock fill dam from the riverbed to the dam crest. Based on this, the characteristics of stability parameter changes such as settlement and deformation size, stress state, and core wall arch action of the rock fill dam body at different stages are obtained.

Keywords: rock fill dam; stability; finite element - discrete element coupling; numerical simulation

引言

西南一个大型水电站砾石土心墙堆石坝的最高处达到 295m,整个大坝的体积约为 4300 万 m^3 ,是迄今为止世界上第二大、中国最大的堆石坝。堆石坝是由不同的材料逐层堆填起来的,而在堆填过程中发生的变形以及稳定性直接影响着整个大坝的安全性,但是堆石料是非连续的,非均质,各向异性介质,传统的连续介质力学模型很难精确地表达出其颗粒破碎移位等微细变形模式。有限元-离散元耦合法即 FEM/DEM,其宏观层面用有限元的方法来计算大坝的整体反应,微观层面用离散元的方法来表现颗粒材料的不完整性。因此它为分析研究堆石坝的稳定性提供了一种新的思路和技术手段。

1 堆石坝坝体填筑过程稳定性研究现状

堆石坝稳定性研究的传统方法主要有极限平衡法、经验公式法。极限平衡法是以刚体假定为前提,在对滑裂面应力进行分析的基础上求得安全系数,但是不能体现堆石体填筑过程中应力—应变的发展变化情况也不能考虑堆

石料的非线性特征^[1];经验公式法是根据实际工程测试数据拟合得到坝体变形与坝高之间经验关系,但是我国现行标准仅限于 200m 以内大坝,对于 300m 级超高标准堆石坝不适用。另外常规三轴试验由于有缩尺的影响使堆石体模型参数同原型监测结果差距较大^[1]。

为了弥补单个手段的不足,作者提出有限元-离散元耦合法。长江科学院提出了分阶耦合 FEM/DEM 的多尺度模拟方法,即在微观尺度上使用离散单元法,对每个高斯点的颗粒集合进行本构关系的解析,从而对宏观结构进行力学计算,在一定程度上降低了传统连续方法对于唯象本构关系的需求^[2];武汉理工大学周伟课题组建立起了细观随机颗粒体模型并提出了高堆石坝 FEM/DEM 耦合法,形成了全寿命期变形控制系统,有效地解决了堆石料“缩尺效应”的问题,该方法已经在多个大型工程中实现运用。针对 300m 超大型堆石坝,采用 FEM/DEM 耦合法可以揭示出填筑过程中的堆石体变形机理,在宏观和微观两个层面上对堆石料进行分析,使稳定性计算更有说服力。

2 堆石坝坝体填筑过程数值模拟

2.1 模型构建与参数确定

(1) 几何模型

西南某特大型水电站砾石土心墙堆石坝最大坝高达 295m，坝顶高程为 2875m，河床部位心墙顶高程 2580m，坝顶宽度为 16m，上游坝坡比为 1:2，下游坝坡比为 1:1.9。坝体划分成心墙防渗体、反滤层、过渡层以及堆石壳体等四个区域，它的一个典型横断面划分如图 1 所示。

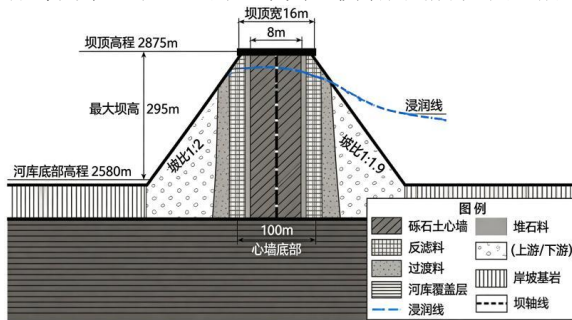


图 1 大坝典型剖面分区示意图

论文创建了坝体三维有限元-离散元耦合模型。模型沿河道方向尺寸为 1.5 倍坝高，坝轴线方向宽度为 1km。模型共划分为立方体单元有大约 12 万多个，对心墙段以及心墙与堆石交接区域进行了加密，离散元子模型嵌套在最大应力集中位置处，共有大约五千多个堆石颗粒。

(2) 材料参数

建筑材料有心墙砾石土、反滤料、过渡层及堆石料。堆石料来自施工现场爆破开挖出的石头堆场，岩石为板岩，实验室测定重度为 2.718，平均饱和极限抗压强度为 63.8MPa，设计孔隙率为 21%、对应的制样干密度是 2.147g/cm³；心墙砾石土是掺砾土料，最大干密度 2.05g/cm³。

堆石体是本构关系最为复杂及缩尺效应最强的材料，在宏观区使用了邓肯一张 E-B 非线性弹性模型，切线弹性模量与切线体积模量参数利用了超大尺寸试验得到。为了尽量减少缩尺效应带来的影响，在该模型中利用了超大尺寸试验的数据确定了相应参数，材料参数见表 1。

表 1 主要筑坝材料计算参数

材料分区	密度 ρ (g/cm ³)	邓肯 E-B 模型参数					强度参数	
		K	n	K _b	m	R _f	ϕ (°)	c (kPa)
心墙土料	2.05	350	0.35	180	0.40	0.85	28	40
反滤料	2.10	550	0.30	280	0.35	0.88	35	0
过渡料	2.15	700	0.28	350	0.32	0.90	38	0
堆石料	2.18	850	0.25	420	0.30	0.92	42	0

(3) 边界条件与荷载

模型下部施加固定约束，四周边界施加法向约束。填筑荷载通过“单元生死”的方式逐层加载，填筑一层便激活这一层的单元并施加重力荷载。

2.2 填筑过程模拟步骤

结合工程施工实际情况，大坝坝体填筑的模拟分为如下几个阶段，步骤 1：河床段填筑。心墙区与堆石区同时进行填筑，每次填筑厚度为 1.0~1.5m，在此过程中主要观察的是坝基的沉降以及心墙应力的变化情况；步骤 2：坝体中心段填筑。分层填筑到坝体中间部分，此时坝体的高度有所增高并且开始出现明显的差异性沉降，在此过程中注意观察心墙拱效应的发展；步骤 3：坝体顶部填筑。对剩余坝体进行填筑使坝体达到规定的坝顶高程，重点在于分析竣工期的坝体最终变形情况；步骤 4：竣工后蠕变分析。对已经填筑结束的堆石材料继续进行蠕变变形量的计算，研究工后沉降的发展趋势。

在 FEM/DEM 耦合模拟中一个填筑步骤由三小步组成，先做宏观有限元计算得到整个区域的应力分布情况，在预设好的高斯积分点位置执行离散颗粒模型的仿真计算，离散颗粒模型用线性接触模型来表示两个颗粒之间的相互作用并且把颗粒破碎的因素纳入其中以修正等效本构关系，之后把更新过的材料性质反馈给宏观模型开始下一个填筑周期循环。

2.3 稳定性评价指标

堆石坝填筑过程稳定性的评估主要包括如下几个方面：①坝体沉降变形：主要包括最大沉降量 S_{max} 、沉降沿坝高的变化趋势及沉降随时间的变化曲线。心墙的沉降是两河口高土石坝的主要控制的安全监测内容之一，经研究发现心墙沉降变形呈现出典型的阶段性特征，即先快后慢、再快的三个阶段；②应力水平与拱效应：利用应力水平 $SL = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$ 来衡量所使用的材料所达到的最大强度；心墙拱效应由拱效应系数 $AR = \frac{\sigma_{core}^{core}}{\sigma_{shell}^{shell}}$ 表示；③心墙水力劈裂安全系数：采用修正后的拱效应系数来表示心墙在水力劈裂作用下的安全系数；④坝坡稳定性安全系数：运用强度折减法求得坝坡的安全系数。

2.4 模拟结果分析

(1) 沉降变形分析

有限元模拟结果表明，双屈服面模型计算出的坝体最大沉降只占到 E-v 模型计算出沉降量的 91%，由此可见本构关系选择不同所得计算结果也不尽相同。而本文通过 FEM/DEM 耦合方式得出的最大坝体沉降变化曲线如图 2 所示，竣工时期的坝体竖向位移等值线分布如图 3 所示。

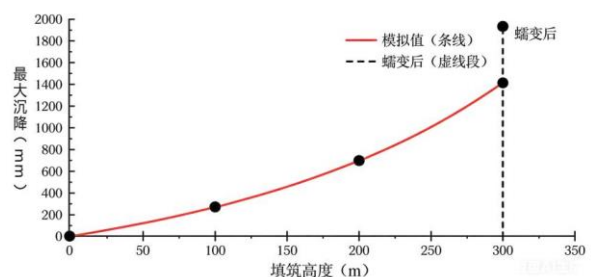


图 2 坝体最大沉降随填筑高度的变化曲线

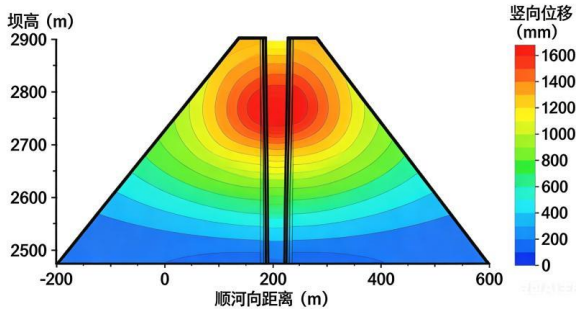


图3 竣工期坝体竖向位移等值线图

有限元分析得出结论,在双屈服面模型下计算得到的最大坝踵沉降只达到了 E-v 模型计算值的 91% 左右,表明构成模型的选取对于计算结果有着较大的影响作用;本文采取的是 FEM/DEM 耦合法计算的结果,如下图 2 所示。

表 2 各填筑阶段坝体变形计算结果

填筑阶段	填筑高度 (m)	最大沉降 (mm)	沉降/坝高 (%)	心墙顶部沉降 (mm)
阶段 1	100	286	0.097	245
阶段 2	200	782	0.265	668
阶段 3	295	1436	0.487	1223
蠕变后	295	1824	0.618	1568

模拟结果显示:坝体最大沉降随着填筑高度增大而呈非线性增大趋势。填筑到 100m 的时候最大沉降约为 286mm,在填筑到 295m 竣工的时候最大沉降达到约 1436mm,占坝体高度的 0.487%,在考虑了堆石料蠕变效应之后的工后沉降增加到了 1824mm (占坝体高度的 0.618%)。对两种筑坝堆石料进行的大尺寸三轴蠕变试验表明,最后剪切蠕变与剪应变成正比,轴向蠕变衰减幂指数与剪切蠕变衰减幂指数相似,最后轴向蠕变是最后剪切蠕变的 1.5 倍。

从沉降分布看,最大沉降出现在心墙部位的中部偏上的地方,约在坝高 1/3~1/2 处,与实测值基本相符。施工过程中监测显示,在漫长的施工期间,局部地区沉降大于 800mm。模型模拟计算的结果与实测值相比较证明了本文所使用的模型是可行的。

(2) 应力分布分析

竣工期坝体应力水平分布如图 4 所示。

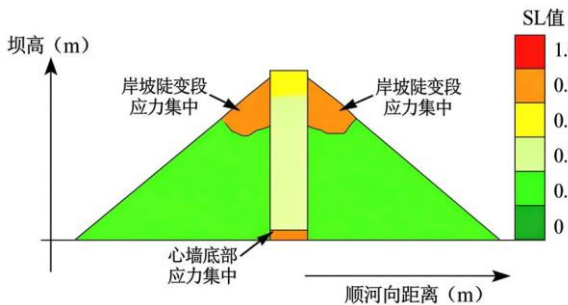


图 4 坝体应力水平分布图

经过计算,结论是:心墙底部大主应力沿心墙深度线

性增大,在坝基处最大,约为 4.2MPa。心墙和堆石之间不同的沉降造成明显的拱的作用,心墙拱效应系数 AR 在坝体内上部为 0.82~0.91,说明心墙所承受的竖向压力小于上部覆盖土的压力,有一定的应力传递作用。

应力大小的分布可以看出大多数地区都满足 $SL < 0.8$,说明材料有足够的强度储备。只有在岸坡陡变处以及心墙基底一小部分地方出现了应力集中现象,在施工时要注意。

(3) 颗粒细观机制分析

FEM/DEM 耦合法的优点是可以阐明堆石体填筑碾压过程中微观机理。离散元法模拟结果为:

堆石颗粒在碾压过程中的粉碎及颗粒重新排列现象非常严重,宏观压实变形主要是由三个细微机制贡献,即颗粒之间相对位移重排占到约 50%~60%,颗粒的粉碎约为 20%~30%,颗粒的弹塑性变形约为 10%~15%。堆石料颗粒的粉碎大多发生在大压应力区或者很大的压应力梯度地区,如心墙与堆石接触面和坝基位置^[3]。这使得堆石料颗粒级配发生改变,使细颗粒含量变大,从而对坝体的渗流特性以及长期变形特性产生影响。

3 稳定性影响因素与控制措施

3.1 材料特性影响

结构特征是决定大坝稳定性的首要要素,堆石体的岩石种类、粒径级配、孔隙率及密实度对大坝的变形模量以及最终沉降有决定性作用。

表 3 不同岩性堆石料对坝体沉降的影响

岩性	饱和抗压强度 (MPa)	比重	竣工期最大沉降 (mm)	相对基准值偏差
板岩	63.8	2.718	1436	基准值
砂岩	85.0	2.730	1186	-17.4%
花岗岩	120.0	2.650	987	-31.3%

在高应力作用下堆石体的蠕变性质直接影响到工后沉降量的多少,在文中所做的敏感度分析里认为当堆石料弹性模量系数 K 改变 $\pm 5\%$,完工期的最大沉降就会有 $\pm 8.2\%$ 的变化范围了。广义塑性模型的结果与邓肯 E-B、E- μ 模型相比更加贴近实际情况^[4]。所以在数值仿真过程中合适的本构关系的选择非常重要。

施工技术措施上,应该做到如下几点,即:①加强对料源管理,在堆石料选用过程中要保证其岩性和级配符合设计要求;②重视对压实质量的把控,严格按照设计孔隙率的要求开展碾压工作等;③做大型三轴及现场旁压试验以获得材料参数。

3.2 填筑速率影响

填筑速度是制约大坝稳定的主要施工控制因素之一,若填筑速度快,会使孔隙水来不及排出,造成心墙土料不能很好地排水固结,导致坝坡失稳。

本文模拟了三种填筑方案对稳定性的影响,结果如表 4 所示。

表 4 不同填筑速率对稳定性的影响

填筑速率 (m/月)	总工期 (月)	最大沉降 (mm)	心墙拱效应系数	坝坡安全系数
2.0	148	1385	0.84	1.46
3.0 (实际)	98	1436	0.82	1.42
4.0	74	1528	0.79	1.35

结论是:填筑速率由 2.0m/月提升到 4.0m/月情况下,完工时段最大沉降增大了约 10.3%,心墙拱效应系数变小,坝坡抗滑稳定安全系数从 1.46 减小到 1.35。然而很低的填筑速率会导致工期拉长,增加工程费用等不利因素。

综合工期及稳定要求,推荐填筑速度在 3.0~3.5m/月左右,也要做好填筑期间的安全监察工作,监测大坝的填筑过程的观测指标,对大坝应力变形实行三维动态监测,实时变更施工方案。

3.3 坝体几何形态影响

坝体几何造型有坝高、坝坡坡比、心墙形状等方面,在文中研究了上游坝坡坡比与坝体安全系数之间的关系,如下图 5 所示:

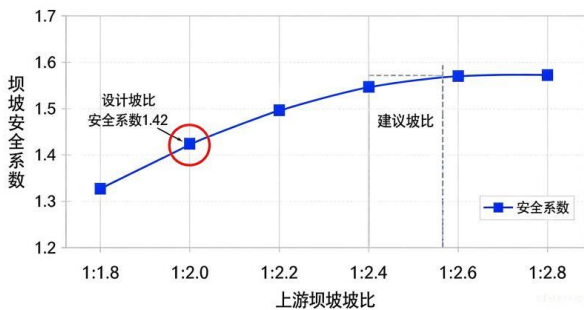


图 5 坝坡坡比对坝体安全系数的影响曲线

由图 5 可知:①上游坝坡坡比由 1:2.0 降到 1:2.5 后,坝坡安全系数由 1.42 提升到 1.58,但是填筑方量增长约 12%;②心墙加厚 10%,心墙拱效应系数增大了约 4.5%,但是坝体总的沉降增大了约 3%;③岸坡段地形突变位置是主要的高应力集中区,应该增设高塑性土缓冲层来降低应力集中。

对于岸坡段厚约 1.2~5.3m 的不同高塑性土层,高塑性和心墙基部的应力增大不大,对心墙抗水剪切破坏能力

也没有太大改变,应结合现场岸边地形实际情况来选择合适的的高塑质土层厚度。

防护措施上,提出如下几点意见:①坝坡结构设计保证安全的同时注意经济性;②岸坡部位设置渐变过渡区以减少应力集中;③对坝身分块进行优化布置,明确每种材料的分布区域等。

4 结束语

本文基于西南某巨型水电站,利用 FEM/DEM 耦合技术对整个大坝填筑过程进行了模拟研究,得到如下结论:①FEM/DEM 耦合技术综合考虑了宏观整体响应以及微观颗粒机制,最终得到的竣工期的最大沉降为 1436mm,工后沉降达到 1824mm,心墙拱作用系数在 0.82~0.91 之间。②颗粒间的相对滑动重排及颗粒之间的相互破碎构成了填筑压实的主要微观力学机制。③影响其填筑压实的关键因素有三个:堆石料弹性模量参数 K 变化±15%时会导致沉降变化±8.2%;填筑速度由原来的 2.0m/月提升至现在的 4.0m/月,使得沉降增加了 10.3%,同时安全系数也从原来的 1.46 下降到了现在的 1.35 等。坝坡放缓可提升安全系数但是加大了工程量。④建议严格把好料源质量和数量关,控制填筑速率 3.0~3.5m/月,并根据实际监测情况及时调整,完善岸坡高塑性土过渡带的设计方案。

[参考文献]

[1]王芳,李国英,翟迎春,等.考虑堆石坝填筑过程的随机有限元模拟方法研究[J].西北水电,2025(3):119-123.
[2]周站勇,周顺田,叶发金,等.周宁抽水蓄能电站面板堆石坝应力变形非线性有限元分析[J].福建水力发电,2024(2):16-20.
[3]方博,成鑫.抽蓄电站高沥青混凝土心墙堆石坝三维有限元地震反应分析[J].水电能源科学,2026,44(3):131-135.
[4]谭倬,张涵.玻烈河水库面板堆石坝三维静动力有限元分析[J].河南科技,2024,51(17):41-45.
作者简介:符帅(1996.7—),毕业院校:西安理工大学高科学院,所学专业:水利水电工程,当前工作单位:中国水利水电第十二工程局有限公司,职务:项目施工管理部副主任,职称级别:工程师。